



Bergische Universität Wuppertal

Fachbereich D

Abteilung Bauingenieurwesen

Bodenmechanik und Grundbau

Bericht - Nr. 27

März 2004

Karsten Dörendahl

**Das Tragverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen
als Ausfachung von Baugrubenwänden**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. B. Walz
und Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort

Das Tragverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen als Ausfachung von Baugrubenwänden

Vom Fachbereich D
Abteilung Bauingenieurwesen
der Bergischen Universität Wuppertal

angenommene Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur
– Dr.-Ing. –

von
Dipl.-Ing. Karsten Dörendahl
aus Wuppertal

Vorsitzende der Prüfungskommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. von Grabe

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort
Univ.-Prof. Dr.-Ing. B. Walz

Tag der mündlichen Prüfung: 30. Januar 2004

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Bauverfahren	2
2.1	Allgemeines	2
2.2	Herstellung von Schlitzdichtwänden als temporäre oder dauerhafte Vertikalsperren ..	3
2.3	Schlitzdichtwände mit eingestellten Tragelementen als Baugrubenwände	4
2.3.1	Allgemeines	4
2.3.2	Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand	4
2.3.3	Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern	4
2.3.4	Vergleich der beiden Bauverfahren / Wirtschaftlichkeitsbetrachtung	6
3	Bisheriges Bemessungskonzept	8
3.1	Modellvorstellung vom Tragverhalten der Verbauwand	8
3.2	Nachweisverfahren nach WEIßENBACH	9
3.3	Nachweisverfahren nach BALDAUF/TIMM	10
3.4	Beurteilung der Nachweisverfahren	11
4	Zusammensetzung von Einphasen-Dichtwandmassen	13
4.1	Bentonit	13
4.2	Zement	14
4.3	Rezepturen	14
5	Untersuchungen anderer Autoren	16
5.1	Allgemeines	16
5.2	Literaturüberblick	16
5.3	Einaxiale Druckversuche	18
5.4	Direkte / Triaxiale Scherversuche	22
5.5	Oedometerversuche	25
5.6	Kriechversuche	27
5.7	Versuche zur Bestimmung der Querdehnung	29
5.8	Versuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit	32
5.9	Versuche zur Bestimmung des Temperatureinflusses	33
5.10	Modellversuche an Dichtwandmassen	35
6	Eigene Laborversuche	39
6.1	Probenmaterial	39
6.2	Einaxiale Druckversuche	40
6.3	Triaxiale Scherversuche	43
6.3.1	CD-Versuche	44
6.3.2	UU-Versuche	45
6.4	Oedometerversuche	46

6.5	Kriechversuche.....	48
6.6	Versuche zur Bestimmung der Querdehnung.....	52
6.7	Versuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit.....	55
6.8	Versuche zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit.....	55
6.9	Zusammenfassung.....	56
7	Modellversuche an balkenförmigen Probekörpern.....	57
7.1	Herleitung eines vereinfachten Tragmodells.....	57
7.2	Literaturüberblick.....	58
7.3	Vorüberlegungen.....	63
7.4	Versuchsprogramm.....	63
7.5	Herstellung der Probekörper.....	65
7.6	Versuchsaufbau.....	66
7.7	Versuchsdurchführung.....	69
7.7.1	Vorversuche.....	69
7.7.2	Probeneinbau.....	70
7.8	Versuchsergebnisse.....	70
7.8.1	Auswertung der Bruchbilder.....	70
7.8.2	Auswertung der Messgrößen.....	75
7.8.2.1	Last-Verformungs-Kurven.....	75
7.8.2.2	Auswertungsmethode.....	79
7.8.2.3	Bestimmung des Grenzzustands der Tragfähigkeit.....	80
7.8.2.4	Auswertung zum Zeitpunkt der maximalen Belastung.....	82
7.8.3	Sicherheitsbetrachtung.....	82
7.8.4	Zusammenfassung.....	85
8	Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente.....	87
8.1	Allgemeines.....	87
8.2	Festlegung der Materialparameter.....	87
8.3	Abbildung von Spaltzugversuchen.....	88
8.4	Abbildung von Balkenversuchen.....	90
8.4.1	Allgemeines.....	90
8.4.2	Eingabewerte.....	90
8.4.3	Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Modellversuchen.....	91
8.4.4	Variation der Balkenschlankheit.....	93
8.4.5	Variation der übrigen Eingabeparameter.....	97
8.4.6	Untersuchungen der Versagensmechanismen.....	98
9	Modellvorstellung zum Tragverhalten.....	102
9.1	Einleitung.....	102
9.2	Konstruktion und Bemessung von Stabwerkmodellen.....	103
9.3	Auswahl eines Stabwerkmodells.....	108
9.3.1	Allgemeines.....	108
9.3.2	Erforderliche Annahmen aus den FEM-Berechnungen.....	109

9.3.3	Betrachtung der Knoten	110
9.3.3.1	Ansatz bekannter Knotengeometrien.....	110
9.3.3.2	Ansatz einer alternativen Knotengeometrie	115
9.3.4	Betrachtung des Druckspannungsfeldes	122
9.3.5	Berechnungsergebnisse.....	125
9.3.5.1	Auswertung im Bereich der Knoten	125
9.3.5.2	Auswertung im Bereich des Druckspannungsfeldes	127
9.4	Parameterstudie	128
9.4.1	Variation der vertikalen Auflagerspannung.....	128
9.4.2	Variation der Hebelarme der resultierenden Horizontalkräfte	129
10	Bemessung von Dichtwandmassen als Ausfachung.....	133
10.1	Angaben aus der Literatur für die ansetzbare Druckfestigkeit	133
10.2	Empfehlungen für die Bemessung von Dichtwandmassen als Ausfachung von Verbauwänden mit Hilfe von Stabwerkmodellen.....	135
10.2.1	Bemessung des Druckspannungsfeldes	136
10.2.2	Bemessung des Auflagerknotens.....	138
10.3	Vergleichsrechnung	139
10.3.1	Beispiel-Randbedingungen.....	139
10.3.2	Nachweis unter undrainierten Randbedingungen (Anfangszustand).....	140
10.3.3	Nachweis unter drainierten Randbedingungen (Endzustand).....	142
10.3.4	Zusammenfassung	143
11	Zusammenfassung / Ausblick	144
	Literaturverzeichnis	147
	Anhang.....	154

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1:	Baugruben im Grundwasserbereich.....	2
Abbildung 2.2:	Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern	5
Abbildung 2.3:	Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern und eingestellter Spundwand	5
Abbildung 3.1:	Modellvorstellung der Druckgewölbe in der Dichtwandmasse und im Boden.....	9
Abbildung 3.2:	Primärgewölbe nach WEIßENBACH (1977)	9
Abbildung 3.3:	Primärgewölbe nach BALDAUFF/TIMM (1988)	11
Abbildung 3.4:	Bezogene Auflast im Grenzzustand	12
Abbildung 5.1:	Einfluss der Schlankheit der Probekörper auf die Druckfestigkeit (MESECK, 1987)	19
Abbildung 5.2:	Bezogene Druckfestigkeit von Prüfkörpern mit unterschiedlichen Schalkörperhöhen (KAYSER, 1995)	21
Abbildung 5.3:	Einaxialer Bruchzustand im σ - τ -Diagramm (KAYSER, 1995).....	23
Abbildung 5.4:	Steifigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Probenalter (MAYER, 2001).....	25
Abbildung 5.5:	Abhängigkeit des Verformungsmoduls E_v von der einaxialen Druckfestigkeit (MAYER, 2001)	25
Abbildung 5.6:	Last-Setzungs-Linien in Oedometerversuchen (MESECK, 1987).....	26
Abbildung 5.7:	Prinzipieller Verlauf der σ - ε -Kurve in Oedometerversuchen (KAYSER, 1995)	26
Abbildung 5.8:	Allgemeine Zeit-Dehnungs-Kurve unter Dauerlast (MÜLLER, 1986).....	28
Abbildung 5.9:	Kriechverformung in Abhängigkeit von Spannungsniveau und Stützdruck (KAYSER, 1995)	29
Abbildung 5.10:	Grenzzustände der Verformung bei einaxialer Belastung.....	30
Abbildung 5.11:	Belastung und Hauptspannungen beim Spaltzugversuch (KÉZDI, 1973).....	32
Abbildung 5.12:	Druckfestigkeiten bei niedrigen Lagerungstemperaturen (SCHULZ, 2002).....	34
Abbildung 5.13:	Druckfestigkeiten bei hohen Lagerungstemperaturen (SCHULZ, 2002).....	34
Abbildung 5.14:	Einfluss der Lagerungstemperatur auf die Festigkeitsentwicklung bis zu einem Probenalter von 126 Tagen (SCHULZ, 2002).....	35
Abbildung 5.15:	Mechanische, äußere Beanspruchung einer Dichtwand (BRINKMANN, 2002).....	36
Abbildung 5.16:	Statisches System für die Modellversuche (BRINKMANN, 2002).....	36
Abbildung 5.17:	Wanddurchbiegung, Versuch 1 (BRINKMANN, 2002).....	37
Abbildung 5.18:	Wanddurchbiegung, Versuch 2 (BRINKMANN, 2002).....	37
Abbildung 6.1:	Spannungs-Verformungs-Diagramm des einaxialen Druckversuchs.....	40
Abbildung 6.2:	Bruchspannungen q_u aus einaxialen Druckversuchen.....	41

Abbildung 6.3:	Verformungsmoduln E_v aus einaxialen Druckversuchen.....	42
Abbildung 6.4:	σ - ε -Diagramm der CD-Versuche an den Proben M II	45
Abbildung 6.5:	σ - ε -Diagramm der UU-Versuche an den Proben M I	46
Abbildung 6.6:	Typisches Spannungs-Verformungs-Diagramm aus Oedometerversuchen	47
Abbildung 6.7:	Mögliche Verformungskurven bei der Grundsatzprüfung nach DIN 4093	48
Abbildung 6.8:	Verlauf der Gesamtstauchung der Proben M I (28 Tage)	49
Abbildung 6.9:	Verlauf der Kriechgeschwindigkeit der Proben M I (14 und 28 Tage).....	50
Abbildung 6.10:	Grenzzustände der Verformung bei einaxialer Belastung.....	53
Abbildung 7.1:	Modellvorstellung der Druckgewölbe	57
Abbildung 7.2:	Vereinfachtes Tragmodell	57
Abbildung 7.3:	Statisches System	57
Abbildung 7.4:	Scherbruch	58
Abbildung 7.5:	Schubdruckbruch	58
Abbildung 7.6:	Schrägzugbruch	58
Abbildung 7.7:	Schrägdruckbruch.....	58
Abbildung 7.8:	Ausbildung eines plastischen Gelenks	59
Abbildung 7.9:	Lastübertragung des gerissenen Querschnitts.....	59
Abbildung 7.10:	Stützwirkung.....	60
Abbildung 7.11:	Annahme der Spannungsverteilung am Knoten (LEHWALTER, 1988).....	60
Abbildung 7.12:	Versuchskörper (SUNDERMANN/SCHÄFER, 1997).....	61
Abbildung 7.13:	Schematische Darstellung der Rissarten nach SUNDERMANN/SCHÄFER.....	61
Abbildung 7.14:	Probekörper mit $\lambda = 1,33$	62
Abbildung 7.15:	Probekörper mit $\lambda = 3,00$	62
Abbildung 7.16:	Position des Druckgewölbes innerhalb der Dichtwandmasse	64
Abbildung 7.17:	Foto der Schalungen	65
Abbildung 7.18:	Prinzipskizze einer Schalung und des Probekörpers	66
Abbildung 7.19:	Belastungseinrichtung	66
Abbildung 7.20:	Unterkonstruktion in Ansicht und Aufsicht.....	67
Abbildung 7.21:	Foto des gesamten Versuchsaufbaus	67
Abbildung 7.22:	Auflagerwinkel mit Kraftmessdosen	68
Abbildung 7.23:	Typische Bruchbilder (Probenalter 14 Tage, M I)	71
Abbildung 7.24:	Typische Bruchbilder (Probenalter 14 Tage, M II)	71
Abbildung 7.25:	Typische Bruchbilder (Probenalter 28 Tage, M I)	72
Abbildung 7.26:	Typische Bruchbilder (Probenalter 28 Tage, M II).....	72
Abbildung 7.27:	Schematischer Verlauf des Druckgewölbes bei schlanken Probekörpern	73
Abbildung 7.28:	Ersatzlasten nach KANI (1968).....	74
Abbildung 7.29:	Last-Verformungs-Kurven (Probenalter 14 Tage, M I + M II).....	76
Abbildung 7.30:	Last-Verformungs-Kurven (Probenalter 28 Tage, M I + M II).....	76

Abbildung 7.31:	Qualitativer Verlauf der Last-Verformungs-Kurve für $\lambda = 1,86$	77
Abbildung 7.32:	Qualitativer Verlauf der Last-Verformungs-Kurve für $\lambda = 4,57$	78
Abbildung 7.33:	Druckspannungsergebnisse in Balkenmitte.....	79
Abbildung 7.34:	Bestimmung der Gewölbedicken in Balkenmitte aus Modellversuchen	80
Abbildung 7.35:	Relative Tragfähigkeiten der Balken in den Modellversuchen	84
Abbildung 7.36:	Spannungsverteilung in Abhängigkeit von der Verformung für $\lambda =$ $4,57$	85
Abbildung 8.1:	Randbedingungen und Elementnetz bei der Simulation von Spaltzugversuchen	89
Abbildung 8.2:	Plastische Punkte und Horizontalspannungsverteilung in der Mittelachse.....	89
Abbildung 8.3:	Randbedingungen und Elementnetz am verformten Balken	90
Abbildung 8.4:	Last-Verformungs-Kurven für M I, Probenalter 14 Tage	91
Abbildung 8.5:	Last-Verformungs-Kurven für M II, Probenalter 14 Tage	91
Abbildung 8.6:	Last-Verformungs-Kurven für M I, Probenalter 28 Tage	92
Abbildung 8.7:	Last-Verformungs-Kurven für M II, Probenalter 28 Tage	92
Abbildung 8.8:	Verteilung der Horizontalspannungen am halben Balken.....	93
Abbildung 8.9:	Bezogene Auflasten im Grenzzustand des Systems	94
Abbildung 8.10:	Bezogene Hebelarme im Grenzzustand des Systems	94
Abbildung 8.11:	Bezogene Horizontalkräfte im Grenzzustand des Systems	95
Abbildung 8.12:	Näherungsfunktion für die bezogenen Auflasten im Grenzzustand	96
Abbildung 8.13:	Näherungsfunktionen für die bezogenen Hebelarme im Grenzzustand	96
Abbildung 8.14:	Last-Verformungs-Kurven M I Probenalter 14 Tage	98
Abbildung 8.15:	Relative Scherspannungen für $\lambda = 2,0$	99
Abbildung 8.16:	Relative Scherspannungen für $\lambda = 3,0$	99
Abbildung 8.17:	Relative Scherspannungen für $\lambda = 4,0$	99
Abbildung 8.18:	Relative Scherspannungen für $\lambda = 5,0$	99
Abbildung 8.19:	Relative Scherspannungen für $\lambda = 6,0$	99
Abbildung 8.20:	Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 2,0$	100
Abbildung 8.21:	Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 3,0$	100
Abbildung 8.22:	Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 4,0$	100
Abbildung 8.23:	Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 5,0$	100
Abbildung 8.24:	Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 6,0$	100
Abbildung 9.1:	Druckfelder (SCHLAICH/SCHÄFER, 2001)	104
Abbildung 9.2:	Idealisierung eines Knotenbereichs (SCHLAICH/SCHÄFER, 2001)	105
Abbildung 9.3:	Typischer Knoten K1 (SCHLAICH/SCHÄFER, 2001).....	106
Abbildung 9.4:	Fächerförmiges Druckspannungsfeld (BAUMANN, 1988).....	107
Abbildung 9.5:	Trajektorienbild mit einem fächerförmigen Druckspannungsfeld	108
Abbildung 9.6:	Trajektorienbild mit einem einfachen Stabwerkmodell	108
Abbildung 9.7:	Geometrie des halben Balkens	110

Abbildung 9.8:	Dreieckförmige Geometrie des Auflagerknotens	111
Abbildung 9.9:	Ausnutzungsgrade beim Ansatz der Knotengeometrie (SCHLAICH/SCHÄFER, 2001)	112
Abbildung 9.10:	Ausnutzungsgrade beim Ansatz der Knotengeometrie (BAUMANN, 1988).....	114
Abbildung 9.11:	Fächerförmiges Druckspannungsfeld mit alternativer Knotengeometrie	115
Abbildung 9.12:	Trajektorienbild mit verfeinertem Stabtragwerkmodell	115
Abbildung 9.13:	Alternative Knotengeometrie und resultierende Stabkräfte	116
Abbildung 9.14:	Spannungsverteilung am Auflager	117
Abbildung 9.15:	Mohr'scher Spannungskreis mit Schergerade nach Coulomb.....	118
Abbildung 9.16:	Neigungswinkel der seitlichen Knotenfläche für $\varphi = 0^\circ$	120
Abbildung 9.17:	Geometrie des halben Balkens	122
Abbildung 9.18:	Druckspannungsfelder beim 3-Punkt-Versuch (SCHLAICH/SCHÄFER, 2001)	123
Abbildung 9.19:	Auflagerknoten mit Randspannungen	124
Abbildung 9.20:	Ausnutzungsgrade beim Nachweis des Knotens	126
Abbildung 9.21:	Ausnutzungsgrade beim Nachweis des Druckspannungsfeldes.....	128
Abbildung 9.22:	Mohr-Coulomb'sche Versagensbedingung im undrainierten Zustand....	128
Abbildung 9.23:	Ausnutzungsgrade bei einer rechteckförmigen Vertikalspannungsverteilung	129
Abbildung 9.24:	Hebelarme der resultierenden Horizontalkraft H	130
Abbildung 9.25:	Ausnutzungsgrade bei Ansatz der Hebelarme (BALDAUFF/TIMM, 1988).....	131
Abbildung 9.26:	Ausnutzungsgrade bei Ansatz der Hebelarme (WEIßENBACH, 1977).....	131
Abbildung 9.27:	Ausnutzungsgrade von $\sigma_{H,m}$ zur einaxialen Druckspannung	132
Abbildung 10.1:	Auflast im Grenzzustand unter undrainierten Randbedingungen.....	140
Abbildung 10.2:	Bezogene Spannung im Druckspannungsfeld beim Ansatz der Auflast im Grenzzustand (BALDAUF/TIMM, 1988).....	141
Abbildung 10.3:	Auflast im Gebrauchszustand unter undrainierten Randbedingungen	142
Abbildung 10.4:	Auflast im Gebrauchszustand unter drainierten Randbedingungen	143
Abbildung A 1:	Ausnutzungsgrade nach SCHLAICH/SCHÄFER und BAUMANN	155

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Kostenrelation verschiedener Herstellungsverfahren nach KRUBASIK (1993).....	3
Tabelle 2.2:	Vergleich der beiden Bauverfahren.....	6
Tabelle 4.1:	Übliche Rezepturen von Einphasen-Dichtwandmassen (KAYSER, 1995).....	15
Tabelle 4.2:	Übliche Rezepturen von Zweiphasen-Dichtwandmassen (BRINKMANN, 2002).....	15
Tabelle 5.1:	Überblick jüngerer Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von feststoffarmen Einphasen-Dichtwandmassen.....	17
Tabelle 5.2:	Verformungsmoduln E_{CU} und E_{CD} aus CU- und CD-Versuchen (KAYSER, 1995).....	24
Tabelle 5.3:	Unterschiedliche Vorbelastungen bei den Großversuchen (BRINKMANN, 2002).....	36
Tabelle 6.1:	Probekörperabmessungen der einaxialen Druckversuche.....	41
Tabelle 6.2:	Steifemoduln und Grenzspannungen der Dichtwandmassen M I und M II.....	47
Tabelle 6.3:	Versuchszeiträume der einaxialen Kriechversuche.....	49
Tabelle 6.4:	Faktoren a_i und b_i zur Bestimmung der Näherungsfunktion der Stauchungskurven im Kriechversuch.....	50
Tabelle 6.5:	Extrapolierte Gesamtverformungen nach 1 Monat ε_{1M} [%] und nach 6 Monaten ε_{6M} [%].....	51
Tabelle 6.6:	Kriechanteil an der Gesamtverformung nach 1 Monat und nach 6 Monaten.....	51
Tabelle 6.7:	Querkontraktionszahlen aus einaxialen Druckversuchen.....	54
Tabelle 6.8:	Spaltzugfestigkeiten der Dichtwandmassen.....	55
Tabelle 6.9:	Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte.....	55
Tabelle 6.10:	Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Laborversuche.....	56
Tabelle 7.1:	Geometrien der untersuchten Probekörper.....	64
Tabelle 7.2:	Messaufnehmer in den Modellversuchen.....	69
Tabelle 7.3:	Zuordnung der Versagensarten der Probekörper in den Modellversuche.....	75
Tabelle 7.4:	Variationskoeffizient der Maximalwerte in den Modellversuchen.....	76
Tabelle 7.5:	Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 1,86$).....	81
Tabelle 7.6:	Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 3,29$).....	81
Tabelle 7.7:	Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 4,57$).....	81
Tabelle 7.8:	Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 3,29$) zum Zeitpunkt der maximalen Belastung.....	82
Tabelle 7.9:	Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 4,57$) zum Zeitpunkt der maximalen Belastung.....	82
Tabelle 8.1:	Eingabewerte in die FEM-Berechnung.....	88

Tabelle 8.2:	Maximale Zugspannungen in der FEM-Berechnung	89
Tabelle 8.3:	Parametervariation.....	97

Verwendete Symbole

α	[°]	Neigungswinkel von R / Abminderungsbeiwert nach DIN 1045-1 (2001)
α_i	[°]	Neigungswinkel der Stabkräfte ($i = 1,2$) / Beiwerte zur Druckstrebenbemessung nach SUNDERMANN (1997) ($i = 1,2$)
β	[°]	Neigungswinkel des seitlichen Knotenrandes
β_i	[°]	Beiwerte zur Knotenbemessung nach SUNDERMANN (1997) ($i = 1,2$)
γ_c	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Beton / Dichtwandmassen
γ_E	[-]	Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchung gemäß DIN 1054 (2002)
γ_R	[-]	Teilsicherheitsbeiwert des Widerstands
γ_w	[N/mm ³]	Wichte des Wassers
δ	[°]	Winkel der Verbindungslinie vom Auflagerknoten zum Eckpunkt der Knotenrandflächen
ε	[%]	Stauchung
ε_{1M}	[%]	Gesamtverformung im einaxialen Kriechversuch nach 1 Monat
ε_{6M}	[%]	Gesamtverformung im einaxialen Kriechversuch nach 6 Monaten
ε_{br}	[%]	Bruchstauchung
ε_{ges}	[%]	Gesamtverformung im einaxialen Kriechversuch
ε_{kr}	[%]	Kriechverformung im einaxialen Kriechversuch
ε_q	[%]	Querdehnung
ε_s	[%]	Sofortverformung im einaxialen Kriechversuch
η	[-]	Globalsicherheitsbeiwert
$1/\eta$	[-]	Ausnutzungsgrad
η_1	[-]	Beiwert zur Reduzierung der Festigkeit bei Leichtbeton nach DIN 1045-1 (2001)
θ	[°]	Neigungswinkel der Scherfläche
λ	[-]	Schlankheit
λ_a	[-]	Schub schlankheit
ν	[-]	Querkontraktionszahl, allgemein
ν_z	[-]	Querkontraktionszahl, bei Annahme einer Zylinderform
ν_f	[-]	Querkontraktionszahl, bei Annahme einer Fassform
$\nu_{f,r}$	[-]	Repräsentativer Wert von ν_f
ρ	[g/cm ³]	Dichte
σ	[N/mm ²]	Normalspannung
σ_1	[N/mm ²]	Größere Hauptspannung / Axialdruck im triaxialen Druckversuch
$\sigma_{1,f}$	[N/mm ²]	Theoretische einaxiale Druckfestigkeit
σ_3	[N/mm ²]	Kleinere Hauptspannung / Zelldruck im triaxialen Druckversuch
σ_{BZ}	[N/mm ²]	Biegezugspannung / -festigkeit in Balkenmitte im Zustand I
σ_D	[N/mm ²]	Druckspannung
$\sigma_{D,B}$	[N/mm ²]	Knotenrandspannung nach BAUMANN (1988)

$\sigma_{D,S}$	[N/mm ²]	Knotenrandspannung nach SCHLAICH/SCHÄFER (2001)
σ_{Di}	[N/mm ²]	Spannung im Druckspannungsfeld am Knotenrand ($i = 1,2$)
σ_{Ek}	[N/mm ²]	Charakteristische Wert der Spannung im Druckspannungsfeld
$\sigma_{G,D}$	[N/mm ²]	Gewölbedruckspannung beim Ansatz einer dreieckförmigen Spannungsverteilung
$\sigma_{G,R}$	[N/mm ²]	Gewölbedruckspannung beim Ansatz einer rechteckförmigen Spannungsverteilung
σ_{grenz}	[N/mm ²]	Grenzspannung, die den Beginn der Strukturverdichtung kennzeichnet
σ_H	[N/mm ²]	Horizontalspannung
$\sigma_{H,a}$	[N/mm ²]	Horizontalspannung am Auflager
$\sigma_{H,m}$	[N/mm ²]	Horizontalspannung in Balkenmitte
σ_k	[N/mm ²]	Kriechspannung
σ_{Rd}	[N/mm ²]	Bemessungswert der Druckstrebenfestigkeit
σ_{Rk}	[N/mm ²]	Rechenwert der Druckstrebenfestigkeit
σ_{SZ}	[kN/m ²]	Spaltzugfestigkeit
σ_V	[N/mm ²]	Vertikalspannung
σ_{VL}	[N/mm ²]	Vertikale Auflagerspannung im Auflagerwinkel
σ_{VR}	[N/mm ²]	Vertikale Auflagerspannung an der Auflagervorderkante
σ_Z	[N/mm ²]	Zugspannung
$\sigma_{Z,zul}$	[N/mm ²]	Zulässige Zugspannung in der FEM-Berechnung
τ	[N/mm ²]	Schubspannung
φ	[°]	Innerer Reibungswinkel im drainierten Zustand
φ_u	[°]	Innerer Reibungswinkel im undrainierten Zustand
ψ	[°]	Neigungswinkel der Druckstreben
a	[mm]	Abstand der Einzellast zum Auflager
A	[mm ²]	Fläche
a_a	[mm]	Hebelarm von R_a
a_i	[-]	Faktor innerhalb der Kriechfunktion
a_m	[mm]	Hebelarm von R_m
A_{oben}	[mm ²]	Oberfläche des Probekörpers
b	[mm]	Probenbreite
b_i	[-]	Faktor innerhalb der Kriechfunktion
c	[kN/m ²]	Kohäsion im drainierten Zustand
c_u	[kN/m ²]	Kohäsion im undrainierten Zustand
d	[mm]	Probendurchmesser
d_1	[mm]	Länge der oberen Knotenrandfläche
d_2	[mm]	Länge der seitlichen Knotenrandfläche
d_G	[mm]	Gewölbedicke
d_{gem}	[mm]	Gemessene Gewölbedicke im Modellversuch

$d_{m,D}$	[mm]	Gewölbedicke in Balkenmitte beim Ansatz einer dreieckförmigen Spannungsverteilung
$d_{m,R}$	[mm]	Gewölbedicke in Balkenmitte beim Ansatz einer rechteckförmigen Spannungsverteilung
d_w	[mm]	Wanddicke
$E_{CD,el}$	[MN/m ²]	Verformungsmodul aus dem triaxialen CD-Versuch vor der Strukturverdichtung
$E_{CD,pl}$	[MN/m ²]	Verformungsmodul aus dem triaxialen CD-Versuch nach der Strukturverdichtung
E_{CU}	[MN/m ²]	Verformungsmodul des konsolidierten, undrainierten Triaxialversuchs
E_k	[N/mm]	Charakteristischen Werte der einwirkenden Kraftresultierenden am Knotenrand
E_{lat}	[N/mm ²]	Lateraler Verformungsmodul
E_s	[MN/m ²]	Verformungsmodul aus dem Oedometerversuch
$E_{s,el}$	[MN/m ²]	Verformungsmodul aus dem Oedometerversuch vor der Strukturverdichtung
$E_{s,pl}$	[MN/m ²]	Verformungsmodul aus dem Oedometerversuch nach der Strukturverdichtung
E_{UU}	[MN/m ²]	Verformungsmodul aus dem triaxialen UU-Versuch
E_v	[MN/m ²]	Verformungsmodul aus dem einaxialen Druckversuch
f	[mm]	Hebelarm von H im bisherigen Bemessungskonzept
f_c	[N/mm ²]	Bezugswert zur Stabwerkbemessung nach SUNDERMANN (1997)
f_{cd}	[N/mm ²]	Bemessungswert der Druckfestigkeit der Dichtwandmasse
f_{ck}	[N/mm ²]	Charakteristischer Wert der Druckfestigkeit der Dichtwandmasse
f_{pk}	[N/mm ²]	Prismenfestigkeit
h	[mm]	Probenhöhe
H	[N/mm]	Resultierende Gewölbedruckkraft
H_o	[N/mm]	Gemessene Horizontalkraft der oberen beiden Kraftmessdosen
H_u	[N/mm]	Gemessene Horizontalkraft der unteren beiden Kraftmessdosen
k	[m/s]	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert
l	[mm]	Balkenlänge
l_e	[mm]	Einflusslänge zur Bestimmung der Belastung des oberen Knotenrandes
l_i	[mm]	Länge Knotenrandes senkrecht zur Stabachse ($i = 1,2$)
l_v	[mm]	Länge des horizontalen Auflagers
l_{vs}	[mm]	Hebelarm von V
M	[Nmm]	Biegemoment im Balken
M I/II	[-]	Untersuchte Dichtwandfertigmischung auf Na-Bentonit-Basis
N	[N/mm]	Normalkraft im Balken
N_i	[N/mm]	Normalkraft an der Knotenrandfläche ($i = 1,2$)
p	[N/mm ²]	Auflastspannung des Gewölbes
P	[N/mm]	gemessene Vertikalkraft
p_w	[N/mm ²]	gemessener Wasserdruck im Schlauch
Q	[N/mm]	Querkraft im Balken

q_u	[N/mm ²]	Einaxiale Druckfestigkeit
R	[N/mm]	Lastresultierende am Knoten
R_a	[N/mm]	Resultierende Belastung am Auflagerwinkel
r_f	[mm]	Radius des fassförmigen Probekörpers
R_m	[N/mm]	Druckspannungresultierende in Balkenmitte im Zustand II
R_{Ti}	[N/mm]	Scherwiderstand an der Knotenrandfläche ($i = 1,2$)
r_z	[mm]	Radius des zylinderförmigen Probekörpers
S_i	[N/mm]	Resultierende
t	[s]	Zeit
T_i	[N/mm]	Scherkraft an der Knotenrandfläche ($i = 1,2$)
v	[mm/min]	Vorschubgeschwindigkeit
V	[N/mm]	Vertikale Auflagerkraft
VK	[%]	Variationskoeffizient
v_{kr}	[%/h]	Kriechgeschwindigkeit im einaxialen Kriechversuch
w	[mm]	Durchbiegung in Balkenmitte

Verwendete Abkürzungen

Ca	Calcium
CEM III	Hochofenzement
DWM	Dichtwandmasse
EFA	Elektrofilterasche
FEM	Finite-Element-Methode
IPE	Walzprofil
Na	Natrium
PWD	Porenwasserdruck

1 Einleitung

Schlitzdichtwände mit eingehängter Spundwand stellen schon seit längerem ein übliches Bauverfahren zur Herstellung wasserundurchlässiger Baugrubenwände dar. Die Idee, die durchgehende Spundwand im regelmäßigen Abstand durch Stahlprofile (I-Profile) zu ersetzen, ist jedoch noch relativ jung. 1994 wurde in Deutschland erstmals ein GEBRAUCHSMUSTER (1994) eingetragen, das sich mit diesem Bauverfahren beschäftigt.

Im Gegensatz zur *Schlitzdichtwand mit eingehängter Spundwand* wird bei der *Schlitzdichtwand mit eingehängten Trägern* die erhärtete Dichtwandmasse zur Lastabtragung mit herangezogen. Da diese keine nennenswerten Zugspannungen aufnehmen kann, ist der Standsicherheitsnachweis für die Ausfachung unter Ansatz eines Druckgewölbes erforderlich. Die hier anwendbaren bekannten Nachweise beziehen sich jedoch auf unbewehrten Beton oder verfestigtes Erdreich und beschreiben das Tragverhalten des Druckgewölbes nur sehr grob.

Ziel dieser Arbeit ist es, genauere Aufschlüsse über das Tragverhalten von Dichtwandmassen als Ausfachung zu erlangen, um damit die Herleitung eines genaueren Bemessungsverfahrens zu ermöglichen. Hierbei wird zunächst nur das innere Tragverhalten der Dichtwandmasse betrachtet, unter der vereinfachenden Annahme einer konstanten Belastung des Druckgewölbes. Die Größe und Verteilung der tatsächlichen Belastung der Dichtwandmasse in der Bauausführung werden diesen Vereinfachungen jedoch nicht immer entsprechen, sie sind vielmehr abhängig von der Art der Belastung (aktiver / passiver Erddruck; Wasserdruck) und von der Verformung der Dichtwandmasse (Erddruckumlagerung). Die vorliegende Arbeit stellt also eine erste, vereinfachende Annäherung an das komplexe Tragverhalten von Dichtwandmassen als Ausfachung von Baugrubenwänden dar.

2 Bauverfahren

2.1 Allgemeines

Für die Ausführung von Baugruben im Grundwasserbereich stehen prinzipiell zwei Alternativen zur Verfügung: Eine Grundwasserabsenkung oder die Herstellung einer wasserundurchlässigen Baugrubenumschließung (SIMMER, 1999). Bei der Ausführung der dafür benötigten wassersperrenden Baugrubenwände kommen – je nach baustellenspezifischer Anforderung – unterschiedliche Bauverfahren zum Einsatz (Abbildung 2.1). Eine Ortbetonwand eignet sich zur Abtragung von großen Lasten und bei erhöhten Ansprüchen in Bezug auf die Verformung der Baugrubenwand. Eine reine Spundwand ist zwar sehr preiswert, zur Gewährleistung der Wasserundurchlässigkeit ist jedoch in der Regel eine Sonderkonstruktionen im Bereich der Schlösser notwendig. Befindet sich der wassersperrende Horizont (Dichtsohle / Bodenschicht) in größerer Tiefe, so kommt als preiswerte Alternative zur Ortbetonwand nur eine kombinierte Verbauwand in Frage. Die beiden Systeme „Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand“ und „Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern“ stellen einen solchen Wandtyp dar. Während die Dichtwand die Wasserundurchlässigkeit der Wand gewährleistet, bilden die Spundwand bzw. die Stahlträger die Haupttragelemente der Stützwand.

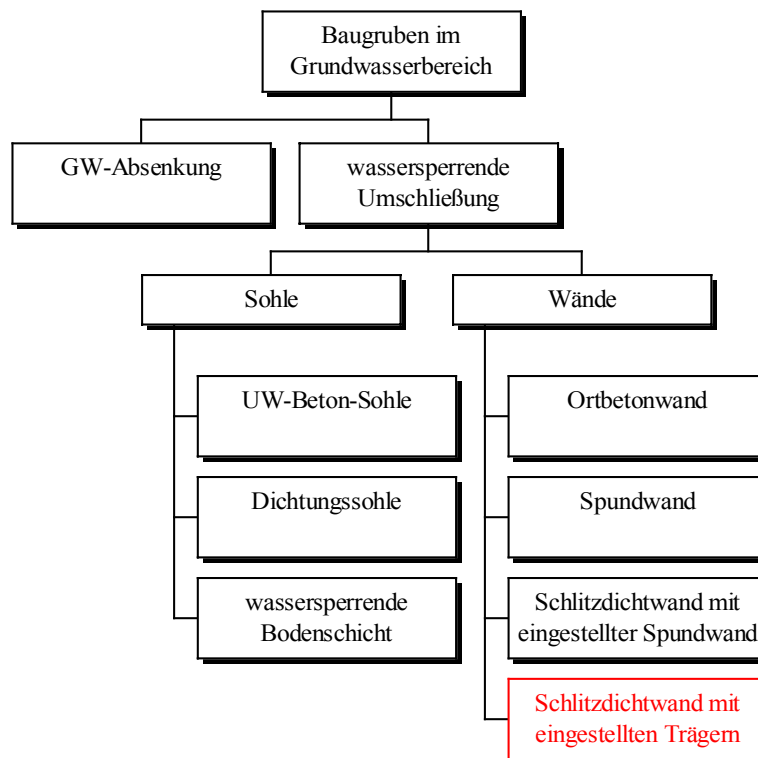


Abbildung 2.1: Baugruben im Grundwasserbereich

2.2 Herstellung von Schlitzdichtwänden als temporäre oder dauerhafte Vertikalsperren

Bei der Herstellung von Schlitzdichtwänden kann die Dichtwandmasse entweder im Anschluss an die Schlitzherstellung im Austausch mit der Stützflüssigkeit eingebracht werden (*Zweiphasen-Verfahren*) oder sie wird direkt als Stützsuspension verwendet und bindet nach Beendigung der Schlitzarbeiten ab (*Einphasen-Verfahren, selbsterhärtende Suspension*).

Beim *Zweiphasen-Verfahren* erfolgt zunächst die Herstellung des offenen Schlitzes unter Stützung der Erdwände mit einer reinen Bentonitsuspension. Anschließend wird im Kontraktorverfahren die Bentonitsuspension gegen die frische Dichtwandmasse ausgetauscht. Hierfür ist ein Dichteunterschied von mindestens $\Delta\rho = 0,5 \text{ g/cm}^3$ erforderlich, um die Trennung der beiden Phasen zu gewährleisten und damit die Gefahr eines Suspensionseinschlusses als Ursache einer möglichen Fehlstelle zu vermeiden.

Durch die Trennung der beiden Phasen „Schlitzherstellung“ und „Dichtwandherstellung“ ist für die Herstellung des Schlitzes prinzipiell keine zeitliche Grenze gesetzt, so dass auch länger andauernde Schlitzarbeiten (z. B. in besonders schwierigen / festen Böden oder bis in große Tiefen) möglich sind. Ferner kann eine negative Beeinflussung des während der Schlitzarbeiten anfallenden Bodeneintrags auf die Eigenschaften der Dichtwand ausgeschlossen werden.

Da beim Zweiphasen-Verfahren keine besonderen Anforderungen an die Frischsuspensionseigenschaften der Dichtwandmasse gestellt werden müssen, ist im Vergleich zum Einphasen-Verfahren eine größere Variationsmöglichkeit bei der Zusammensetzung möglich.

Der höhere technische und personelle Aufwand bei der Herstellung und bei der Entsorgung des Bentonits führt jedoch zwangsläufig zu erheblich höheren Kosten. Für die Gestaltung von Dichtwänden zur Sicherung bestehender Deponien stellt KRUBASIK (1993) folgenden Kostenvergleich auf:

Dichtwandssystem	Kostenrelation
60 cm starke, feststoffarme Einphasen-Dichtwand	1,0
60 cm starke, Zweiphasen-Dichtwand mit Erdbeton	1,4
Einphasen-Dichtwand mit eingehängter Spundwand als zusätzliches Dichtungselement	2,2

Tabelle 2.1: Kostenrelation verschiedener Herstellungsverfahren nach KRUBASIK (1993)

Beim *Einphasen-Verfahren* dient die Bentonit-Zement-Suspension im frischen Zustand als Stützflüssigkeit für die Standsicherheit des offenen Schlitzes, später dann – im erhärteten Zustand – als eigentliches Dichtungselement. Um einen ungestörten Bauablauf zu gewährleisten, muss die Einphasen-Dichtwandmasse also neben den Anforderungen im erhärteten Zustand (vgl. Kapitel 5.1) auch geeignete Frischsuspensionseigenschaften aufweisen. Feststoffarme Dichtwandmassen für das Einphasen-Verfahren sind in der Regel wirtschaftlicher und leichter zu verarbeiten als feststoffreiche Massen.

2.3 Schlitzdichtwände mit eingestellten Tragelementen als Baugrubenwände

2.3.1 Allgemeines

Dichtwandmassen wurden ursprünglich entwickelt, um Grundwasserströmungen zu behindern (z. B. bei einer Umschließung von Altlasten). Hierbei sind die mechanischen Beanspruchungen in der Regel nur sehr gering. Entsprechend gering ist auch der Anteil des hydraulischen Bindemittels in der Dichtwandmasse. Zur Lastabtragung müssen deshalb zusätzliche Tragelemente in die Dichtwand eingestellt werden (z. B. Spundwand oder Stahlträger).

2.3.2 Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand

Die *Schlitzdichtwand mit eingestellter, im Schloss geführter Spundwand* ist bereits sehr häufig mit Erfolg ausgeführt worden (z. B. SÄNGER/STEINHAGEN/MAYER, 1994). Die Herstellung ähnelt derjenigen der Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern und wird deshalb an dieser Stelle nicht gesondert beschrieben.

Die Dichtwandmasse hat bei dieser Verbauart statisch nur die Aufgabe, die Erddruck- und Wasserdruckspannungen auf das Spundwandprofil „durchzuleiten“.

2.3.3 Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern

Bei der *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* werden die Stahlträger gemeinsam mit der Dichtwandmasse zur Lastabtragung herangezogen. Das Tragsystem ist vergleichbar mit dem einer Trägerbohlwand, die Dichtwandmasse dient dabei als Ausfachung zwischen den Trägern. Bei diesem Bauverfahren werden also auch die Festigkeitseigenschaften der Dichtwandmasse unmittelbar in Anspruch genommen.

Die isometrische Skizze in Abbildung 2.2 zeigt den typischen Aufbau einer solchen Verbauwand. Während die Schlitzdichtwand bis in den wassersperrenden Horizont (Dichtungssohle oder Bodenschicht) einbindet, werden die Stahlträger nur im statisch erforderlichen Bereich der Wand angeordnet, mit ausreichender Einbindung unter die geplante Baugrubensohle. Die Herstellung der Dichtwand erfolgt in der üblichen Schlitzwandbauweise, zumeist im Einphasen-Verfahren. Unmittelbar nach der Herstellung des Schlitzes werden die Stahlträger in die noch frische Suspension eingehängt. Je nach Festigkeitsentwicklung der Dichtwandmasse kann der Aushub nach ca. 14 - 28 Tagen Erhärtungszeit beginnen. Hierbei ist im unmittelbaren Bereich der erhärteten Dichtwand besondere Vorsicht geboten, um mechanische Beschädigungen der Wand zu verhindern. Die Träger werden entweder einzeln oder paarweise über eine Gurtung in den anstehenden Boden rückverankert bzw. ausgesteift. Infolge des ähnlichen Bauablaufs ist eine Kombination der Bauverfahren *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* und *Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand* problemlos möglich. Abbildung 2.3 zeigt einen solchen Übergang.

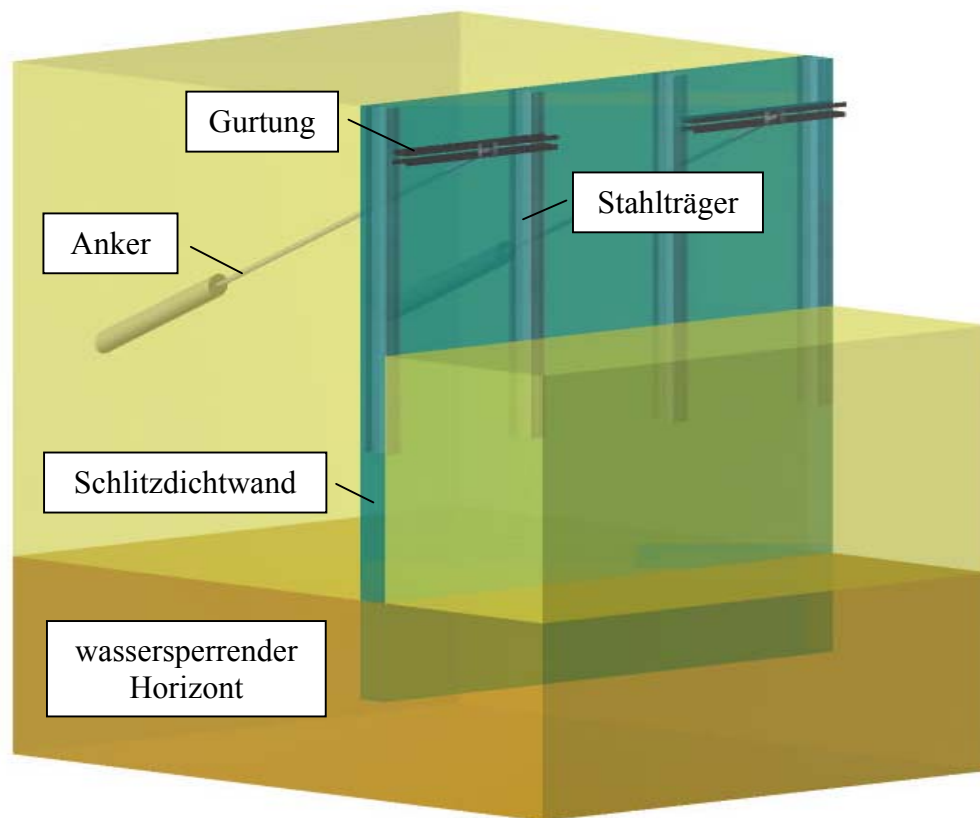


Abbildung 2.2: Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern

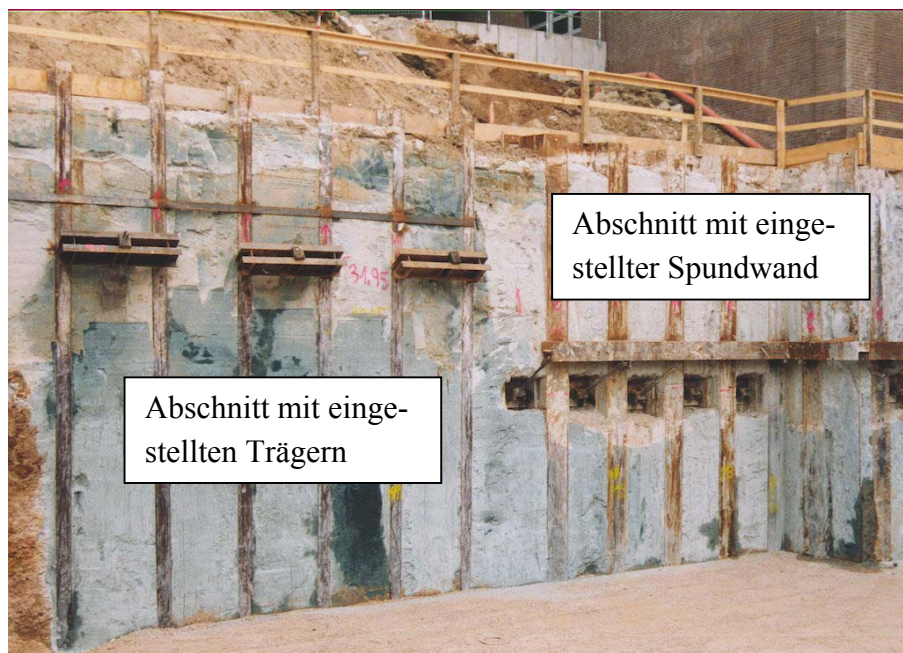


Abbildung 2.3: Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern und eingestellter Spundwand

2.3.4 Vergleich der beiden Bauverfahren / Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

Da die Herstellung der Schlitzdichtwand bei beiden Bauverfahren identisch ist, kann auch von der gleichen Baustelleneinrichtung und dem gleichen Geräteinsatz ausgegangen werden. Deutliche Unterschiede weisen die Bauverfahren jedoch in folgenden Punkten auf:

Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand	Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern
<ul style="list-style-type: none"> • höhere Lastabtragung • geringerer Feststoffgehalt der Dichtwandmasse erforderlich • Aushub kann früher beginnen • Nachteil: Sicherung bzw. Entfernung der in den Spundwandtälern anhaftenden Dichtwandmasse • Nachteil: zeitaufwendiges Einfädeln der Profile 	<ul style="list-style-type: none"> • geringere Stahlmengen erforderlich • Flexibilität in der Geometrie der Wand • Problemloses Einbeziehen kreuzender Leitungen in die Verbauwand • Kombination mit einer eingestellten Spundwand problemlos möglich • Nachteil: empfindlicher gegenüber mechanischen Einwirkungen und Witterungseinflüssen

Tabelle 2.2: Vergleich der beiden Bauverfahren

Da bei der *Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand* die Dichtwandmasse nicht unmittelbar zur Lastabtragung herangezogen wird, können grundsätzlich höhere Lasten abgetragen werden und der Feststoffgehalt der Dichtwandmasse ist vorrangig abhängig vom zulässigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert. Letzteres führt zu Einsparungen bei den Materialkosten der Dichtwandmasse im Bereich von 20 - 25 %. Da die Mindestdruckfestigkeit weniger wichtig ist, kann – im Vergleich zur Wand mit eingestellten Trägern – schon früher mit dem Aushub begonnen werden, sofern sich die Wände nicht im unmittelbaren Bereich einer Bebauung befinden. Eine mögliche Beschädigung der Dichtwandmasse zwischen der Spundwand und dem Baugrubeninneren muss beim Aushub nicht gesondert vermieden werden, da die Dichtwandmasse in diesem Bereich keinerlei Funktion besitzt. Aus Sicherheitsgründen ist die Dichtwandmasse in den Spundwandtälern jedoch gegen Herunterfallen zu sichern bzw. zu entfernen. Einen Ansatz zur Vertikalkraftabtragung bei einer *Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand* ist in dem Aufsatz von VOGT/STIEGELER (2003) aufgezeigt.

Bei statisch optimierten Trägerabständen ist die erforderliche Stahlmenge bei einer *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* bis zu ca. 50 % geringer als bei Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand. Unter Berücksichtigung der Wiederverwertbarkeit der Stahlprofile ergibt sich hierdurch für die reinen Materialkosten des Baustahls ein Einsparungspotential von bis zu 80 % (FABIAN 2002). Je nach Bauablauf kann auch das schnellere Einhängen der Träger (im Gegensatz zum zeitaufwendigen Einfädeln der Spundwandbohlen) zu einer Bauzeitverkürzung und damit zu einer weiteren Kostenersparnis führen. Die Variationsmöglichkeit der Trägerabstände macht das Bauverfahren zudem flexibler bei Geometrieungenauigkeiten der Baugrubenwand, Anschlusspunkten und kreuzenden Leitungen. Eine explizite Wirtschaftlichkeitsbetrachtung ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig, die sich sowohl

mit dem jeweiligen Bauvorhaben als auch mit dem jeweiligen Bauunternehmen ändern. Aus Gesprächen mit entsprechenden Fachfirmen geht hervor, dass die Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern gegenüber dem Verfahren mit eingehängter Spundwand ein Einsparpotential von bis zu 30 % haben kann.

Es gilt jedoch zu beachten, dass Dichtwandmassen zu einem Großteil aus ungebundenem Wasser bestehen (Wasser-Feststoff-Verhältnis: $m_w / f = 4,17$), sie also entsprechend empfindlich auf außerordentliche Witterungseinflüsse (z.B. Frost oder Austrocknung) reagieren. Wird die Dichtwandmasse als Tragelement angesetzt, so ist dieses rechnerisch durch einen angemessenen Sicherheitsabschlag bei der Wanddicke oder durch geeignete konstruktive Maßnahmen zu berücksichtigen. Erfahrungen in der Baupraxis haben gezeigt, dass die Dichtwandmasse schon durch Anbringung geeigneter Folien ausreichend vor Frost und Austrocknung geschützt werden kann.

Zusammenfassend kann festgehalten werden: Die *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* stellt für Baugrubenwände unter „geringen bis mäßigen“ Belastungen – also ein geringer bzw. mittlerer Wasserüberdruck und geringe Auflasten neben der Baugrubenwand – eine preiswerte Variante einer wassersperrenden Baugrubenwand dar, zumal Wandabschnitte mit höheren Lasten problemlos mit eingehängten Spundwandprofilen abgesichert werden können. Wie ein direkter Vergleich der beiden Bauverfahren zeigt, ist die Wirtschaftlichkeit aber unter anderem abhängig von dem Abstand der Stahlträger, der sich aus der statischen Bemessung ergibt. Da das Bauverfahren noch relativ jung ist, bestehen bisher nur ungenügende Kenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten der Dichtwandmasse als statisch wirksame Ausfachung. Dieser Umstand muss bei der Bemessung einer solchen Verbauwand durch ein erhöhtes Sicherheitsniveau kompensiert werden.

3 Bisheriges Bemessungskonzept

3.1 Modellvorstellung vom Tragverhalten der Verbauwand

Das Tragverhalten einer „Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern“ in Bezug auf das Zusammenwirken mit dem umgebenden Boden ist prinzipiell mit dem einer klassischen, unterhalb der Baugrubensohle durchgehenden Baugrubenwand (z. B. einer Ortbeton-Schlitzwand) vergleichbar. Es kann näherungsweise sowohl im Bereich des aktiven Erddrucks als auch im Bereich des Erdwiderstands eine ebene Betrachtungsweise der Stützwand stattfinden. Bei der Ableitung der Kräfte innerhalb der Wandebene sind jedoch die beiden Konstruktionselemente „Dichtwandmasse“ und „Stahlträger“ deutlich von einander abzugrenzen.

Unter dem *inneren* Tragverhalten einer „Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern“ wird der Abtrag der Lasten aus Erd- und Wasserdruck über die Dichtwandmasse als horizontalen Verzug in die Stahlträger verstanden. Diese leiten die Lasten über ihre Biegetragfähigkeit in die Auflager, also oberhalb der Baugrubensohle in eine Abstützung bzw. Rückverankerung und im Einbindebereich der Wand in den Boden. Selbst im Grenzzustand des Versagens der Dichtwandmasse im Einbindebereich kann durch die Mobilisierung des räumlichen Erdwiderstands vor den Trägerflanschen (Ausbildung von Bruchmuscheln) die Standsicherheit noch gegeben sein. Die wassersperrende Funktion der Verbauwand wird in diesem Fall jedoch deutlich gestört.

Innerhalb der Dichtwandmasse kann die Weiterleitung der Lasten in die Träger auf zwei Arten erfolgen:

- Bei geringer Biegebeanspruchung – zum Beispiel infolge geringer Erd- und Wasserdruckspannungen oder eines geringen Trägerabstandes – trägt die Dichtwandmasse als Biegebalken mit ungerissenem Querschnitt (Zustand I).
- Nach Erreichen der Biegezugfestigkeit entsteht etwa in Feldmitte ein Riss in der Zugzone, es findet ein Übergang in den Zustand II statt. Da die Druckfestigkeit der Dichtwandmasse wesentlich höher ist als deren Zugfestigkeit, kann die Belastung nochmals deutlich gesteigert werden, sofern sich ein horizontal spannendes Druckgewölbe ausbildet, das die Lasten in die Stahlträger ableitet (Abbildung 3.1). Voraussetzung hierfür ist die Aufnahme der wandparallelen Auflagerkräfte aus dem Gewölbe (Kämpferdrücke) und damit eine Unverschieblichkeit der Träger in der Wandebene.

Unter günstigen Umständen kann die aus der Durchbiegung entstehende Verformung der Dichtwandmasse darüber hinaus zur Bildung eines zweiten „Gewölbes“ innerhalb des Bodens und damit zu einer Erddruckumlagerung auf die Träger führen (Abbildung 3.1). Hierdurch wird wiederum die Belastung der Dichtwandmasse reduziert.

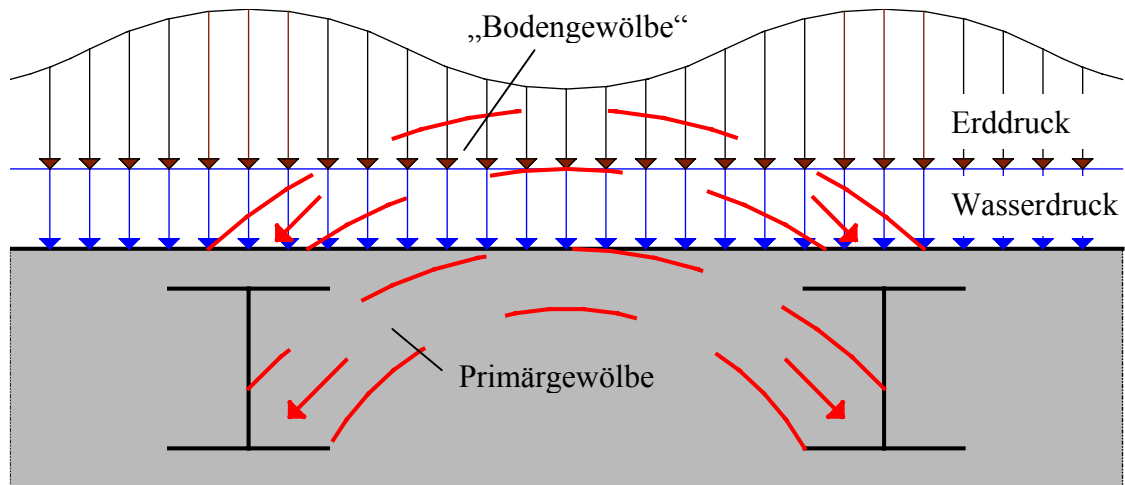


Abbildung 3.1: Modellvorstellung der Druckgewölbe in der Dichtwandmasse und im Boden

3.2 Nachweisverfahren nach WEIßENBACH

WEIßENBACH (1977) geht bei der Bemessung einer Ausfachung aus unbewehrtem Beton oder verfestigtem Erdreich von einem solchen Primärgewölbe aus und setzt für dessen Bemessung das folgende statische System an (Abbildung 3.2).

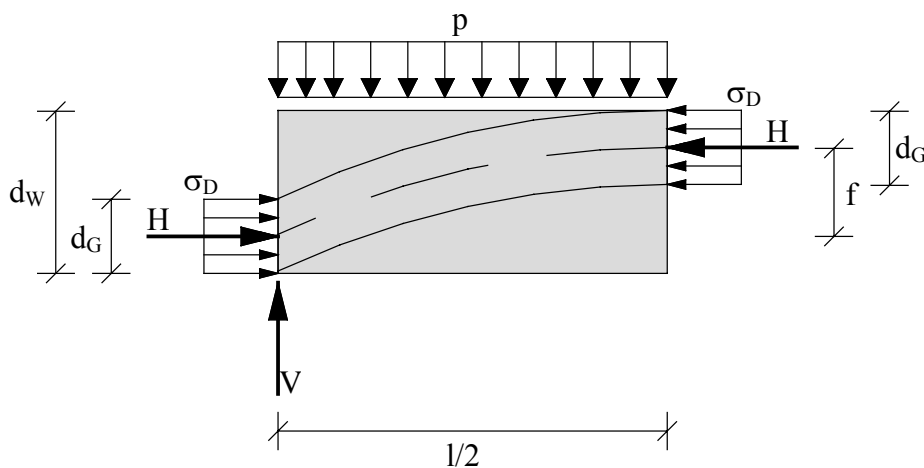


Abbildung 3.2: Primärgewölbe nach WEIßENBACH (1977)

Unter der zusätzlich getroffenen Annahme für die Gewölbedicke d_G

$$d_G = \frac{d_w}{2} \quad [\text{mm}] \quad (3.1)$$

ergibt sich der Gewölbestich f zu

$$f = \frac{d_w}{2} \quad [\text{mm}] \quad (3.2)$$

Die Horizontalkraft H bestimmt sich über das Momentengleichgewicht

$$H = \frac{p \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{1}{4} \cdot p \cdot \frac{l^2}{d_w} \quad [\text{N/mm}] \quad (3.3)$$

Hiermit berechnet sich die Druckspannung σ_D im Gewölbe zu:

$$\sigma_D = \frac{H}{d_G} = \frac{1}{2} \cdot p \cdot \left(\frac{l}{d_w} \right)^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.4)$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit des Gewölbes wird dann mit einem Globalsicherheitsfaktor $\eta = 3,0$ auf die einaxiale Druckfestigkeit geführt:

$$\sigma_D \leq \frac{f_{ck}}{\eta} = \frac{f_{ck}}{3,0} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.5)$$

WEIßENBACH weist in diesem Zusammenhang ausdrücklich darauf hin, dass die Langzeitfestigkeit eines Baustoffs erheblich unter dessen Kurzzeitfestigkeit liegen kann. Dieser Effekt findet in der DIN 1045-1 (2001) bei der Festlegung der Druckfestigkeit f_{ck} über einen Faktor $\alpha = 0,85$ (bzw. $\alpha = 0,80$ für Leichtbeton) Berücksichtigung.

3.3 Nachweisverfahren nach BALDAUF/TIMM

BALDAUF/TIMM (1988) setzen die Gewölbewirkung im Beton bei der Bemessung von unbewehrten Unterwasserbetonsohlen an. Sie gehen zwar ebenfalls von einem Riss bis zur Schwerlinie aus (also von $d_G = d_w / 2$), die Spannungsverteilung in der verbleibenden Druckzone wird jedoch *dreieckförmig* angesetzt (Abbildung 3.3).

Hierdurch ergibt sich der Gewölbestich f zu

$$f = \frac{2}{3} \cdot d_w \quad [\text{mm}] \quad (3.6)$$

Die Horizontalkraft H bestimmt sich wiederum über das Momentengleichgewicht

$$H = \frac{p \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{3}{16} \cdot p \cdot \frac{l^2}{d_w} \quad [\text{N/mm}] \quad (3.7)$$

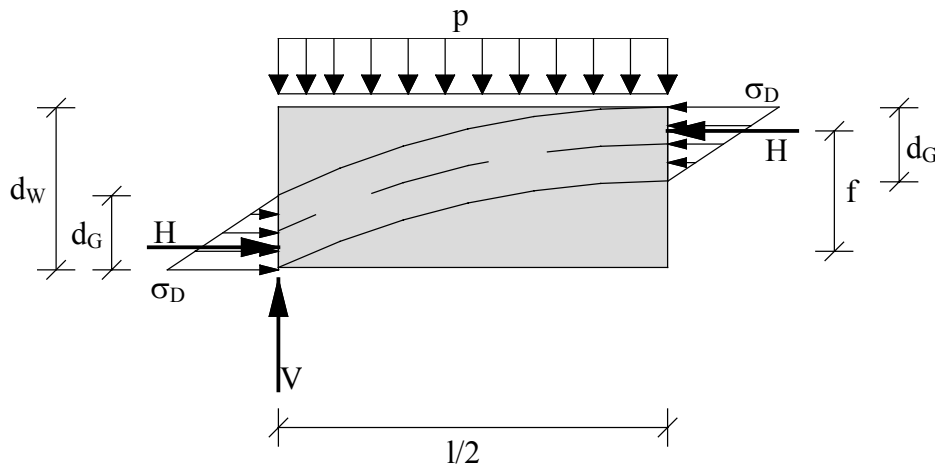


Abbildung 3.3: Primärgewölbe nach BALDAUFF/TIMM (1988)

Die Druckspannung σ_D im Gewölbe berechnet sich dann zu:

$$\sigma_D = \frac{2 \cdot H}{d_G} = \frac{3}{4} \cdot p \cdot \left(\frac{l}{d_w} \right)^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.8)$$

Der Standsicherheitsnachweis wird nach DIN 1045-1 (2001) ebenfalls über den Vergleich mit der einaxialen Druckfestigkeit geführt.

3.4 Beurteilung der Nachweisverfahren

Beide Nachweisverfahren gehen von vereinfachten Annahmen aus. Diese betreffen die Gewölbedicke d_G und die Verteilung der Druckspannung σ_D innerhalb des Gewölbes. Die Annahme einer dreieckförmigen Spannungsverteilung nach BALDAUFF/TIMM führt bei gleicher Auflast p zu einer 1,5-fach höheren Randspannung in der Druckzone bzw. gleichem Grenzkriterium für σ_D und gleichem Sicherheitskonzept zu einer 1,5-fach höheren Sicherheit im Vergleich zum Ansatz nach WEIßENBACH. Beide Ansätze münden in einen reinen Druckspannungsnachweis.

Wird im Grenzzustand für beide Nachweise das gleiche Bruchkriterium $\sigma_D = q_u$ (q_u = einaxiale Druckfestigkeit) vorausgesetzt, so lässt sich jeweils die Auflast p in Abhängigkeit von der Schlankheit $\lambda = l / d_w$ darstellen:

$$\frac{p}{q_u} = \frac{2}{\lambda^2} \quad (\text{WEIßENBACH}) \quad (3.9)$$

$$\frac{p}{q_u} = \frac{4}{3 \cdot \lambda^2} \quad (\text{BALDAUFF/TIMM}) \quad (3.10)$$

Abbildung 3.4 zeigt den hyperbolischen Verlauf der beiden Funktionen.

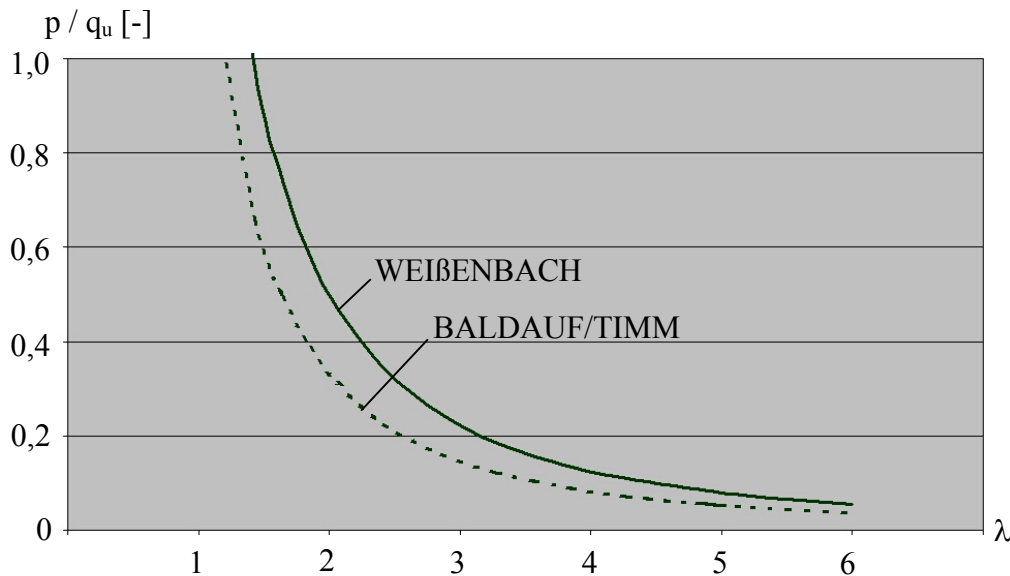


Abbildung 3.4: Bezogene Auflast im Grenzzustand

Bei beiden Funktionen steigen die Werte der bezogenen Auflast p / q_u mit kleiner werdenden Schlankheiten quadratisch an. Es stellt sich die Frage, ob dieser Bereich der Funktionen das Tragverhalten noch realistisch darstellt oder ob vorher ein anderes Versagenskriterium (z. B. ein Schubbruch) maßgebend wird.

Die nach Stand der Normung zu führenden Schubnachweise der DIN 1045-1, Abschnitt 10.3.3 (2001) beziehen sich nur auf biegezugbewehrte Bauteile mit einem Längsbewehrungsgrad ρ_l . Wird dieser zu Null gesetzt, so ergibt sich kein sinnvoller Wert für die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} . Zudem gilt es zu klären, ob die teilweise empirisch hergeleiteten Formeln der DIN 1045-1 prinzipiell auch auf Dichtwandmassen anwendbar sind. Diese können zwar aufgrund ihrer Dichte im weitesten Sinne als „Leichtbeton“ bezeichnet werden, es gilt jedoch zu beachten, dass ein herkömmlicher Leichtbeton (z. B. ein Porenbeton) trotz gleicher Dichte im Normalfall eine deutlich höhere Druckfestigkeit aufweist als eine Dichtwandmasse.

Die vorliegende Arbeit geht diesen offenen Fragen der bisherigen Nachweiskonzepte nach.

4 Zusammensetzung von Einphasen-Dichtwandmassen

Dichtwandmassen zur Herstellung von Dichtwänden im Einphasen-Verfahren setzen sich im wesentlichen aus den Komponenten Bentonit, hydraulisches Bindemittel (i. d. R. Zement) und Wasser zusammen. Gegebenenfalls können auch Füllstoffe (z. B. Steinmehl, Tonmehl, Flugasche) oder weitere bauchemische Additive (Verflüssiger, Abbindeverzögerer) zugegeben werden.

4.1 Bentonit

Bei Bentonit (benannt nach den amerikanischen Ort Fort Benton) handelt es sich um einen Ton, dessen Hauptbestandteil das Tonmineral Montmorillonit ist. Die Ursachen für die hohe baupraktische Relevanz des Bentonits liegen in den folgenden besonderen Eigenschaften des Montmorillonits (FAHN, 1967):

- Morphologie und struktureller Aufbau
- innerkristalline Quellfähigkeit
- Kationen-Austauschvermögen

Montmorillonit ist ein kristallines Aluminium-Hydrosilicat, bestehend aus einer Vielzahl von schichtenweise aufgebauten Silicatlamellen, sogenannten Schichtpaketen. Infolge einer nicht ausgeglichenen Ladungsverteilung innerhalb dieser Schichtpakete besitzen dessen Oberflächen eine negative Überschussladung, die durch Anlagerung positiver Ionen, zumeist Calcium-, Natrium- oder Magnesium-Ionen ausgeglichen wird. Hierdurch kommt es in Anwesenheit von Wasser zu einer Einlagerung von Wassermolekülen zwischen den einzelnen Schichtpaketen, was bei einem Ca-Montmorillonit etwa zu einer Verdoppelung des Schichtenabstandes führt (interkristallines Quellen). Der Kristallverband bleibt erhalten, da die zweifach geladenen Calcium-Ionen die Silicatschichten noch in ihrem Kraftfeld festhalten.

Handelt es sich bei den angelagerten Ionen jedoch um einwertige Natrium-Ionen, so ist bei Wasserzugabe die Bindung zwischen den Silicatlamellen so schwach, dass die einzelnen Schichten nicht mehr zusammengehalten werden können, das Mineralgefüge zerfällt in plättchenförmige Einzellamellen (osmotisches Quellen). Dies bedeutet, eine Na-Bentonit-Suspension besitzt eine vielfach höhere Anzahl an Tonteilchen als eine Ca-Bentonit-Suspension. Entsprechend liegt das Quellvermögen eines Na-Bentonits mit 600 - 700 % deutlich über dem eines Ca-Bentonits mit 200 - 300 %.

Die meisten in der Natur vorkommenden Bentonite enthalten Ca-Montmorillonit, besitzen also eine relativ geringe Quellfähigkeit. Eine Zugabe von Soda (Na_2CO_3) führt zu einem Austausch der angelagerten Ca-Ionen gegen Na-Ionen, der sogenannten „Aktivierung“ des Bentonits. Dieser Prozess ist teilweise reversibel, das heißt, dass bei Zugabe von Zement ein Teil des Natriums wieder durch das im Zement enthaltene Calcium ersetzt werden kann. Hierdurch ergeben sich die begrenzten Haltbarkeiten fertiger Bentonit-Zement-Mischungen.

Der nicht vollständige Ladungsausgleich der einzelnen plättchenförmigen Teilchen führt im ruhigen Zustand der Suspension zu einer Art Verklebung in Form einer „Kartenhaus-Struktur“ (FAHN, 1967), die bei erneuter Bewegung der Suspension wieder weitgehend aufgehoben werden kann (Thixotropie). Die deutlich höhere Anzahl an plättchenförmigen Teilchen in einer Na-Bentonit-Suspension bedingt eine ausgeprägtere Ausbildung dieser „Kartenhaus-Struktur“ und führt damit bei der Bestimmung der rheologischen Eigenschaften der Suspension zu einer deutlich höheren Fließgrenze.

Die Hauptaufgaben des Bentonits in der Dichtwandmasse liegen in der Begrenzung der Penetration der Suspension in den umgebenden Boden, der Stützung des offenen Schlitzes und darin, die Bindemittelteilchen bis zur Hydratation in Schwebelage zu halten.

4.2 Zement

Zement gehört zur Gruppe der hydraulischen Bindemittel, die in Verbindung mit Wasser sowohl an der Luft als auch unter Wasser er härten und danach unter Wasser beständig sind. Hauptbestandteile der Normzemente sind Portlandzementklinker, Hüttensand, natürliches Puzzolan, kieselsäurereiche Flugasche, gebrannter Schiefer und Kalkstein (ROSTÁSY, 1983). Bei der Herstellung von Einphasen-Dichtwandmassen kommen in der Regel Hochofenzemente (CEM III nach DIN EN 197-1, 2001) zum Einsatz, da diese infolge ihres hohen Hüttensand-Anteils ein verzögertes Abbindeverhalten und damit eine längere Verarbeitbarkeit aufweisen. Weiterhin erreichen solche Dichtwandmassen eine hohe Endfestigkeit und damit eine hohe Beständigkeit gegenüber aggressiven Medien. Für das Bauverfahren *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* ist die geringe Anfangsfestigkeit jedoch eher hinderlich, so dass hierfür von den Fertigproduktherstellern spezielle Mischrezepturen mit hoher Frühfestigkeit angeboten werden. Der Hüttensand-Anteil im Zement sorgt auch für die grünlich-blaue Färbung der frisch ausgeschalteten Dichtwandmasse. Ursache dafür sind geringe Gehalte an Sulfiden in der Hochofenschlacke, die bei Reaktion mit Wasser zu Calciumhydrosulfid und zu Polysulfiden umgewandelt werden. Diese können unter Luftabschluss mit gelösten Metallionen zu Metallsulfiden reagieren, die eine intensive grünlich-blaue Färbung haben. Bei Luftzutritt oxidieren diese wieder zu farblosen Metallverbindungen (FALTBLATT BETON-MARKETING, 2002).

4.3 Rezepturen

Die erforderliche genaue Zusammensetzung einer Einphasen-Dichtwandmasse richtet sich nach den projektbezogenen Anforderungen und ist durch eine Eignungsprüfung zu verifizieren. Der Umfang einer solchen Eignungsprüfung ist z. B. den GDA-EMPFEHLUNGEN (1997) zu entnehmen. Dichtwandmassen mit Na-Bentonit sind in der Regel feststoffärmer und damit wirtschaftlicher und leichter zu verarbeiten. Die Kurzbezeichnung der Dichtwandmasse erfolgt gemäß GDA-EMPFEHLUNGEN (1997) in der Reihenfolge: Bentonit / hydraulisches Bindemittel / mineralische Füllstoffe / Wasser, in [kg/m³] frischer Dichtwandmasse (z. B. Mischung 40 / 200 / - / 920).

Die handelsüblichen Fertigprodukte bestehen im wesentlichen aus den gleichen Bestandteilen wie konventionelle Dichtwandmassen mit Na-Bentonit, wobei als Füller meist Kalkstein- oder Mergelmehl zugegeben werden. Im Bedarfsfall können auch diese vom Hersteller individuell eingestellt werden.

Speziell für das Bauverfahren *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* bieten sich alternativ auch feststoffreiche Einphasen-Dichtwandmassen an. Diese werden mit einem Feststoffgehalt von 500 - 740 kg/m³ hergestellt und erreichen bereits im Probenalter von 28 Tagen eine einaxiale Druckfestigkeit von $q_u \approx 4.000 - 6.000 \text{ kN/m}^2$. Feststoffreichen Dichtwandmassen mit Ca-Bentonit wird zudem eine bessere Schadstoffresistenz und eine höhere Erosionsstabilität zugesprochen. Diesen Vorteilen stehen jedoch höhere Materialkosten entgegen.

KAYSER (1995) gibt die in Tabelle 4.1 genannten Anhaltswerte für einige typische Rezepturen von Einphasen-Dichtwandmassen an.

Bezeichnung der Dichtwandmasse	Wasser	Natrium-Bentonit	Calcium-Bentonit	Zement	Fertigprodukt	chem. Additive	Dichte
	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[g/cm ³]
konventionelle Na-DWM	920	40	-	200	-	-	1,16
konventionelle Ca-DWM	842	-	200	200	-	-	1,24
feststoffreiche DWM	814	8	306	184	-	3	1,32
Fertigmischung mit Na-Bentonit	921	-	-	-	225	-	1,15

Tabelle 4.1: Übliche Rezepturen von Einphasen-Dichtwandmassen (KAYSER, 1995)

Hydraulisch gebundene *Zweiphasen-Dichtwandmischungen* bestehen neben Zement und Wasser im wesentlichen aus speziell abgestuften mineralischen Füllstoffen, Steinmehl und Tonmehl, mit oder ohne Zugabe von Na-Bentonit. Daneben ist auch eine Mischung mit Opalinuston und Elektrofilterasche (BRINKMANN, 2002) und eine zementfreie Mischung namens DYNAGROUT[®] verbreitet, bei der als Bindemittel ein Silan-Wasserglas zum Einsatz kommt (HASS/ORLIA, 1992).

Bezeichnung der Dichtwandmasse	Wasser	Natrium-Bentonit	Tonmehl (t) Opalit (o)	EFA-Füller	Zement	chem. Additive	mineral. Zuschläge	Dichte
	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[g/cm ³]
plastischer Beton	350	40	-	-	280	-	1450	2,17
Spezialbeton	360	-	100 (t)	-	200	-	1400	2,06
IGT, ETH Zürich	654	-	491 (o)	123	368	-	-	1,63
DYNAGROUT [®]	177	-	286 (t)	51	-	43	1643	2,20

Tabelle 4.2: Übliche Rezepturen von Zweiphasen-Dichtwandmassen (BRINKMANN, 2002)

5 Untersuchungen anderer Autoren

5.1 Allgemeines

Wie bereits in Kapitel 2 beschrieben, dienen Schlitzdichtwände im Allgemeinen der Umschließung von Deponien und Altlasten, als Bestandteil von Wasserbauwerken (Dämme, Wehre) und als außenliegende Abdichtung von Baugruben. In allen Fällen stellt die wassersperrende Wirkung (aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit) also die Hauptaufgabe der erhärteten Dichtwandmasse dar. Ihre Festigkeitseigenschaften werden nur insofern benötigt, als hierdurch ihre Hauptfunktion auch unter ungünstigen Randbedingungen aufrecht erhalten werden kann. SCHULZ (2001) fasst die Anforderungen an die erhärtete Dichtwandmasse für Dichtwände ohne statische Funktion wie folgt zusammen:

- Die geforderte Dichtigkeit ist durch eine geringe hydraulische Durchlässigkeit und einen hohen Diffusionswiderstand einzuhalten.
- Hohe mechanische, hydraulische oder chemische Beanspruchungen dürfen sich auch auf Dauer nicht nachteilig auf die Durchlässigkeit auswirken.
- Die Dichtwandmasse muss so elastisch sein, dass sie unter Belastung eine rissfreie Verformung zulässt.
- Die Mindestdruckfestigkeit und -steifigkeit sollte der des umgebenden Bodens entsprechen, um Spannungen durch unterschiedliche Verformungen zu vermeiden.
- Die Erosionsstabilität muss durch eine Mindestdruckfestigkeit gewährleistet sein, so dass sich eventuell vorhandene Fehlstellen nicht aufweiten.
- Die Erosion infolge an der Dichtwand vorbeifließenden Wassers darf keine negativen Einflüsse auf die Dichtigkeit der Wand haben.
- Die Dauerhaftigkeit des gesamten Dichtwandsystems muss auch über Jahre hinweg erhalten bleiben, wobei insbesondere die Dichtwandmasse die erforderlichen Eigenschaften über die geplante Nutzungsdauer beibehalten muss.

Hierbei kann die Erfüllung einzelner Anforderungen jedoch teilweise im Widerspruch zu einer der übrigen Forderungen stehen. So wird beispielsweise zur Gewährleistung der rissfreien Verformbarkeit oftmals eine Mindestbruchstauchung im einaxialen Druckversuch nach DIN 18136 gefordert. Diese ist jedoch gerade in Kombination mit der Forderung nach einer hohen Mindestdruckfestigkeit nur schwer zu erzielen. Daher ist es notwendig, für jede Baumaßnahme in Einzelversuchen die richtige Rezeptur der Dichtwandmasse – je nach Gewichtung der Anforderungen – herauszufinden.

5.2 Literaturüberblick

Als wirtschaftlichste Möglichkeit zur Herstellung einer bewehrten Schlitzdichtwand als Baugrubenwand bietet sich – wie bereits beschrieben – eine feststoffarme Einphasen-Dichtwand-

masse mit (aktiviertem) Na-Bentonit bzw. ein entsprechendes Fertigprodukt an, weil hierbei die Materialkosten am geringsten sind. Da bei dem Bauverfahren *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* die mechanischen Eigenschaften (bzw. das Last-Verformungs-Verhalten) der Dichtwandmasse eine zentrale Rolle spielen, wird nachfolgend nur auf diejenigen Untersuchungen eingegangen, die sich detailliert mit den Festigkeitseigenschaften von feststoffarmen Einphasen-Dichtwandmassen beschäftigen.

Neben den zahlreichen Versuchen zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit und der Wasserdurchlässigkeit im Rahmen von Eignungsuntersuchungen haben sich bisher nur wenige Veröffentlichungen mit einer systematischen – also nicht projektbezogenen – Untersuchung der mechanischen Eigenschaften feststoffarmer Dichtwandmassen mit Na-Bentonit beschäftigt.

Einen Überblick über die in jüngerer Zeit untersuchten, vergleichbaren Rezepturen gibt die Tabelle 5.1. Die hierin aufgelisteten Nennwerte der einaxialen Druckfestigkeit dienen jedoch nur als grobe Anhaltswerte, da sie nicht immer explizit angegeben und teilweise unter verschiedenen Randbedingungen ermittelt wurden.

Autor	Jahr	Rezeptur	Einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen
MESECK	1987	35 kg/m ³ Na-Bentonit 200 kg/m ³ CEM III/B 32,5	580 kN/m ²
HEITFELD	1989	38 kg/m ³ Na-Bentonit 200 kg/m ³ CEM III/B 32,5	503 kN/m ²
SCHWEITZER	1991	200 kg/m ³ Fertigprodukt auf Na-Bentonit-Basis (Dyckerhoff Baustoffsysteme GmbH, Wiesbaden)	700 kN/m ²
KAYSER	1995	40 kg/m ³ Na-Bentonit 200 kg/m ³ CEM III/B 32,5	531 kN/m ²
FEESER et al.	2000	230 kg/m ³ Fertigprodukt auf Na-Bentonit-Basis (Anneliese BUT GmbH & Co. KG, Ennigerloh)	1265 kN/m ²
MAYER	2001	250 kg/m ³ SOLIDUR 274 RV, Fertigprodukt auf Na-Bentonit-Basis (Dyckerhoff Baustoffsysteme GmbH, Wiesbaden)	k. A.
SCHULZ	2002	40 kg/m ³ Na-Bentonit 200 kg/m ³ CEM III/B 32,5	590 kN/m ²

Tabelle 5.1: Überblick jüngerer Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von feststoffarmen Einphasen-Dichtwandmassen

BRINKMANN (2002) wählte als Material eine feststoffreiche Zweiphasen-Dichtwandmasse, bestehend aus:

491 kg/m ³	Opalinuston
368 kg/m ³	Portlandzement (CEMII/A -L 32,5 HS)
123 kg/m ³	Elektrofilterasche (EFA-Füller)

Hieraus ergaben sich einaxiale Druckfestigkeiten und Verformungsmoduln der erhärteten Suspension, die um den Faktor 4 bis 7 höher sind als die für übliche feststoffarme Einphasen-Dichtwandmassen:

nach 14 Tagen:	$q_u \approx 1600 \text{ kN/m}^2$	$E_v \approx 320 \text{ MN/m}^2$
nach 28 Tagen:	$q_u \approx 2700 \text{ kN/m}^2$	$E_v \approx 490 \text{ MN/m}^2$
nach 100 Tagen:	$q_u \approx 6500 \text{ kN/m}^2$	$E_v \approx 1150 \text{ MN/m}^2$

Diese Masse ist also nur bedingt mit den feststoffarmen Mischungen vergleichbar. Da BRINKMANN jedoch die einzigen bisher bekannten Modellversuche zur Biegezugtragfähigkeit von Dichtwandmassen durchführte, gehen seine Ergebnisse ebenfalls in diese Arbeit ein.

5.3 Einaxiale Druckversuche

Aufgrund der relativ einfachen Durchführung haben sich im Rahmen bodenmechanischer Festigkeitsuntersuchungen die einaxialen Druckversuche als Indexversuche durchgesetzt. Sie beschreiben zwar keinen baupraktischen Spannungszustand, geben jedoch Anhaltswerte für die Festigkeit und das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Materials. Soweit es möglich und sinnvoll erscheint, werden die Versuchsergebnisse anderer Laborversuche (Scherversuche, Oedometerversuche, Kriechversuche, Zugversuche etc.) auf die einaxiale Druckfestigkeit bezogen. Hierdurch erhofft man sich, für abweichende Rezepturen im Umkehrschluss eben diese erweiterten Festigkeitsparameter ableiten zu können.

Für die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit von Bodenproben ist in Deutschland die DIN 18136 (1996) maßgebend. Hierin wird vorgeschrieben, die Versuche an prismatischen oder zylinderförmigen Probekörpern mit den Abmessungen Höhe / Durchmesser = $h / d = 2$ bis 2,5 mit einer Vorschubgeschwindigkeit von $v = 0,01 \cdot h / \text{min}$ (= 1 % der Probenhöhe in der Minute) durchzuführen. Bei verkitteten oder stabilisierten Böden mit einer Bruchstauchung $\varepsilon_u < 4 \%$ ist diese auf $v = 0,002 \cdot h / \text{min}$ zu reduzieren. Abweichend hiervon werden in den GDA-EMPFEHLUNGEN (1997) Probekörperabmessungen $h / d = 10 \text{ cm} / 10 \text{ cm} = 1,0$ angegeben. Zur Umrechnung der Ergebnisse von Proben abweichender Schlankheit wird auf die von MESECK (1987) aufgestellte Beziehung verwiesen.

MESECK (1987) untersuchte den Einfluss der Probekörperschlankheit und der Sedimentation auf die einaxiale Druckfestigkeit der erhärteten Dichtwandmassen. Hierbei stellte er fest, dass mit abnehmender Schlankheit der Probekörper ein Ansteigen der Druckfestigkeit zu beobachten ist, ähnlich wie bei Beton (Abbildung 5.1).

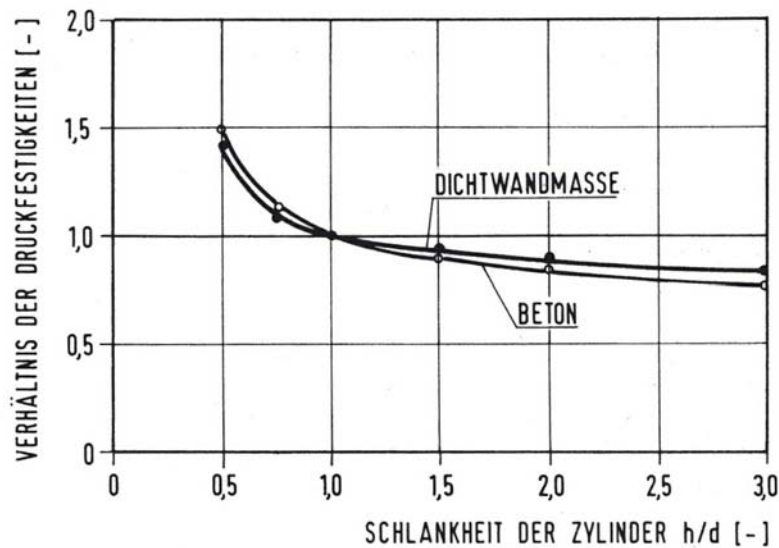


Abbildung 5.1: Einfluss der Schlankheit der Probekörper auf die Druckfestigkeit (MESECK, 1987)

Als Ursache wurde der Übergang der Probekörper vom einaxialen in einen mehraxialen Spannungszustand infolge Endflächenreibung gesehen. Diese ist bei Dichtwandmassen etwas weniger ausgeprägt als bei Beton. Auch stellte er fest, dass mit steigender Verformungsgeschwindigkeit die Druckfestigkeit zunimmt. Schließlich entschied er sich dafür, alle folgenden Versuche mit einer Schlankheit von $h/d = 1,0$ und einer Verformungsgeschwindigkeit $v = 0,0125 \cdot h/\text{min}$ durchzuführen.

Zur Berechnung eines repräsentativen Verformungsmoduls E_v aus den einaxialen Druckversuchen wählte MESECK als Ansatz die Steigung der Geraden, die die Spannungs-Dehnungs-Linie bei 30 % und 70 % der Bruchspannung q_u schneidet:

$$E_v = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{0,7q_u} - \sigma_{0,3q_u}}{\varepsilon_{0,7q_u} - \varepsilon_{0,3q_u}} \quad (5.1)$$

An der von ihm untersuchten Dichtwandmasse mit Na-Bentonit ergaben sich dafür nach 14 / 28 Tagen Werte von $E_v \approx 60 / 70 \text{ MN/m}^2$.

Zur Untersuchung des Sedimentationseinflusses wurden die Suspensionen in 5 m lange, stehende Schalungen mit dem Durchmesser $d = 10 \text{ cm}$ gegossen. An Probekörpern aus unterschiedlichen Höhen der Gesamtprobe wurde dann die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt. Infolge Sedimentation ergab sich eine deutliche Zunahme der Feuchtdichte und der Druckfestigkeit im unteren Bereich der Schalkörper.

HEITFELD (1989) führte ebenfalls Untersuchungen zum Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit auf die einaxiale Druckfestigkeit durch. Hierbei stellte er fest, dass eine Erhöhung der Geschwindigkeit von $v = 0,002 \cdot \text{h}/\text{min}$ auf $v = 0,013 \cdot \text{h}/\text{min}$ eine Druckfestigkeitssteigerung von fast 50 % verursachte. Begründet wurde dieses durch den entstehenden Porenwasserüberdruck, der aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit nicht ausreichend schnell abgebaut werden kann. Alle nachfolgenden einaxialen Druckversuche wurden von ihm in Anlehnung an DIN 18136 (1996) an Probekörpern mit den Abmessungen $h / d = 2,0$ und einer Verformungsgeschwindigkeit von $v = 0,002 \cdot \text{h}/\text{min}$ vorgenommen.

Weiterhin stellte er fest, dass mit *abnehmender* Druckfestigkeit sowohl der Wert der zugehörigen Bruchstauchung zunahm als auch der Kurvenverlauf der Last-Verformungs-Linie flacher wurde. Das heißt, die aufnehmbare Druckspannung blieb während der Versuche über einen längeren Verformungsweg annähernd konstant. Eine *Zunahme* der Hydratationszeit (und der damit verbundenen Druckfestigkeit) führte demnach zu einer Verminderung der plastischen Verformbarkeit der Dichtwandmasse und somit zu dem in Kapitel 5.1 erläuterten Interessenkonflikt.

Zur Berechnung des Verformungsmoduls zog er ebenfalls die Koordinaten der Spannungs-Dehnungs-Linie bei 30 % und 70 % der Bruchspannung heran und berechnete hieraus Werte von $E_v \approx 44 \text{ MN}/\text{m}^2$ (14 Tage) und $E_v \approx 74 \text{ MN}/\text{m}^2$ (28 Tage).

SCHWEITZER (1991) führte unter anderem Untersuchungen durch, die die mechanischen Eigenschaften einer erhärteten Suspension des Produktes SOLIDUR 274 (einer Fertigmischung auf Na-Bentonit-Basis) beschrieben. Bei einem Feststoffgehalt von $200 \text{ kg}/\text{m}^3$ erreichten die Laborproben eine einaxiale Druckfestigkeit von $q_u = 480 \text{ kN}/\text{m}^2$ nach 14 Tagen und $q_u = 700 \text{ kN}/\text{m}^2$ nach 28 Tagen. Diese liegen damit im Bereich der von MESECK und HEITFELD untersuchten konventionell hergestellten Mischungen, ebenso wie die Verformungsmoduln, die Werte von $E_v = 60$ bis $70 \text{ MN}/\text{m}^2$ annahmen. Wurde die Feststoffkonzentration auf $150 \text{ kg}/\text{m}^3$ reduziert, so fielen die 28-Tage-Druckfestigkeit auf $q_u = 310 \text{ kN}/\text{m}^2$ und der dazugehörige Verformungsmodul auf $E_v = 20$ bis $30 \text{ MN}/\text{m}^2$ ab.

KAYSER (1995) untersuchte den Einfluss der Sedimentation auf die einaxiale Druckfestigkeit an Probekörpern aus Dichtwandmasse Na 40/200, die sich nur durch die Schalkörperhöhe unterschieden. Die Probekörper hatten Abmessungen von $h / d = 20 \text{ cm} / 10 \text{ cm} = 2,0$ und wurden immer aus dem unteren Bereich der Schalkörper entnommen. Als Vorschubgeschwindigkeit wählte er $v = 0,01 \cdot \text{h}/\text{min}$. Er stellte fest, dass sich ab einer Schalkörperhöhe von 30 cm keine Veränderung der Druckfestigkeit zeigt (Abbildung 5.2), das entspricht einem Verhältnis $h_{\text{Schalung}} / h_{\text{Probe}} = 3 / 2$.

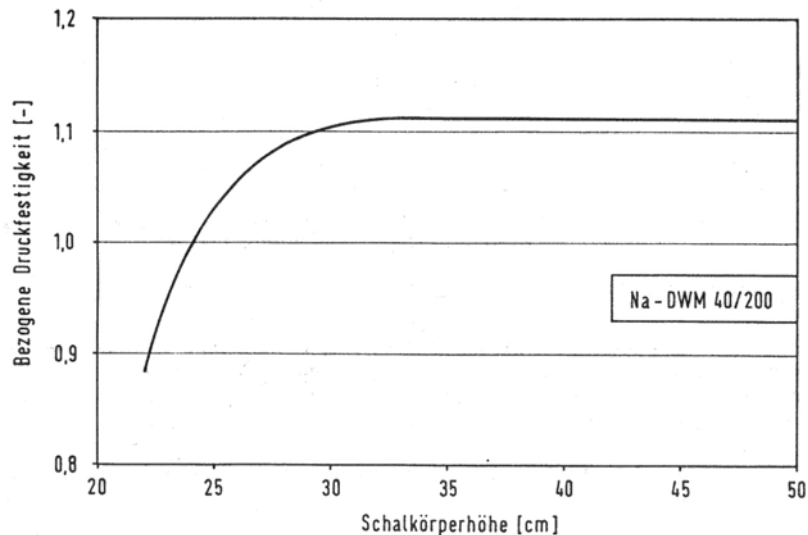


Abbildung 5.2: Bezogene Druckfestigkeit von Prüfkörpern mit unterschiedlichen Schalkkörperhöhen (KAYSER, 1995)

FEESER et al. (2000) untersuchten den Einfluss der Probenpräparation und der Versuchsdurchführung auf die Ergebnisse einaxialer Druckversuche. Als Material wurde eine Fertigmischung auf Na-Bentonit-Basis mit einer Konzentration von 230 kg/m^3 genommen. Hierbei stellten sie fest, dass verfeinerte Techniken in beiden Bereichen zu einer signifikanten Beeinflussung der Festigkeitsparameter führten. Hierzu zählten: Planparalleles Abschleifen der Prüfkörperendflächen / Einsatz geschliffener, polierter und optimal geschmierter Druckplatten / Einsatz einer Prüfpresse mit einer hohen Steifigkeit. Alle Probekörper wurden im Verhältnis $h / d = 2,0$ hergestellt, auf ein Verhältnis $h / d = 1,0$ abgelängt und mit einer Vorschubgeschwindigkeit von $v = 0,002 \cdot h / \text{min}$ abgedrückt. Unter Einsatz der herkömmlichen Versuchstechnik ergab sich an 28 Tage alten Proben eine einaxiale Druckfestigkeit von $q_u = 1265 \text{ kN/m}^2$ und ein Verformungsmodul von $E_v = 267 \text{ MN/m}^2$. Diese – im Vergleich zu den übrigen hier angeführten Versuchsergebnissen – höheren Werte resultierten aus dem deutlich höheren Feststoffgehalt der Suspension.

SCHULZ (2002) konzentrierte sich bei seinen Untersuchungen auf den Einfluss der Temperatur und des Zeitpunktes der hydraulischen Erstbelastung auf die Festigkeits- und Durchlässigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse Na 40/200. In Anlehnung an DIN 18136 wurde ein Teil der einaxialen Druckversuche an Probekörpern $h / d = 20 \text{ cm} / 10 \text{ cm} = 2,0$ mit $v = 0,002 \cdot h / \text{min}$ durchgeführt. Seiner Veröffentlichung lassen sich für die Druckfestigkeit Werte von $q_u = 270 \text{ kN/m}^2$ nach 14 Tagen und $q_u = 590 \text{ kN/m}^2$ nach 28 Tagen entnehmen. Über den von ihm festgestellten linearen Zusammenhang $E_v = 268,59 \cdot q_u$ (Bestimmtheitsmaß: $R^2 = 96 \%$) ergeben sich hieraus die Verformungsmoduln zu $E_v = 73 / 159 \text{ MN/m}^2$. Diese liegen damit etwas oberhalb der Werte von MESECK und HEITFELD. Vergleichend zu MESECK stellte auch er eine Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Probekörperschlankheit fest. So erreichten seine Proben mit $h / d = 2,0$ etwa 93 % der Festigkeit von Proben mit $h / d = 1,0$, während es bei MESECK 89 % waren. Der Grund lag vermutlich in der gewählten Verformungsgeschwindigkeit, die bei MESECK um den Faktor sechs höher war. SCHULZ

gibt für die Durchführung von einaxialen Druckversuchen folgende allgemeine Empfehlungen:

- $h_{\text{Schalung}} / h_{\text{Probe}} = 5 / 4$
- $h / d = 2,0$
- $v = 0,002 \cdot h / \text{min.}$

Fasst man die bisherigen Erkenntnisse zusammen, so kann festgehalten werden, dass infolge unterschiedlicher Randbedingungen (Rezeptur, Schlankheit, Vorschubgeschwindigkeit, etc.) die Werte der einaxialen Druckfestigkeit zwar nicht direkt miteinander vergleichbar sind, diese Versuchsart jedoch in den meisten Fällen als Referenzversuch gewählt wurde, so dass hierdurch zumindest eine gewisse Vergleichbarkeit auch anderer Laborversuche gewährleistet ist.

5.4 Direkte / Triaxiale Scherversuche

Zur Bestimmung der Scherparameter führte MESECK (1987) direkte Scherversuche im Rahmenschergerät durch. Diese ergaben nach 14 Tagen Werte von $\varphi = 29,3^\circ$ und $c = 140 \text{ kN/m}^2$ und nach 28 Tagen Werte von $\varphi = 33,5^\circ$ und $c = 152 \text{ kN/m}^2$. Unter Ansatz einer linearen Abhängigkeit der Kohäsion von der Druckfestigkeit (vgl. KAYSER, 1995) berechnet sich: $c = 0,38 \cdot q_u$ nach 14 Tagen und $c = 0,24 \cdot q_u$ nach 28 Tagen. Nach Angaben von MESECK (1987) wies die hierbei erzwungene Scherfuge jedoch bei allen Probekörpern Unregelmäßigkeiten und Vertiefungen bzw. Erhöhungen auf.

Auch HEITFELD (1989) bestimmte die Scherparameter mit Hilfe von direkten Scherversuchen und stellte hierbei ebenfalls deutliche Unebenheiten der Scherflächen fest. Aus Versuchen an 28 Tage alten Proben leitete er für die von ihm untersuchte Dichtwandmasse einen Reibungswinkel von $\varphi = 33^\circ$ und eine Kohäsion von $c = 133 \text{ kN/m}^2$ ($= 0,26 \cdot q_u$) ab. Dieses steht in Übereinstimmung mit den Werten von MESECK.

KAYSER (1995) berichtet in seiner Veröffentlichung von konsolidierten, drainierten und un-drainierten Triaxialversuchen (CD-Versuche und CU-Versuche nach DIN 18137-2) an Probekörpern mit einer Schlankheit von $h / d = 75 \text{ mm} / 36 \text{ mm}$ im Erhärtungsalter von 56 bis 98 Tagen. Er stellte fest, dass ab einer Konsolidationsspannung σ_{crit} oberhalb der einaxialen Druckfestigkeit eine Art „Kompaktierung“ der Probe stattfand. Eine ähnliche Beobachtung machte er auch bei Oedometerversuchen, dort wurde sie von ihm als „Strukturverdichtung“ bezeichnet und eingehender untersucht (vgl. Kapitel 5.5). Nach spätestens 5 Stunden war bei allen Proben der Konsolidationsvorgang abgeschlossen.

Bei allen *CU-Versuchen* war im Bruchzustand immer der Porenwasserüberdruck identisch mit dem Zelldruck σ_3 , so dass zu diesem Zeitpunkt in der Probe keine effektiven Spannungen σ_3' herrschten, es konnten folglich auch keine effektiven Scherparameter bestimmt werden. Vielmehr stellte KAYSER für Konsolidationsspannungen unterhalb des 1,5-fachen der ein-

axialen Druckfestigkeit ($\sigma_c < 1,5 \cdot q_u$) folgende Beziehung für die deviatorische Spannung fest: $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u} = 0,83 \cdot q_u$. Betrachtet man die unterschiedlichen Vorschubgeschwindigkeiten $v \approx 0,00003 \cdot \text{h/min}$ im CU-Versuch und $v = 0,002 \cdot \text{h/min}$ im einaxialen Druckversuch, so erscheint dieser Unterschied tendenziell vorstellbar.

Aus Versuchen unter drainierten Bedingungen (*CD-Versuche*, ebenfalls mit einer Vorschubgeschwindigkeit von $v \approx 0,00003 \cdot \text{h/min}$) an Probekörpern im Erhärtungsalter von 56 bis 98 Tagen bestimmte KAYSER die Scherparameter zu:

$$\begin{aligned}\varphi &= 41,4^\circ \\ c &= 94,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Auf seine Herleitung einer linearen Abhängigkeit der Kohäsion c von der einaxialen Druckfestigkeit q_u wird im folgenden genauer eingegangen:

Als „theoretische einaxiale Druckfestigkeit“ $\sigma_{1,f} (\sigma_3 = 0)$ lässt sich nach KAYSER diejenige Spannung definieren, die den Mohr'schen Spannungskreis mit $\sigma_3 = 0$ aufspannt und die Schergerade berührt.

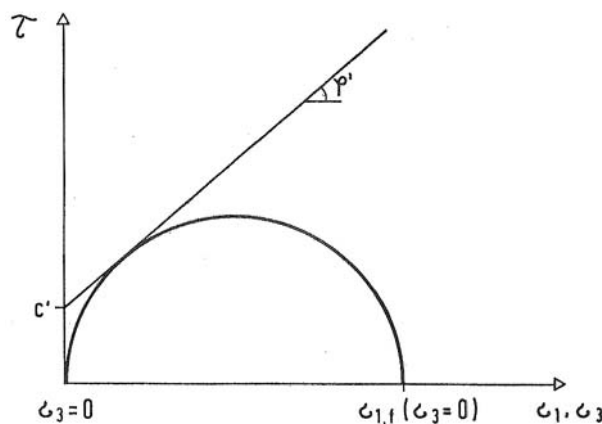


Abbildung 5.3: Einaxialer Bruchzustand im σ - τ -Diagramm (KAYSER, 1995)

Über die Geometrie des Mohr'schen Spannungskreises ergibt sich:

$$\sigma_{1,f} (\sigma_3 = 0) = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 419 \text{ kN/m}^2 \quad (5.2)$$

Das Verhältnis zur „tatsächlichen einaxialen Druckfestigkeit“ q_u definierte er über den Parameter κ :

$$\begin{aligned}\kappa &= q_u / \sigma_{1,f} (\sigma_3 = 0) && (5.3) \\ &= 540 / 419 = 1,29 && \text{nach 56 Tagen} \\ &= 660 / 419 = 1,58 && \text{nach 91 Tagen}\end{aligned}$$

Hieraus berechnete KAYSER nach Umstellung der Formeln (5.2) und (5.3):

$$c = q_u \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{\kappa \cdot \cos \varphi} \quad (5.4)$$

An dieser Stelle scheint jedoch ein Rechenfehler vorzuliegen, richtig müsste es heißen:

$$c = q_u \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{2 \cdot \kappa \cdot \cos \varphi} \quad (\text{korrigiert}) \quad (5.5)$$

Mit dem von ihm gewählten allgemeinen Ansatz von $\kappa = 1,5$ und $\varphi = 41,4^\circ$ ergibt sich dann:

$$\begin{aligned} c &\approx 0,30 \cdot q_u && (\text{KAYSER}) \\ c &\approx 0,15 \cdot q_u && (\text{korrigiert}) \end{aligned} \quad (5.6)$$

Dieser korrigierte Wert entspricht auch besser dem Verhältnis der von ihm bestimmten Kohäsion c zur einaxialen Druckfestigkeit q_u :

$$\begin{aligned} c / q_u &= 94,5 / 540 = 0,175 && \text{nach 56 Tagen} \\ c / q_u &= 94,5 / 660 = 0,143 && \text{nach 91 Tagen} \end{aligned}$$

Als Verformungsmodul aus den triaxialen Scherversuchen definierte KAYSER die Steigung der Kurve der Deviatorspannung ($\sigma_1 - \sigma_3$), aufgetragen über die Stauchung ε_1 . In Tabelle 5.2 sind die von ihm angegebenen Werte zusammengefasst. Die Indizes $_{CD}$ und $_{CU}$ weisen hierbei auf die Konsolidations- bzw. Drainagebedingungen hin (CD-Versuch bzw. CU-Versuch).

Versuchsart	Probenalter	Verformungsmodul E_{CU} bzw. E_{CD} [MN/m ²]	
		vor der Strukturverdichtung	nach der Strukturverdichtung
CU-Versuch	14 Tage	48	-
CU-Versuch	28 Tage	71	-
CD-Versuch	56 Tage	38 ($\sigma_3 = 150 \text{ kN/m}^2$)	4 ($\sigma_3 = 150 \text{ kN/m}^2$)
		11 ($\sigma_3 = 450 \text{ kN/m}^2$)	7 ($\sigma_3 = 450 \text{ kN/m}^2$)

Tabelle 5.2: Verformungsmoduln E_{CU} und E_{CD} aus CU- und CD-Versuchen (KAYSER, 1995)

MAYER (2001) konzentrierte sich bei seinen Untersuchungen auf unkonsolidierte, undrainierte Scherversuche (UU-Versuche) an Probekörpern der Schlankheit $h / d = 50 \text{ mm} / 50 \text{ mm}$ im Alter von 2 bis 28 Tagen. Die hierbei bestimmten Verformungsmoduln E_{UU} verglich er mit den Werten E_{CU} von KAYSER („Universität Braunschweig“), den Verformungsmoduln aus einaxialen Druckversuchen von MESECK („Universität Braunschweig“) und den Verformungsmoduln weiterer, am „Wilhelm-Dyckerhoff-Institut“ durchgeführter Versuche. (Abbildung 5.4). MAYER ging also davon aus, dass die Verformungsmoduln aus einaxialen Druckversuchen (E_v), UU-Versuchen (E_{UU}) und CU-Versuchen (E_{CU}) im gleichen Probenalter

identisch sind ($E_v = E_{UU} = E_{CU}$). Er bestimmte eine Funktion, die die Abhängigkeit dieses Verformungsmoduls vom Probenalter beschreibt (Abbildung 5.4). Zudem stellte er eine lineare Abhängigkeit dieses Moduls von der einaxialen Druckfestigkeit q_u heraus (Abbildung 5.5).

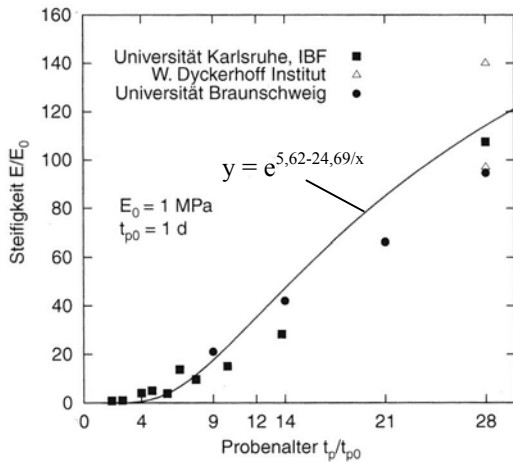


Abbildung 5.4: Steifigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Probenalter (MAYER, 2001)

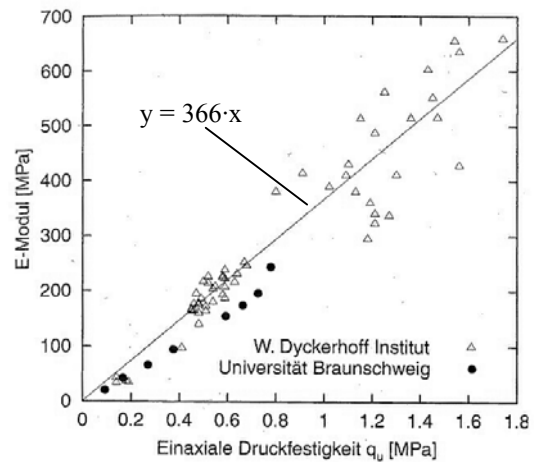


Abbildung 5.5: Abhängigkeit des Verformungsmoduls E_v von der einaxialen Druckfestigkeit (MAYER, 2001)

5.5 Oedometerversuche

Die Untersuchungen von MESECK (1987) zum Zeit-Setzungs-Verhalten von Dichtwandmassen im Oedometergerät mit Proben der Schlankheit $h/d = 1,4 / 7,1$ cm ergaben, dass bereits nach maximal 100 Minuten der Endwert der Setzung je Laststufe erreicht war.

Die Last-Setzungs-Linien der Oedometerversuche sind in Abbildung 5.6 dargestellt. Deutlich ist hier ein erheblicher Abfall des Steifemoduls E_s etwa ab dem Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit q_u (in der Abbildung nachträglich markiert) zu beobachten. Sieht man die Bereiche vor und nach dem Lastabfall näherungsweise als linear an, so lassen sich aus den Kurven für diese Bereiche Steifemoduln von $E_s \approx 66 \text{ MN/m}^2$ bzw. $E_s \approx 5 \text{ MN/m}^2$ nach 14 Tagen und $E_s \approx 66 \text{ MN/m}^2$ bzw. $E_s \approx 6 \text{ MN/m}^2$ nach 28 Tagen ablesen.

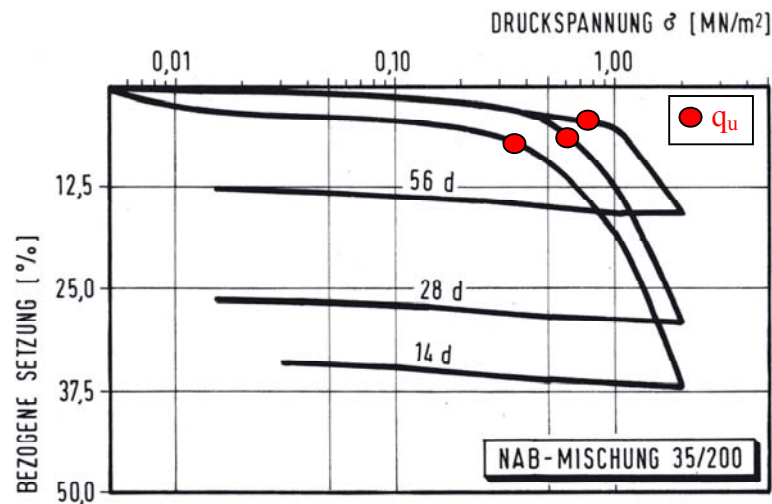


Abbildung 5.6: Last-Setzungs-Linien in Oedometerversuchen (MESECK, 1987)

Auch von HEITFELD (1989) wurde bei den Oedometerversuchen eine sprunghafte Zunahme der Stauchungen ab einer gewissen Grenzspannung beobachtet, die etwa der einaxialen Druckfestigkeit entsprach. Er führte dieses Materialverhalten auf einen Zusammenbruch des Feststoffgerüsts zurück. Als Steifemodul lassen sich seiner Arbeit Werte von $E_s \approx 12 / 4$ MN/m² nach 14 Tagen und $E_s \approx 12 / 7$ MN/m² nach 28 Tagen entnehmen, im Bereich unterhalb der Grenzspannung also deutlich geringere Werte als bei MESECK.

Zur systematischen Untersuchung der plötzlichen Steifigkeitsänderung ab einer gewissen Belastung, entschied sich KAYSER (1995) bei der Durchführung der Oedometerversuche für eine Wegsteuerung mit $v = 0,01 \cdot h/min$. In allen Versuchen (Probenalter von 7 bis 56 Tagen) stellte er einen ähnlichen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kurve fest (Abbildung 5.7).

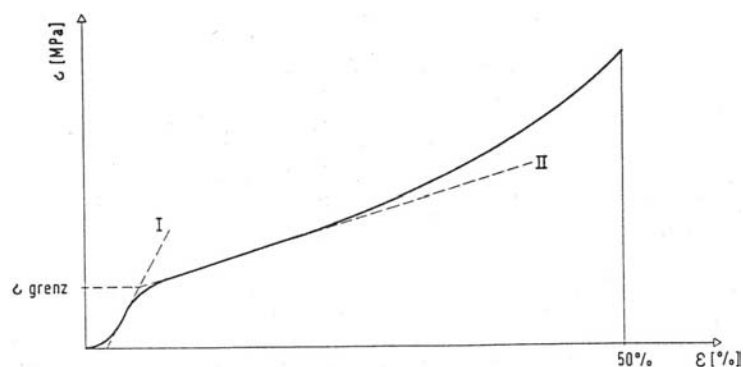


Abbildung 5.7: Prinzipieller Verlauf der σ - ε -Kurve in Oedometerversuchen (KAYSER, 1995)

Er definierte diejenige Spannung, bei der die Kurve von Bereich I in den Bereich II übergeht als Grenzspannung σ_{grenz} und fand heraus, dass diese etwa der einaxialen Druckfestigkeit q_u entspricht. Um die Ursache der plötzlichen Steifigkeitsänderung zu ermitteln, ließ er die Proben nach Versuchsende unter einem Rasterelektronenmikroskop fotografieren. Hierbei war jedoch weder eine Zerstörung einzelner Strukturelemente noch ganzer Bereiche (z. B. in Form von Rissen) erkennbar. Vielmehr stellt er eine Verkleinerung der Radien der Kapillarporen

fest, also eine Verdichtung der Dichtwandmasse. KAYSER führte hierfür den Begriff der *Strukturverdichtung* ein. Auf den Durchlässigkeitsbeiwert hatte diese keinen Einfluss.

Weitere Untersuchungen zur Klärung der letztendlichen Ursache der Strukturverdichtung haben bisher noch nicht stattgefunden.

Explizite Werte für die Steifemoduln E_s der von ihm untersuchten Mischungen wurden in der Veröffentlichung nicht angegeben.

5.6 Kriechversuche

In der *Werkstoffkunde* definiert sich das Kriechen als jene – sich mit der Zeit entwickelnde – Verformungskomponente, die als Folge einer konstanten Dauerlast nach Aufbringung der Belastung zeitverzögert auftritt (MÜLLER, 1986). Dieses materialabhängige Verhalten ist gewöhnlich bei der Bemessung von Bauteilen zu berücksichtigen.

In der *Bodenmechanik* werden als Kriechen (bzw. Sekundärkonsolidation) die bei gleichbleibender effektiver Spannung im Boden stattfindenden Volumenänderungen bezeichnet (DIN 18135, 1999).

Bei dem Bauverfahren *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* handelt es sich in der Regel um einen Baugrubenverbau und damit um ein Temporärbauwerk. Insofern scheinen Kriechinflüsse auf den ersten Blick nur von geringer Bedeutung zu sein. Aufgrund des – im Vergleich zu Beton – jedoch sehr geringen Feststoffanteils (Wasser-Feststoff-Verhältnis: $m_w / f > 4$) wird auch bei nur vorübergehender Belastung ein Kriecheinfluss vermutet.

MÜLLER (1986) führte Untersuchungen über das Kriechverhalten von Beton durch. Als Ursache des Kriechens wurden hier Platzwechselforgänge des physikalisch gebundenen Wassers angesehen, begleitet von Abgleit- und Verdichtungs Vorgängen der Gelstruktur, von Auslösungs- und Rekristallierungsvorgängen der Zementsteinpartikel sowie dem Aufbrechen und Entstehen neuer örtlicher Bindungen.

Für Dichtwandmassen können aus dieser Arbeit folgende Einflussfaktoren abgeleitet werden:

- das Wasser-Feststoff-Verhältnis
- der Sandgehalt
- die Art des hydraulischen Bindemittels
- die relative Feuchte der Umgebung
- die Bauteildicke
- die Temperatur
- das Alter bei Aufbringung der Belastung
- die Größe der Belastung

Das Verformungsverhalten von Beton unter Dauerlast wird von MÜLLER in die folgenden drei Phasen (Abbildung 5.8) unterteilt:

- Primärkriechen: die Kriechgeschwindigkeit nimmt mit der Zeit ab
- Sekundärkriechen: die Kriechgeschwindigkeit ist konstant
- Tertiärkriechen: die Kriechgeschwindigkeit nimmt mit der Zeit zu, bis der Bruch eintritt

Im Bereich der Gebrauchsspannungen tritt bei Beton hauptsächlich das Primärkriechen auf. Umstritten ist aber nach wie vor, ob die Kriechverformungen in diesem Spannungsbereich einem Endwert zustreben oder ob sie in das Sekundärkriechen einmünden und damit die Kriechgeschwindigkeit einen konstanten Wert erreicht. Das Tertiärkriechen ist für Beton erst im Spannungsbereich oberhalb von 80% der Kurzzeitfestigkeit zu erwarten.

Ferner geht er davon aus, dass im Bereich der Gebrauchslasten ($\sigma_k < 0,45 \cdot f_{ck}$) die Kriechverformungen des Primärkriechens proportional mit der Spannung anwachsen.

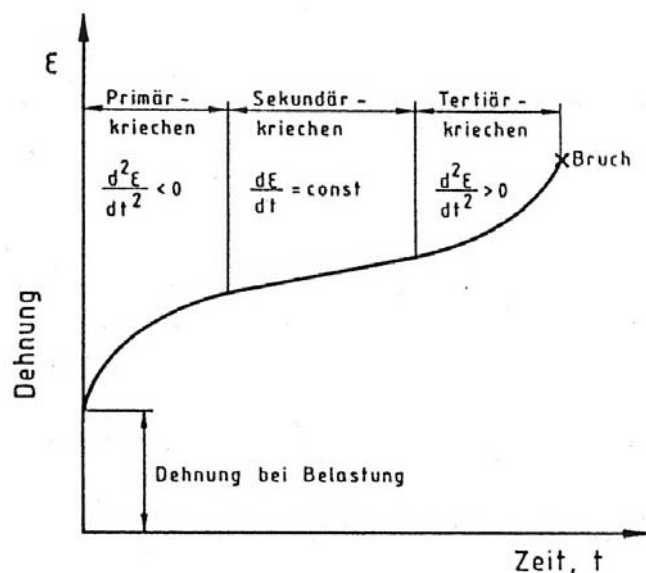


Abbildung 5.8: Allgemeine Zeit-Dehnungs-Kurve unter Dauerlast (MÜLLER, 1986)

Systematische Kriechversuche an Dichtwandmassen wurden erstmals von KAYSER (1995) veröffentlicht. Unter Zelldrücken von $\sigma_3 = 150, 300$ und 450 kN/m^2 belastete er die Proben (Alter: 186 Tage) mit 50, 80 und 100 % der auf die einaxiale Druckfestigkeit bezogenen deviatorischen Belastung $(\sigma_1 - \sigma_3) / q_u$. Das entspricht – je nach Zelldruck – Ausnutzungsgraden von 18 bis 77 % der maximal möglichen deviatorischen Belastung $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, berechnet aus Kennwerten von drainierten Triaxialversuchen. Als Ergebnis stellte er fest, dass mit steigendem Lastniveau und mit steigendem Stützdruck (Zelldruck) zwar der Absolutwert der Kriechverformung anstieg (Abbildung 5.9), dessen Anteil an der Gesamtverformung jedoch in der Regel unterhalb von 5 % blieb. Bei einer Belastungsdauer von 3 Wochen und einem Ausnutzungsgrad von 77 % stellte er kein Kriechbruch fest.

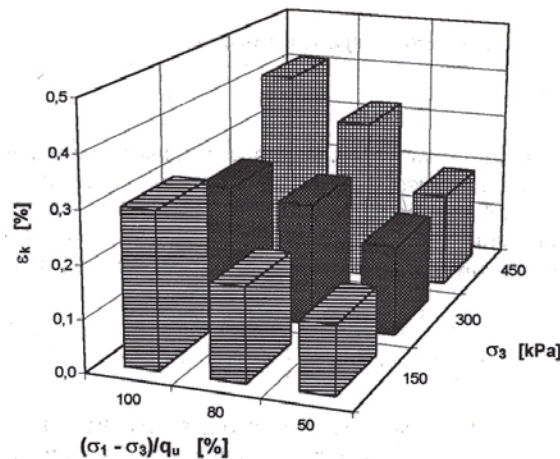


Abbildung 5.9: Kriechverformung in Abhängigkeit von Spannungsniveau und Stützdruck (KAYSER, 1995)

BRINKMANN (2002) führte ebenfalls Untersuchungen zum Kriechverhalten unter triaxialen Spannungszuständen durch. Er wählte Ausnutzungsgrade von 40, 60 und 80% der maximal möglichen deviatorischen Belastung $(\sigma_1 - \sigma_3)_F$ mit Zelldrücken von 0 bis 800 kN/m² in Probenaltern von 66 bis 278 Tagen. Die Versuchsdauer betrug bis zu 1100 Stunden (\approx 46 Tage). Die von ihm berechnete Kriechgeschwindigkeit v_{kr} [%/h] nahm stetig ab, so dass er folgerte, dass sich die Proben (auch nach 1100 Stunden) noch in der Phase des Primärkriechens befänden. Um eine Abschätzung des Kriechverhaltens für einen Zeitraum von 50 Jahren geben zu können, näherte er den Verlauf der Kriechverformung mit einer logarithmischen Funktion an. Unter einaxialen Spannungszuständen berechnet er für diesen Zeitraum Kriechverformungen von 0,07 bis 0,14 %, das entspricht einem Anteil an der Gesamtverformung von 15 bis 27 %. Des Weiteren stellte er fest, dass mit zunehmender Belastung sowohl die Kriech-, als auch die Gesamtverformungen zunahmen.

5.7 Versuche zur Bestimmung der Querdehnung

Bei Beanspruchung eines Körpers verformt sich dieser nicht nur in Richtung der Beanspruchung, sondern auch quer dazu. Im linear-elastischen Bereich ist bei einem isotropen Material diese Querdehnung ϵ_q proportional zur Längsdehnung ϵ_l . Die Querkontraktionszahl ν beschreibt dieses Verhältnis:

$$\nu = -\frac{\epsilon_q}{\epsilon_l} \quad (5.7)$$

Werden zur Bestimmung der Querdehnung einaxiale Druckversuche benutzt, so ist die Form des Probekörpers anhängig von der Endflächenreibung. Es ergibt sich entweder die Form eines Zylinders (wenn keine Endflächenreibung mobilisiert wird) oder die eines Fasses (wenn volle Endflächenreibung mobilisiert wird) (Abbildung 5.10).

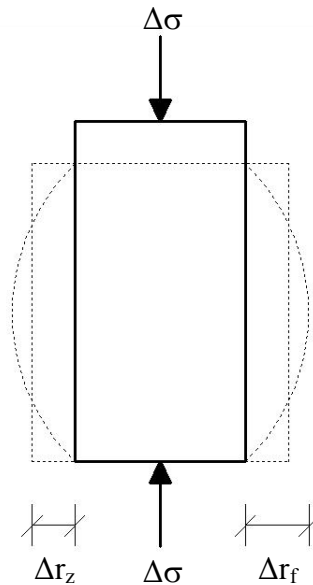


Abbildung 5.10: Grenzzustände der Verformung bei einaxialer Belastung

Die Querkontraktionszahlen können Werte zwischen $\nu = 0$ und $\nu = 0,5$ annehmen. Ein Wert von $\nu = 0$ bedeutet, dass keinerlei Querdehnung stattfindet, $\nu = 0,5$ hingegen entspricht einem vollkommen volumenkonstanten Verformungsverhalten.

Die Messung der Querdehnung eines Probekörpers kann entweder direkt (mit Hilfe von Wegaufnehmern bzw. Dehnungsmessstreifen) oder indirekt (über die Messung der Volumenänderung der Probe) erfolgen.

Bisher liegen nur wenig Untersuchungen zum Querdehnungsverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen vor. Es ist also erforderlich, die im Labor bestimmten Werte mit denen der üblichen Baumaterialien und Böden zu vergleichen. WESCHE (1981) und SMOLTCZYK (1990) geben hier folgende Anhaltswerte:

Zementstein:	ν	=	0,23 bis 0,30
Normalbeton:	ν	=	0,10 bis 0,35
Ton:	ν	=	0,40 bis 0,45
Sand:	ν	=	0,30 bis 0,40
Fels:	ν	=	0,15 bis 0,25.

KAYSER (1995) führte seine Versuche zum Querdehnungsverhalten von Dichtwandmassen unter triaxialen Spannungszuständen durch. Hierzu wählte er einen Seitendruck von $\sigma_3 = 150 \text{ kN/m}^2$ und belastete die Probe in Laststufen auf 25, 50, 80 und 100 % der einaxialen Druckfestigkeit. Anschließend wurde die Probe zunächst entlastet und dann wiederbelastet. Die Querdehnung bestimmte er über die Volumenänderung des Probekörpers während der Belastung.

Für den Erst-, Ent- und Wiederbelastungsbereich berechnet er eine Querkontraktionszahl von $\nu = 0,06$. Für den Bereich plastischer Verformungen, also nach Erreichen der Strukturverdichtung, berechnete er im Mittel einen Wert von $\nu = 0,05$.

Inwiefern die übrigen Randbedingungen (z. B. die Verformungsgeschwindigkeit oder das Probenalter) einen Einfluss auf die Ergebnisse gehabt haben, kann nicht beurteilt werden, da diese in der Veröffentlichung nicht angegeben sind.

FEESER et al. (2000) führten ebenfalls einaxiale Versuche zur Bestimmung der Querkontraktionszahl durch, sie entschieden sich jedoch zur direkten Messung der Querdehnung mittels eines Scherentasters mit integriertem induktiven Wegaufnehmer. Zur genaueren Beschreibung des Querdehnungsverhaltens wurde von ihnen der sogenannte „laterale Verformungsmodul“ E_{lat} eingeführt:

$$E_{\text{lat}} = \frac{E}{\nu \cdot q_u} \quad (5.8)$$

Aus den in der Veröffentlichung angegebenen Werten von E_v und E_{lat} lässt sich die Querkontraktionszahl rückrechnen zu $\nu = 0,25$. Diesem Wert liegen – im Vergleich zu denen von KAYSER – zwar deutlich höhere Festigkeiten zugrunde, es ist jedoch anzunehmen, dass sich die Querkontraktionszahlen von feststoffarmen Dichtwandmassen mit Na-Bentonit allgemein eher in diesem Bereich bewegen, wahrscheinlich sogar noch höher sind (also im Bereich zwischen den Werten von Zementstein und Ton).

BRINKMANN (2002) führte – ähnlich wie KAYSER – die Versuche zur Bestimmung der Querkontraktionszahl unter triaxialen Spannungszuständen durch. Er untersuchte Proben im Alter von 44 bis 136 Tagen unter Zelldrücken von 100 bis 800 kN/m^2 und kam zu dem Schluss, dass die Querkontraktionszahl von der Höhe des Seitendrucks nicht beeinflusst wird. Er stellte schließlich Querkontraktionszahlen von $\nu = 0,29$ bis 0,33 (Zylinderform) bzw. $\nu = 0,44$ bis 0,50 (Fassform) fest.

Es ist jedoch zu beachten, dass die von BRINKMANN untersuchte Dichtwandmasse auch eine um den Faktor 4 bis 7 höhere einaxiale Druckfestigkeit aufwies als die von FEESER et al. oder von KAYSER.

5.8 Versuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit

Die reine Zugfestigkeit eines Materials wird im Zerreiversuch bei einaxialem Spannungszustand bestimmt. Da hierbei insbesondere die Fixierung der Probekörper mit größeren Unregelmäßigkeiten verbunden sein kann, sehen DIN 1048-5 (1991) „Prüfverfahren für Beton“ und DIN EN 196-1 (1995) „Prüfverfahren für Zement“ die Bestimmung der Zugfestigkeit indirekt in Form von Spaltzug- bzw. Biegezugversuchen vor.

Für die Verhältnisse der verschiedenen Zugfestigkeitsarten von Beton zueinander werden in der Veröffentlichung von BONZEL (1965) folgende Anhaltswerte gegeben:

$$\sigma_{\text{Zug}} \approx 0,75 \cdot \sigma_{\text{Spaltzug}} \approx 0,5 \cdot \sigma_{\text{Biegezug}} \quad (5.9)$$

Zur Ermittlung der Zugfestigkeit von bindigen Erdstoffen schlug KZDI (1973) Spaltzugversuche vor. Bei diesen Versuchen werden die zylinderförmigen Probekörper liegend in eine Druckpresse eingebaut und mit zwei gegenüberliegenden Streifenlasten bis zum Bruch belastet. Hierbei stellen sich Zugspannungen entlang der Verbindungslinie der beiden Lastachsen in Probekrpermitte ein, die letztlich den Bruch der Probe verursachen (Abbildung 5.11).

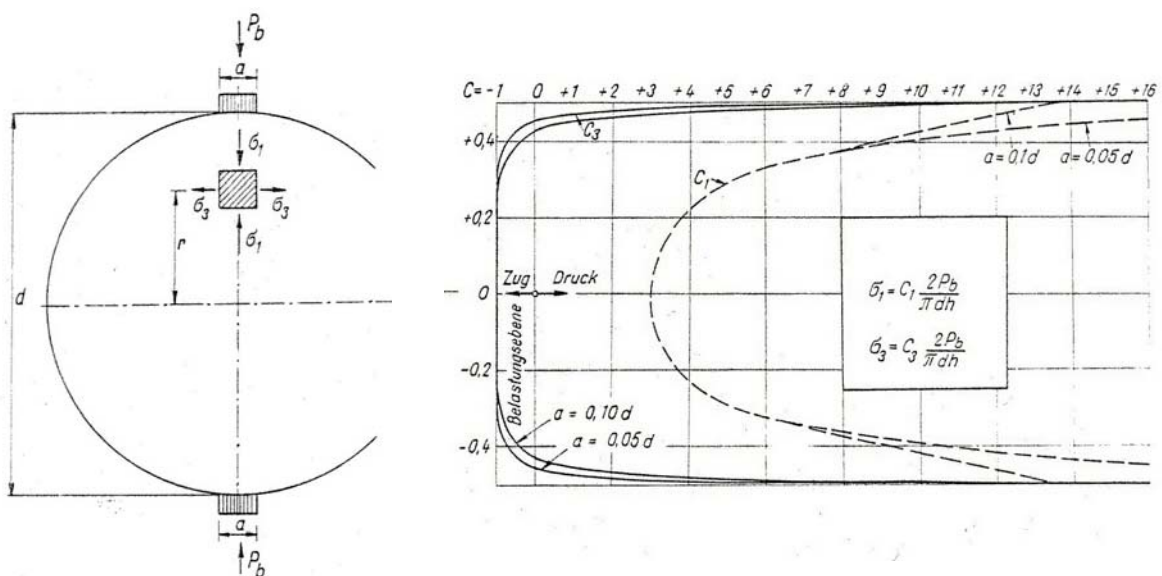


Abbildung 5.11: Belastung und Hauptspannungen beim Spaltzugversuch (KZDI, 1973)

Die Spaltzugspannung in Probekrpermitte bestimmt sich nach KZDI aus der Elastizitstheorie über die Formel:

$$\sigma_{\text{SZ}} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d \cdot l} \quad (5.10)$$

KAYSER (1995) untersuchte die Spaltzugfestigkeit σ_{SZ} von Dichtwandmassen im Alter von 7 bis 62 Tagen und stellte folgende Korrelation zur einaxialen Druckfestigkeit fest:

$$\sigma_{SZ} = 0,15 \cdot q_u \quad (5.11)$$

Auch BRINKMANN (2002) führte Spaltzugversuche nach 7 bis 730 Tagen Abbindzeit durch. Bei der von ihm untersuchten Dichtwandmasse beobachtete er in Abhängigkeit vom Probenalter bei Belastungsbeginn eine *unterlineare* Zunahme der Spaltzugfestigkeit. Bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit fiel der Wert mit zunehmendem Probenalter von $\sigma_{SZ} = 0,14 \cdot q_u$ (7 Tage) auf $\sigma_{SZ} = 0,07 \cdot q_u$ (730 Tage).

5.9 Versuche zur Bestimmung des Temperatureinflusses

Eingehende Untersuchungen zum Einfluss der Temperatur bei der Herstellung und bei der Lagerung von feststoffarmen Dichtwandmassen auf die einaxiale Druckfestigkeit stellte SCHULZ (2002) vor.

Zunächst untersuchte er die Druckfestigkeit von Probekörpern, die mit verschiedenen *Anmachwassertemperaturen* hergestellt wurden. Bezogen auf die Druckfestigkeit der Proben mit einer Anmachwassertemperatur von 20 °C stellte er bei Proben mit einer Anmachwassertemperatur von 2,5 °C eine Verringerung der Druckfestigkeiten um 18 % (Probenalter: 14 Tage) bzw. um 25 % (Probenalter: 28 Tage) fest. Eine Temperatursteigerung des Anmachwassers auf 40 °C führte zu einer Steigerung der Druckfestigkeit um 5 % (Probenalter: 14 Tage) bzw. 10 % (Probenalter: 28 Tage). Die Ursache hierfür sah SCHULZ in dem temperaturabhängigen Quellverhalten des Na-Bentonits. Seiner Meinung nach reduziert eine geringe Anmachwassertemperatur das Quellverhalten und damit auch die Fähigkeit des Bentonits, die Zementteilchen in Schwebelage zu halten. Hierdurch kommt es zu einer verstärkten Sedimentation, die sich schließlich in einer geringeren Druckfestigkeit der Gesamtprobe niederschlägt.

Gravierender zeigte sich der Einfluss der *Lagerungstemperatur* auf die Druckfestigkeit der Dichtwandmasse. Auch hier wurde der Festigkeitsverlauf der unter 20 °C erhärteten Probe als Referenzgröße gewählt.

Mit abnehmenden Lagerungstemperaturen verringerten sich auch die 28-Tage-Festigkeitswerte, annähernd proportional (Abbildung 5.12). Abbildung 5.13 zeigt dagegen, dass hohe Lagerungstemperaturen zu einer überproportionalen Steigerung der Frühfestigkeiten ($t \leq 56d$) führte.

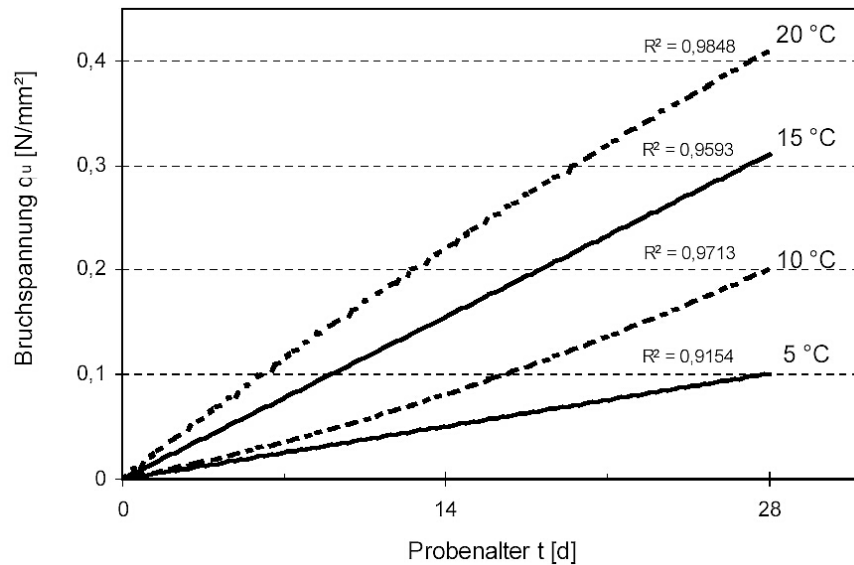


Abbildung 5.12: Druckfestigkeiten bei niedrigen Lagerungstemperaturen (SCHULZ, 2002)

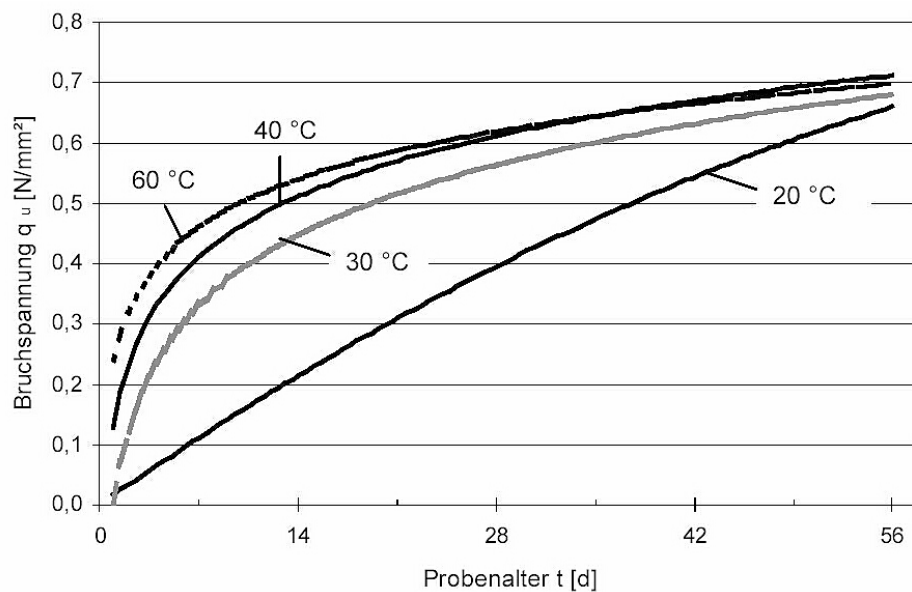


Abbildung 5.13: Druckfestigkeiten bei hohen Lagerungstemperaturen (SCHULZ, 2002)

Wurde die Festigkeitsentwicklung jedoch über einen längeren Zeitraum beobachtet, so war erkennbar, dass die Endfestigkeiten bei allen Lagerungstemperaturen nur geringfügig variierten (Abbildung 5.14).

Als Grund für die Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit von der Lagerungstemperatur sieht SCHULZ deren Einfluss auf die Dauer der unterschiedlichen Hydratationsphasen des Zements.

Grob vereinfacht vollzieht sich die Hydratation in drei Stufen:

- Ansteifen,
- Erstarren (Bildung langfaseriger Nadeln aus Calciumsilicathydrat (CSH-Nadeln)),
- Erhärten (Bildung kurzfaseriger CSH-Nadeln).

Eine erhöhte Lagerungstemperatur führt nach Meinung von SCHULZ zu einem schnelleren Übergang in die dritte Hydratationsstufe und damit zu einer größeren Anzahl an kurzfasrigen CSH-Nadeln, die eine höhere Frühfestigkeit bewirken. Eine niedrige Lagerungstemperatur begünstigt dagegen eine vermehrte Ausbildung der stabileren, langfasrigen CSH-Nadeln und auf diese Weise eine höhere Endfestigkeit.

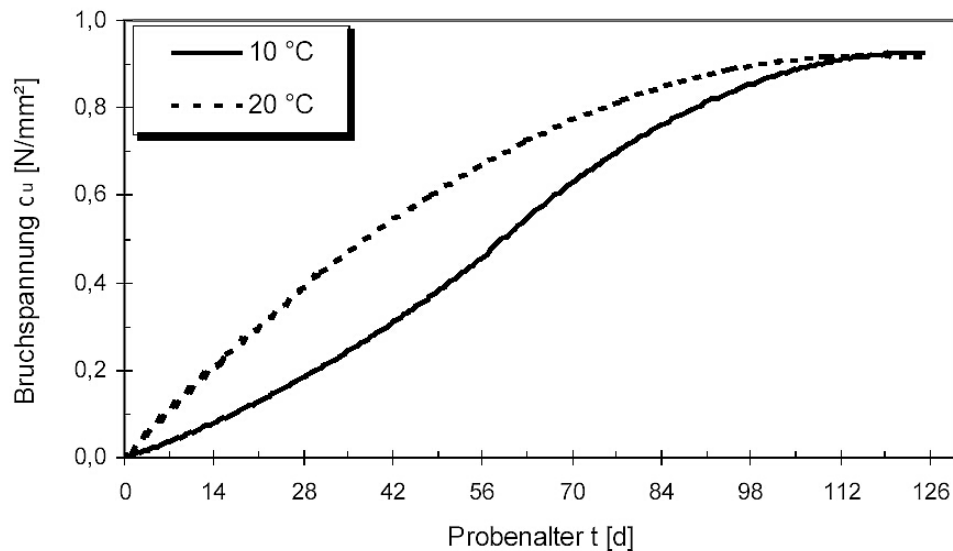


Abbildung 5.14: Einfluss der Lagerungstemperatur auf die Festigkeitsentwicklung bis zu einem Probenalter von 126 Tagen (SCHULZ, 2002)

5.10 Modellversuche an Dichtwandmassen

Die einzigen veröffentlichten Modellversuche zur Biegezugbeanspruchung von Dichtwandmassen stammen von BRINKMANN (1999, 2002). Er wählte als Material eine feststoffreiche Zweiphasen-Dichtwandmasse (vgl. Kapitel 5.2), deren Druckfestigkeit um den Faktor 4 bis 7 höher lag als die für übliche feststoffarme Einphasen-Dichtwandmassen.

Die Problemstellung, mit der sich BRINKMANN beschäftigte, war die mechanische äußere Belastung einer planmäßig nicht statisch wirksamen Dichtwand, z. B. infolge einer zusätzlichen Oberflächenlast (Deponiekörper oder Gebäude) oder eines einseitigen seitlichen Bodenabtrags (Baugrube) (Abbildung 5.15).

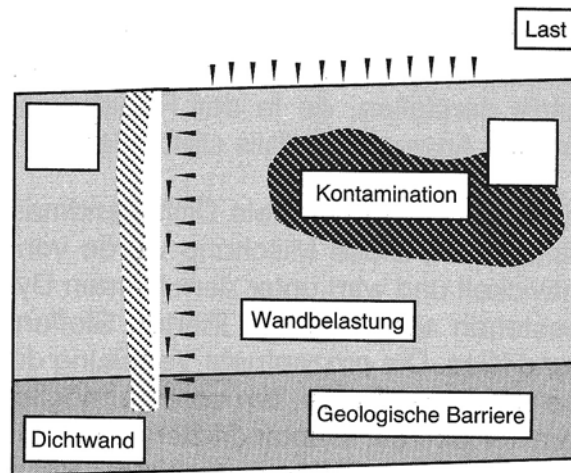


Abbildung 5.15: Mechanische, äußere Beanspruchung einer Dichtwand (BRINKMANN, 2002)

Als statisches Modell wählte er ein an den Enden frei aufgelagerter Einfeld-Biegebalken (Abbildung 5.16):

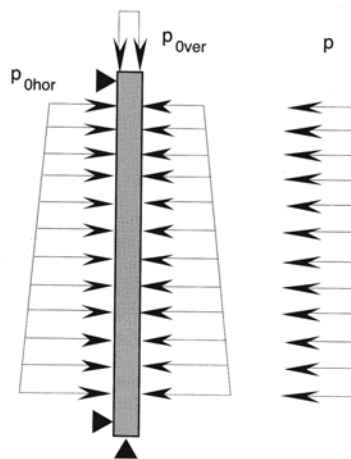


Abbildung 5.16: Statisches System für die Modellversuche (BRINKMANN, 2002)

Die Versuche wurden als Großversuche durchgeführt, in denen ein Abschnitt der Wand mit den Abmessungen $l / h / b = 3,0 / 4,0 / 0,6$ m abgebildet wurde. In zwei Versuchen wurde die Wand mit unterschiedlichen Vorbelastungen p_{0hor} und p_{0ver} stufenweise bis zum Biegezugbruch belastet. Hierbei kam ein wassergefülltes Druckkissen zum Einsatz.

	Probenalter bei Vorbelastung	Vertikale Vorbelastung	Horizontale Vorbelastung	Probenalter bei Biegebelastung
	[d]	p_{0ver} [kN/m ²]	p_{0hor} [kN/m ²]	[d]
1. Versuch	35	30	25 / 29	83
2. Versuch	43	90	75 / 79	91

Tabelle 5.3: Unterschiedliche Vorbelastungen bei den Großversuchen (BRINKMANN, 2002)

Die Wandverformung wurde in zwei Querschnitten einerseits mittels Inklinometermessungen bestimmt, andererseits mit Hilfe von kettenförmig angeordneten faseroptischen Dehnungssensoren. Zusätzlich wurden während der Versuche der Porenwasserdruck und die Temperatur aufgenommen.

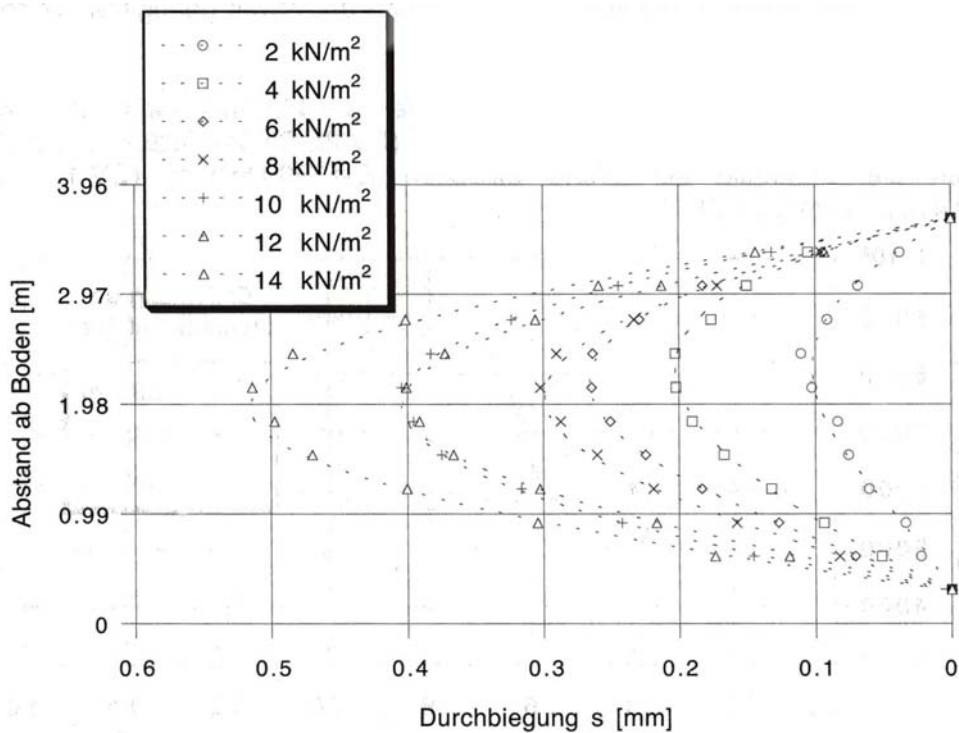


Abbildung 5.17: Wanddurchbiegung, Versuch 1 (BRINKMANN, 2002)

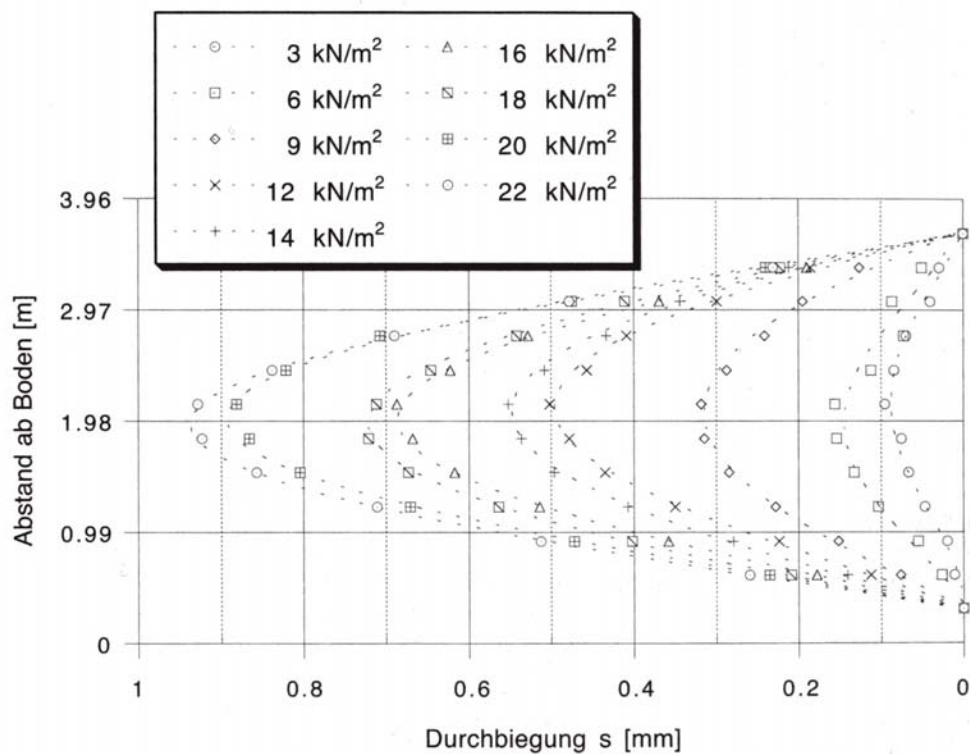


Abbildung 5.18: Wanddurchbiegung, Versuch 2 (BRINKMANN, 2002)

Abbildung 5.17 und Abbildung 5.18 zeigen die Wanddurchbiegung bei den einzelnen Laststufen während der beiden Versuche.

Die jeweils letzte Laststufe ($p = 14$ bzw. 22 kN/m^2) führte zum Biegezugbruch der Wand. Aus der Balkentheorie lassen sich zu diesem Zeitpunkt die Randspannungen im Querschnitt im Grenzzustand berechnen. In der Druckzone wurden Spannungen berechnet, die im Bereich von 10 % der einaxialen Druckfestigkeit lagen.

Unter Ansatz der allgemeinen Form der Biegelinie eines gelenkig gelagerten Einfeldbalkens wurden aus den Verformungen die jeweiligen Verformungsmoduln rückrechnen. Hierbei ergaben sich mit steigender Belastung tendenziell abfallende Werte. Diese lagen jedoch um den Faktor 3 bis 4 höher als die aus den Laborversuchen (Elementversuche) berechneten Werte. Da die dazugehörigen rückgerechneten Bruchstauchungen lediglich im Bereich von $\varepsilon = 0,08$ bis $0,15 \text{ ‰}$ lagen, vermutete BRINKMANN hinter dieser Abweichung die Materialeigenschaft einer besonders hohen Steifigkeit bei einer sehr kleinen Dehnungen.

Die rückgerechnete maximale Biegezugspannung in der Wand betrug 71 % bzw. 75 % der aus Laborversuchen bestimmten Spaltzugfestigkeit der Dichtwandmasse. BRINKMANN sah dennoch eine gute Übereinstimmung der Laborversuche mit den Großversuchen, da die Ergebnisse der Spaltzugversuche sehr weit streuten (Variationskoeffizient: 25 %).

Weiterhin stellt er fest, dass generell eine Erhöhung des Überlagerungsdrucks p_{over} zu einer Erhöhung der aufnehmbaren Biegebelastung führt.

Anmerkungen des Autors:

Bereits vor dem Biegezugversagen können Gewölbeeffekte zum Tragen kommen, die eine bessere Lastabtragung bewirken und damit zu einer geringeren Durchbiegung führen. Bei Nichtbeachtung dieser Effekte würde sich dann aus der Rückrechnung ein höherer Verformungsmodul ergeben (wie von BRINKMANN beobachtet). Ein solcher Gewölbeeffekt hätte jedoch nur dann wirksam werden können, wenn die jeweiligen Auflager – in diesem Falle also die obere und untere Stirnseite der Wand – starr ausgebildet gewesen wären. Einen Aufschluss hierüber würden Messergebnisse liefern, die den Verlauf der vertikalen Vorbelastungsspannung p_{over} zum Zeitpunkt der horizontalen Belastung wiedergeben.

In Bezug auf die Diskrepanz zwischen den im Labor ermittelten Spaltzugspannungen σ_{SZ} und den aus den Großversuchen rückgerechneten Biegezugspannungen σ_{BZ} wird vom Autor dieser Arbeit auf Untersuchungen an Beton (BONZEL, 1965) verwiesen, die ein Verhältnis von $\sigma_{\text{BZ}} / \sigma_{\text{SZ}} = 1,2$ bis $2,5$ dokumentieren (siehe auch Kapitel 5.8).

6 Eigene Laborversuche

6.1 Probenmaterial

Als Probenmaterial für die hier dokumentierten eigenen Laborversuche dienen zwei verschiedene handelsübliche Fertigprodukte feststoffarmer Dichtwandmassen auf Na-Bentonit-Basis, bezeichnet als **M I** und **M II**. In Anlehnung an das spezielle Bauverfahren der *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* kommen solche Mischungen zum Einsatz, die eine erhöhte Frühfestigkeit aufweisen. Dem Aspekt der Wirtschaftlichkeit folgend wurde eine in der Praxis übliche Feststoffkonzentration von 220 kg pro m³ Suspension gewählt, was einem Wasser-Feststoff-Verhältnis von $m_w / f = 4,17$ entspricht. Diese Konzentration und die damit verbundenen Festigkeiten können für den Anwendungsbereich *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* als unterer Grenzwert angesehen werden. Die für dieses Bauverfahren erforderliche Feststoffkonzentration ist kein fester Wert, vielmehr ergibt sie sich im Wesentlichen aus der Optimierung der Trägerabstände und der damit verbundenen Materialkosten.

Trotz systematischer, immer gleicher Herstellungs- und Lagerungsbedingungen zeigen sich während der Versuchsdurchführungen gelegentlich nicht unerhebliche Abhängigkeiten der Ergebnisse von den gelieferten Chargen. Dieses führt zu vereinzelt Streichungen der Versuchsergebnisse bzw. – wenn möglich – zu Wiederholungen von Versuchen.

Neben den in Kapitel 5 beschriebenen Randbedingungen der *Probenlagerung* und der Versuchsdurchführung können auch die Bedingungen während der *Herstellung* der Probekörper einen wesentlichen Einfluss auf die Versuchsergebnisse nehmen. Deshalb wird besonders auf immer gleiche Randbedingungen während der Herstellung geachtet. Dieses beinhaltet folgende Konstanten:

- Anmachwassertemperatur (= 20°C)
- Suspensionsmenge
- Dispergierzeit
- Lagerungstemperatur (= 20°C)

Hierdurch bewegen sich die rheologischen Eigenschaften der Frischsuspensionen beider Mischungen kontinuierlich in den folgenden Bereichen:

- Dichte: 1,136 bis 1,150 g/cm³
- Marsh-Zeit: 38 bis 43 Sekunden
- Fließgrenze nach DIN 4127 (1986)
 - Kugelharfe: Kugel 5 bis 6 (= 20 bis 27 N/m²)
 - Pendelgerät: 14 bis 23 N/m²
- Filtratwasserabgabe: 38 bis 46 ml
- Absetzmaß: 0,8 bis 1,4 %

Die Streuungen der Kennwerte liegen in den unterschiedlichen Chargen begründet.

Um auch den von KAYSER (1995) beschriebenen Einfluss der Sedimentation zu minimieren, werden zudem sämtliche Proben mit dem Verhältnis Schalkörperhöhe / Probenhöhe = 3 / 2 hergestellt und das obere Drittel nach der Erhärtung abgelängt (vgl. Kapitel 5.3).

6.2 Einaxiale Druckversuche

Die Empfehlungen des „AK Geotechnik der Deponien und Altlasten“ der DGGT (GDA-EMPFEHLUNGEN, 1997) gehen von gleichen Probekörperabmessungen zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften und zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit aus. Die Proben sollen einen Durchmesser $d = 10$ cm haben und in Rohrstützen mindestens 12 cm hoch gegossen werden. Vor Versuchsbeginn sind sie auf eine Höhe von $h = 10$ cm abzulängen. Das entspricht also einem Verhältnis $h / d = 1,0$. Um mit diesen Abmessungen einen im einaxialen Druckversuch angestrebten einaxialen Spannungszustand zu erreichen, sollten die Endflächen geschmiert werden (Reibungsminimierung).

Als einfachere Variante hat sich jedoch bewährt, für die Probekörper ein Verhältnis $h / d = 2,0$ zu wählen. In Probekörpermitte kann dann annähernd von einem einaxialen Spannungszustand ausgegangen werden. Die Vorschubgeschwindigkeit beträgt nach DIN 18136 (1996) $v = 0,002 \cdot h / \text{min}$. Da sich bei den Spannungs-Verformungs-Diagrammen ein weitgehend linearer Verlauf abzeichnet, kann bei der Bestimmung der Bruchstauchungen und der Verformungsmoduln die folgende Beziehung nach MESECK (1987) zugrunde gelegt werden (vgl. Kapitel 5.3 Gleichung (5.1)):

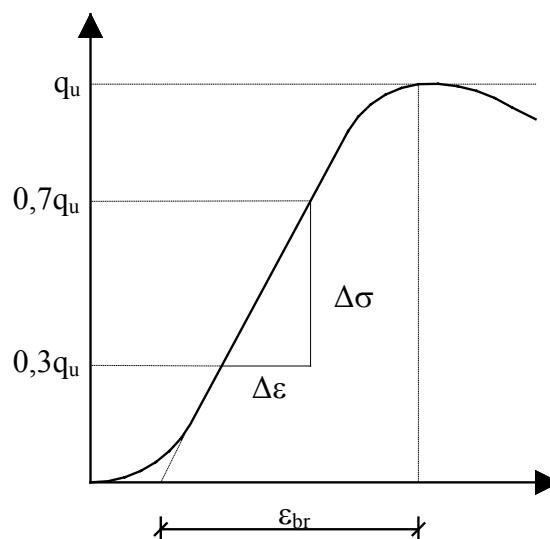


Abbildung 6.1: Spannungs-Verformungs-Diagramm des einaxialen Druckversuchs

Zur Bestimmung eines eventuell vorhandenen Maßstabeffektes werden die einaxialen Druckversuche zunächst an Probekörpern mit unterschiedlichen Abmessungen durchgeführt.

Durchmesser	Höhe	h / d	Fläche	Normierte Fläche
d [mm]	h [mm]	[-]	A [mm ²]	A / A_{100} [-]
36	72	2,0	1018	0,13
46	92	2,0	1662	0,21
100	200	2,0	7854	1,00
150	300	2,0	17671	2,25
200	400	2,0	31416	4,00

Tabelle 6.1: Probekörperabmessungen der einaxialen Druckversuche

Es werden jeweils sechs Einzelversuche durchgeführt und deren Mittelwert und Variationskoeffizient (bezogen auf den Mittelwert) bestimmt. Anschließend werden je Mischung und je Probenalter alle Mittelwerte zu einem Gesamtmittelwert zusammengefasst und wiederum der Variationskoeffizient (bezogen auf den Gesamtmittelwert) bestimmt.

Aufgrund der oben angesprochenen Abhängigkeiten der Ergebnisse von den gelieferten Chargen können nicht von allen Mischungen alle Probekörpergrößen ausgewertet werden, so dass sich in den nachfolgenden Abbildungen einige Lücken zeigen.

In Abbildung 6.2 sind die einaxialen Druckfestigkeiten der zwei Mischungen MI und MII nach 14 und 28 Tagen dargestellt, in Abbildung 6.3 die dazugehörigen Verformungsmoduln.

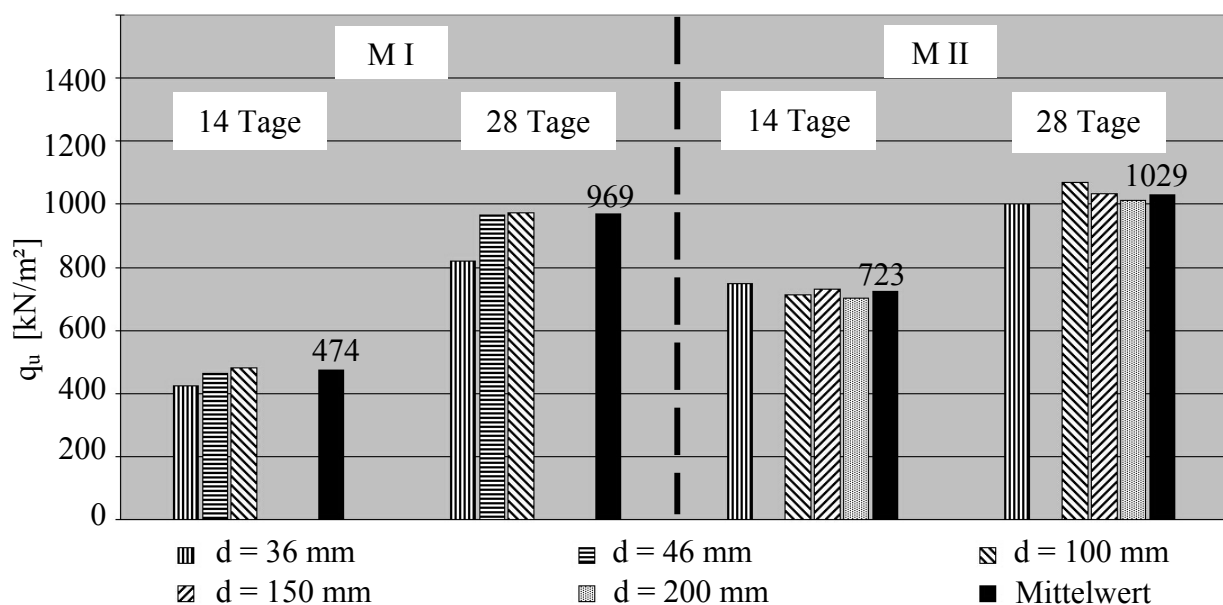


Abbildung 6.2: Bruchspannungen q_u aus einaxialen Druckversuchen

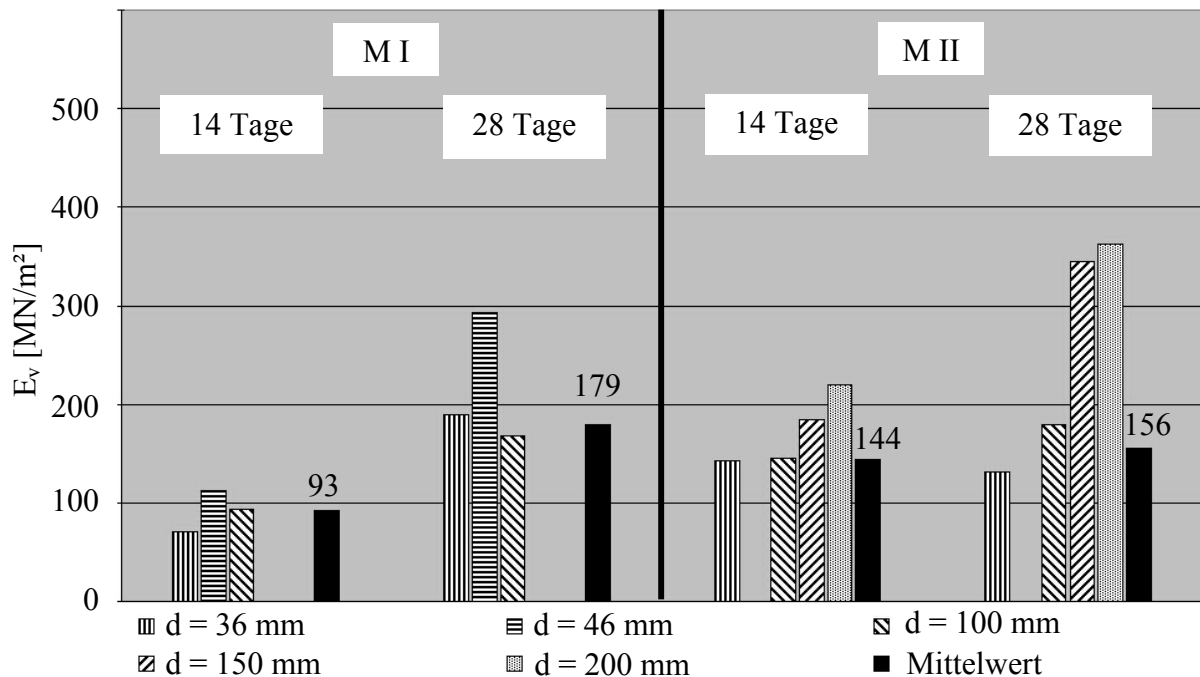


Abbildung 6.3: Verformungsmoduln E_v aus einaxialen Druckversuchen

Es ist keine generelle Abhängigkeit der Bruchspannung (Abbildung 6.2) von der Probengröße erkennbar. Lediglich der Wert der Proben M I, 28 Tage, $d = 36$ mm zeigt eine deutlich geringere Festigkeit an. Dieses ist darauf zurückzuführen, dass generell Störstellen bei Probekörpern mit kleinen Volumen einen wesentlich größeren Einfluss auf die Streuung der Bruchlast haben als bei Probekörpern mit großen Volumen. Bei der Bestimmung des Mittelwertes wurde dieser Versuch deshalb nicht berücksichtigt. Der Variationskoeffizient liegt bei allen Versuchen im Bereich von 1 bis 3 %.

Betrachtet man die Verformungsmoduln (Abbildung 6.3), so zeigt sich ein weniger einheitliches Bild. Tendenziell kann hier die Aussage getroffen werden, dass bis zu einem Probendurchmesser von $d = 100$ mm der Verformungsmodul relativ konstant ist (mit einer Ausnahme) und für Proben größeren Durchmessers der Verformungsmodul ansteigt, insbesondere bei zunehmenden Probenalter. Dieses kann damit begründet werden, dass bei großen Proben die geringe Wasserdurchlässigkeit zunehmend eine Rolle spielt, was darauf zurückzuführen ist, dass mit zunehmendem Probenradius und -höhe sich nicht nur der Entwässerungsweg verlängert, sondern auch die absolute Verformungsgeschwindigkeit zunimmt. Dieses führt schließlich dazu, dass sich in einem – relativ zum Gesamtvolumen – größeren Bereich der Probe Porenwasserüberdrücke aufbauen, die die Verformungssteifigkeit der Probe bestimmen. Für die Mittelwertbildung werden deshalb nur Proben berücksichtigt, die einen Durchmesser $d \leq 100$ mm aufweisen. Ebenso entfallen die Werte der Proben M I, 28 Tage, $d = 46$ mm für die Mittelwertbildung, da sie ungewöhnlich hoch erscheinen. Die Ursache hierfür konnte nicht geklärt werden. Trotz dieser Regulierungen erreichen die Variationskoeffizienten noch Werte bis zu 37 %.

Grundsätzlich kann man davon ausgehen, dass das Probenversagen im einaxialen Druckversuch letztlich durch eine Überschreitung der Querkzugspannungen hervorgerufen wird, die maximal aufnehmbare Druckspannung also von der Zugfestigkeit des Feststoffgerüsts abhängt. Sollte die Zugfestigkeit der Dichtwandmasse nicht maßstababhängig sein, so wird die einaxiale Druckfestigkeit ebenfalls unabhängig von den Abmessungen sein. Hier sind jedoch weitere umfangreiche Untersuchungen erforderlich, um diese Feststellung abzusichern.

Sowohl die 28-Tage-Festigkeiten als auch die Verformungsmoduln der beiden untersuchten Fertigmischungen liegen etwas oberhalb der von anderen Autoren ermittelten Werte an feststoffarmen Dichtwandmassen auf Na-Bentonit-Basis. Hier kommt der spezielle Anwendungsbereich zum Tragen, der ein für die statische Wirksamkeit ausreichendes Festigkeitsniveau verlangt.

Betrachtet man den Aspekt der angestrebten hohen Frühfestigkeit, so ist festzustellen, dass die Masse MI nach 14 Tagen lediglich 50 % der 28-Tage-Festigkeit erreicht:

$$\begin{array}{l}
 \text{M I:} \quad q_{u,14T} / q_{u,28T} = 474 / 969 = 0,49 = 49 \% \\
 \quad \quad E_{v,14T} / E_{v,28T} = 93 / 179 = 0,52 = 52 \% \\
 \\
 \text{M II:} \quad q_{u,14T} / q_{u,28T} = 723 / 1029 = 0,70 = 70 \% \\
 \quad \quad E_{v,14T} / E_{v,28T} = 144 / 156 = 0,92 = 92 \%
 \end{array}$$

6.3 Triaxiale Scherversuche

In Abhängigkeit von der Vorbelastung und den Drainagebedingungen weisen Dichtwandmassen aufgrund ihres hohen Wassergehaltes – und der hierdurch möglichen Porenwasserüberdrücke – unterschiedliche Steifigkeiten und Festigkeiten auf. Diese können mit Hilfe von triaxialen Scherversuchen nach DIN 18137-2 (1990) bestimmt werden:

- In *CD-Versuchen* wird die Probe unter einer hydrostatischen Vorbelastung σ_3 konsolidiert und anschließend so langsam abgesichert, dass sich in der Probe keine Porenwasserdrücke bilden können. Diese Versuche geben einen Aufschluss über die Endscherfestigkeit der Dichtwandmassen.
- Demgegenüber dienen *UU-Versuche* der Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit, da hier der Schervorgang bereits kurz nach Aufbringung der Vorbelastung σ_3 mit hoher Geschwindigkeit beginnt.

Alle triaxialen Scherversuche werden an 14 Tage alten Probekörpern mit einem Durchmesser von $d = 36$ mm durchgeführt.

6.3.1 CD-Versuche

Die Probekörper werden zunächst mit einem Zelldruck σ_3 belastet. Nach abgeschlossener Konsolidation (in der Regel nach 24 Stunden) kann mit dem Schervorgang begonnen werden. Die Probe soll während des Scherens dränieren können, das heißt, das von der Probe an der Mantelfläche und an den Endflächen ausgepresste Porenwasser ist druckfrei abzuleiten. Die Schergeschwindigkeit ist hierbei so langsam zu wählen, dass ein Aufbau von Porenwasserdrücken innerhalb der Probe verhindert wird. Dem steht jedoch gegenüber, dass sich bei jungen Proben infolge der noch nicht abgeschlossenen Hydratation die Scherfestigkeit über die Dauer des Versuchs noch verändert. Um beiden Kriterien zu genügen, werden möglichst kleine Probekörper gewählt (= kurze Entwässerungswege) und diese mit einer sehr geringen Geschwindigkeit abgeschert.

Nach SCHULZE/MUHS (1967) kann die erforderliche Zeit bis zum Bruchpunkt über die folgende Formel berechnet werden:

$$t_f = \frac{20 \cdot h^2}{\eta \cdot c_v} \text{ [s]} \quad \text{mit:} \quad c_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w} \text{ [m}^2\text{/s]} \quad (6.1)$$

<i>mit:</i>	$h = 35 \text{ mm}$	halbe Probenhöhe
	$\eta = 35$	Beiwert in Abhängigkeit von den Entwässerungsbedingungen (Filterstreifen am Mantel und Filtersteine an beiden Enden)
	c_v	Verfestigungsbeiwert
	$k = 5 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$	Durchlässigkeitsbeiwert
	$E_s = 100 \text{ MN/m}^2$	Steifemodul
	$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^2$	Wichte des Wassers

Unter Annahme einer Bruchstauchung von $\varepsilon_{br} = 1 \%$ ergibt sich die maximale Schergeschwindigkeit zu:

$$v = \frac{\varepsilon_{br} \cdot h}{t_f} = 0,015 \text{ [mm/min]} \quad (6.2)$$

Um weitgehend dränierete Randbedingungen zu gewährleisten, wird die Geschwindigkeit mit $v = 0,004 \text{ mm/min}$ ($= 0,000057 \cdot h/\text{min}$) nochmals deutlich kleiner gewählt.

Wie erwartet, tritt bei der Versuchsdurchführung die bereits in Kapitel 5.5 angesprochene Strukturverdichtung auf. Sie macht sich während der Scherphase in Form eines plötzlichen Steifigkeitsverlusts bemerkbar (Abbildung 6.4). Hierdurch kommt es zu großen plastischen Verformungen, weshalb im weiteren auch von „Plastifizierung“ gesprochen werden kann. Näherungsweise kann das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmassen im triaxialen Spannungszustand als bilinear angenommen werden.

Die Auswertung der CD-Versuche ergibt folgende Scherfestigkeitsparameter:

M I:	$\varphi = 42,1^\circ$
	$c = 107 \text{ kN/m}^2$
M II:	$\varphi = 39^\circ$
	$c = 152 \text{ kN/m}^2$

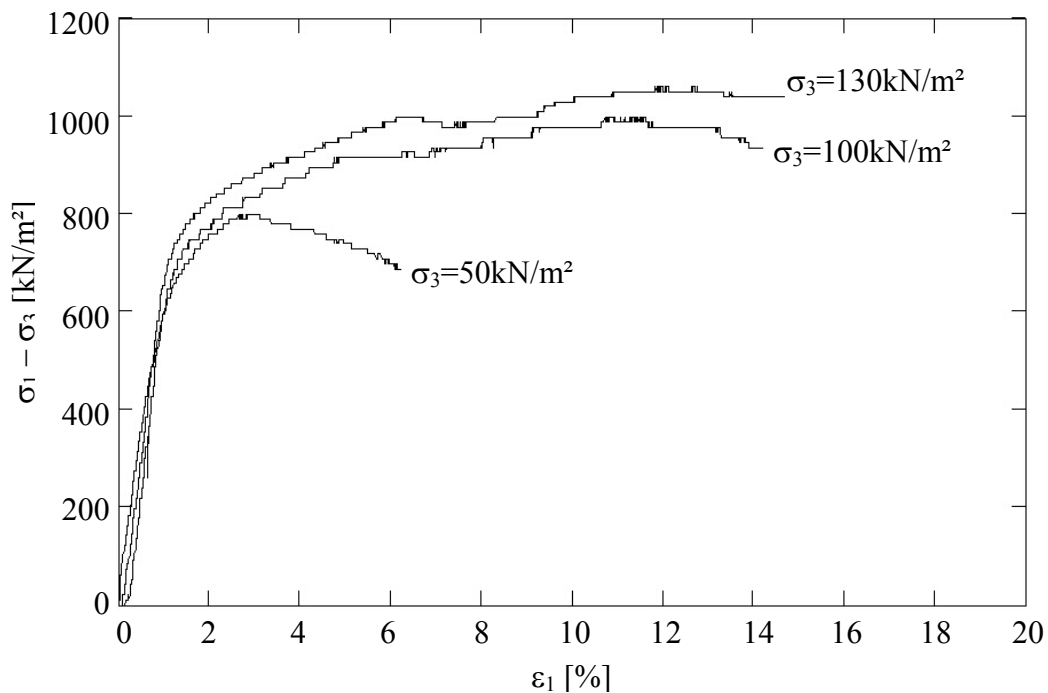


Abbildung 6.4: σ - ε -Diagramm der CD-Versuche an den Proben M II

Für die von KAYSER (1995) abgeleitete Korrelation zwischen der Kohäsion und der einaxialen Druckfestigkeit ergibt sich damit:

M I:	$c / q_u = 107 / 474 = 0,23 = 23 \%$
M II:	$c / q_u = 152 / 723 = 0,21 = 21 \%$

Diese Werte liegen im Bereich der von KAYSER (1995) und BRINKMANN (2002) festgestellten Werte von 15 % bzw. 20 %. Auch die Werte des inneren Reibungswinkels von $\varphi \approx 40^\circ$ decken sich mit den Werten der Veröffentlichung von KAYSER (1995).

6.3.2 UU-Versuche

Die Probekörper für die UU-Versuche werden unmittelbar nach Aufbringung des Zellschubdrucks σ_3 mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,35 \text{ mm/min}$ ($= 0,005 \cdot \text{h/min}$) abgeschert. Ähnlich wie bei den einaxialen Druckversuchen tritt die Strukturverdichtung bei diesen Versuchen nicht in Erscheinung. Als Beispiel ist in Abbildung 6.5 die Spannungs-Dehnungs-Kurve der UU-Versuche an den Proben M I dargestellt.

Die Auswertung ergibt folgende Scherparameter:

M I:	$\varphi_u = 12,1^\circ$
	$c_u = 185 \text{ kN/m}^2$
M II:	$\varphi_u = 17,1^\circ$
	$c_u = 265 \text{ kN/m}^2$

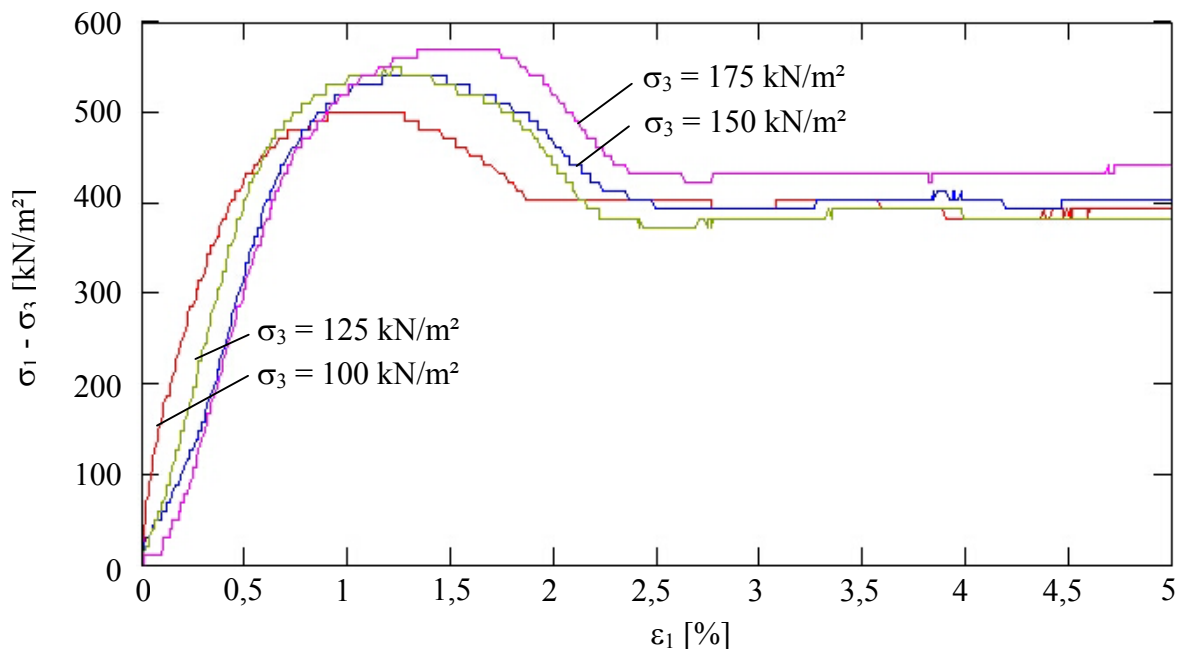


Abbildung 6.5: σ - ε -Diagramm der UU-Versuche an den Proben M I

Unter der Annahme, dass die Proben während der Versuche vollständig mit Wasser gesättigt waren, werden die Scherparameter zusätzlich unter Ansatz der Grenzbedingung $\varphi_u = 0$ ausgewertet, womit sich für die Kohäsion im undrainierten Zustand die Maximalwerte $c_u = 265 \text{ kN/m}^2$ (M I) bzw. 422 kN/m^2 (M II) ergeben.

Hieraus können nach der bekannten Beziehung $c_u = q_u / 2$ äquivalente Werte der einaxialen Druckfestigkeit $q_{u,\ddot{a}} = 530 \text{ kN/m}^2$ (M I) bzw. 844 kN/m^2 (M II) zurückgerechnet werden. Diese liegen erwartungsgemäß geringfügig oberhalb der einaxialen Druckfestigkeit, da bei den UU-Versuchen die Schergeschwindigkeit höher ist. Mit Austrocknungserscheinungen ist aufgrund der relativ hohen Belastungsgeschwindigkeiten in beiden Versuchsarten nicht zu rechnen.

6.4 Oedometerversuche

In Oedometerversuchen (= Eindimensionale Kompressionsversuche nach DIN 18135 (1999)) wird das Spannungs-Verformungs-Verhalten bei behinderter Seitendehnung bestimmt. Wie bereits in Kapitel 5.5 erläutert, weisen feststoffarme Dichtwandmassen bei Belastung oberhalb der einaxialen Druckfestigkeit ein besonderes Materialverhalten auf. KAYSER

(1995) bezeichnet die mit dem Erreichen einer bestimmten Grenzspannung σ_{grenz} plötzlich auftretende, starke Zunahme der Verformbarkeit als *Strukturverdichtung*.

Bei allen an den Fertigmischungen M I und M II durchgeführten Oedometerversuchen nach 14 und 28 Tagen konnte das in Abbildung 6.6 dargestellte, typische Spannungs-Verformungs-Verhalten festgestellt werden.

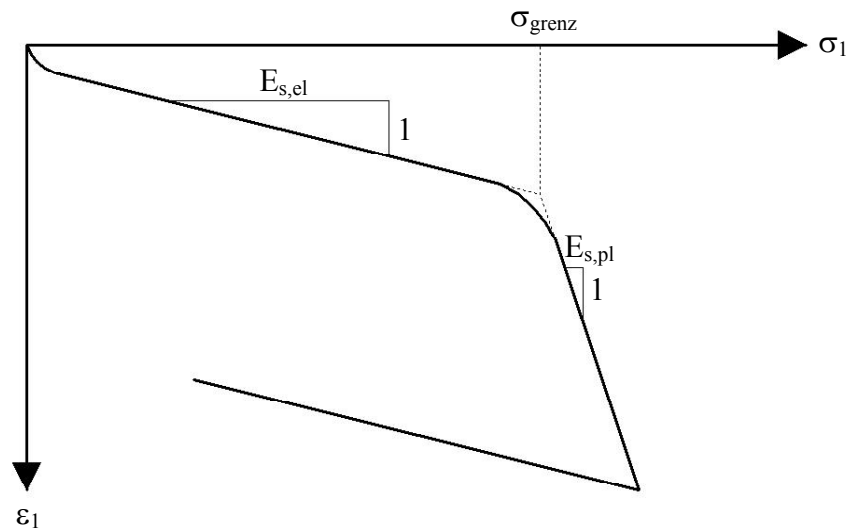


Abbildung 6.6: Typisches Spannungs-Verformungs-Diagramm aus Oedometerversuchen

Die zugehörigen Materialparameter bestimmen sich im Mittel aus jeweils zwei Einzelversuchen zu:

	M I		M II	
	14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
$E_{s,el}$ [MN/m ²]	8	16	18	16
$E_{s,pl}$ [MN/m ²]	3	4	4	3
σ_{grenz} [kN/m ²]	630	950	960	1180
$\sigma_{\text{grenz}} / q_u$ [-]	1,03	1,05	1,09	1,02

Tabelle 6.2: Steifemoduln und Grenzspannungen der Dichtwandmassen M I und M II

Die Steifigkeitsentwicklungen zwischen 14 und 28 Tagen betragen:

M I:	$E_{s,el,14T} / E_{s,el,28T}$	= 8 / 16	= 0,50	= 50 %
	$E_{s,pl,14T} / E_{s,pl,28T}$	= 3 / 4	= 0,75	= 75 %
M II:	$E_{s,el,14T} / E_{s,el,28T}$	= 18 / 16	≈ 1,00	≈ 100 %
	$E_{s,pl,14T} / E_{s,pl,28T}$	= 4 / 3	= 1,33	= 133 %

Die Verhältnisse $E_{s,el,14T} / E_{s,el,28T}$ spiegeln ungefähr die Steifigkeitsverhältnisse aus den einaxialen Druckversuchen wider (Kapitel 6.2).

Der Bezug der Grenzspannung auf die einaxiale Druckfestigkeit stimmt gut mit dem von KAYSER ermittelten Verhältnis $\sigma_{grenz} / q_u \approx 1,0$ überein (Tabelle 6.2). Auch die Größe der Steifemoduln liegen generell im Bereich der von HEITFELD (1989) bestimmten Werte von $E_s \approx 12 / 4 \text{ MN/m}^2$ nach 14 Tagen und $E_s \approx 12 / 7 \text{ MN/m}^2$ nach 28 Tagen.

6.5 Kriechversuche

Die hier vorgestellten Untersuchungen sollen nicht der vollständigen Klärung des Kriechverhaltens von Dichtwandmassen dienen, sie geben vielmehr einen Anhaltswert zur Einschätzung der Bedeutung dieses Themas für die vorliegend untersuchte Anwendung.

Die Kriechversuche an Dichtwandmassen werden in Anlehnung an DIN 4093 (1987) durchgeführt. Diese sieht für eine Eignungsprüfung eine Versuchsdauer von 144 Stunden und für eine Grundsatzprüfung eine Dauer von 960 Stunden vor. Im „stabilen Bereich“ befindet sich die jeweilige Kurve (Abbildung 6.7), wenn in einem bestimmten Zeitintervall (Eignungsprüfung: 24h; Grundsatzprüfung: 168h) die Stauchungszunahme die folgende Bedingung erfüllt:

$$\Delta \varepsilon < 0,02 \% \quad (6.3)$$

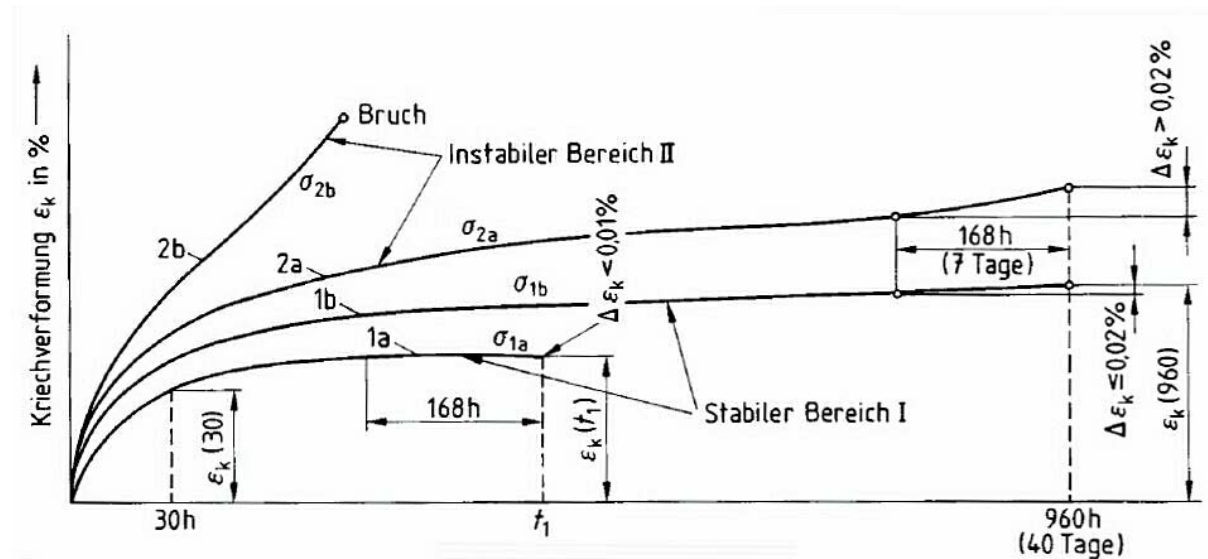


Abbildung 6.7: Mögliche Verformungskurven bei der Grundsatzprüfung nach DIN 4093

Alle Versuche werden in Form von einaxialen Kriechversuchen durchgeführt, das heißt die Proben werden während des Versuchs nicht seitlich gestützt. Versuchsbeginn ist im Probenalter von 14 und 28 Tagen. Als Versuchsdauer werden gemäß DIN 4093 (1987) 144 Stunden angesetzt, lediglich die Proben M I (28 Tage) werden 3120 Stunden (= 130 Tage) lang beobachtet. Das Lastniveau bewegt sich im Bereich von 30 bis 90 % der jeweils zuvor bestimmten einaxialen Druckfestigkeit. Um ein Austrocknen während der Versuchsdauer zu verhindern, befinden sich die Proben in einem Wasserbad. Die Umgebungstemperatur beträgt 20°C.

Die Tabelle 6.3 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm und die untersuchten Zeiträume. Bei den in der Tabelle mit „Bruch“ bezeichneten Proben führt die Last schon nach sehr kurzer Zeit zum Versagen (entsprechend Kurve 2b nach Abbildung 6.7).

Ausnutzungsgrad	M I		M II	
	14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
30 %	-	-	144 h	144 h
50 %	-	-	144 h	144 h
60 %	144 h	3120 h	-	-
70 %	144 h	3120 h	144 h	144 h
80 %	144 h	3120 h	Bruch	144 h
90 %	Bruch	Bruch	Bruch	Bruch

Tabelle 6.3: Versuchszeiträume der einaxialen Kriechversuche

Typische Stauchungskurven sind in Abbildung 6.8 anhand der Proben M I (28 Tage) beispielhaft dargestellt.

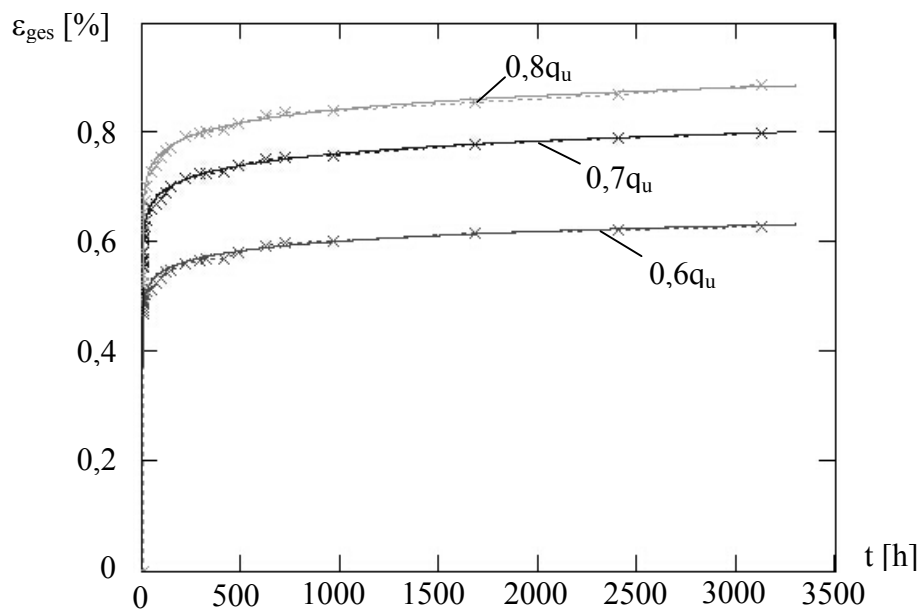


Abbildung 6.8: Verlauf der Gesamtstauchung der Proben M I (28 Tage)

Die Messwerte aller materialgleichen Versuche können – unabhängig vom Probenalter bei Belastungsbeginn – durch die folgenden Funktionen angenähert werden:

$$\text{M I:} \quad \varepsilon_{\text{ges}}(t) = a_i \cdot t^{0,042} \text{ [%]} \quad \text{mit: } t[\text{h}] \quad (6.4)$$

$$\text{M II:} \quad \varepsilon_{\text{ges}}(t) = b_i \cdot t^{0,030} \text{ [%]} \quad \text{mit: } t[\text{h}] \quad (6.5)$$

Ausnutzungsgrad	M I a _i [-]		M II b _i [-]	
	14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
30 %	-	-	0,160	0,295
50 %	-	-	0,335	0,325
60 %	0,305	0,450	-	-
70 %	0,390	0,570	0,420	0,355
80 %	0,425	0,630	-	0,485
90 %	-	-	-	-

Tabelle 6.4: Faktoren a_i und b_i zur Bestimmung der Näherungsfunktion der Stauchungskurven im Kriechversuch

Bei Versuchsende erfüllen alle Proben – mit Ausnahme derjenigen, die sofort versagten – die in Gleichung (6.3) angegebene Grenzbedingung, das heißt die Kriechverformung befindet sich im stabilen Bereich, so dass der Versuch nach DIN 4093 beendet werden kann.

Zur Einordnung des Verformungsverhaltens in die – in Kapitel 5.6 angesprochenen – Kriechphasen wird die Kriechgeschwindigkeit v_{kr} nach Gleichung (6.6) ermittelt. Sie gibt an, wie viel Prozent Stauchung die Probe je Stunde erfährt. Abbildung 6.9 zeigt den Verlauf der Kriechgeschwindigkeit der Proben der Masse M I über die Zeit, im doppelt-logarithmischen Maßstab aufgetragen.

$$v_{kr} [\%/h] = \Delta \epsilon_{kr} / \Delta t \quad (6.6)$$

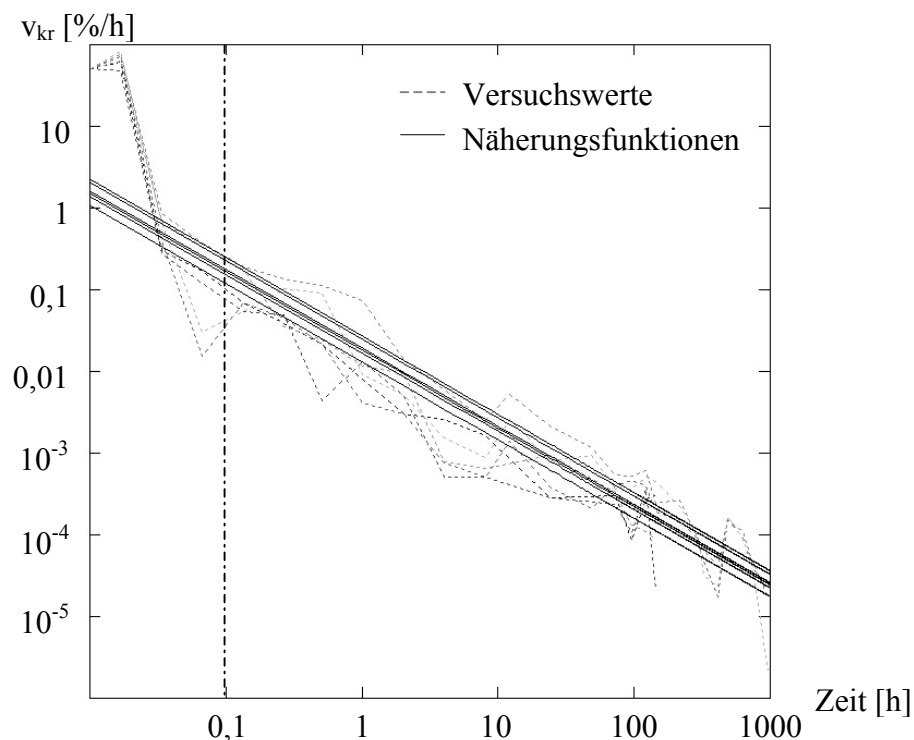


Abbildung 6.9: Verlauf der Kriechgeschwindigkeit der Proben M I (14 und 28 Tage)

Es fällt auf, dass ab einer Zeit von $t = 0,1$ h die Kriechgeschwindigkeit stetig abnimmt. Die Stauchung zu diesem Zeitpunkt wird daher als Sofortstauchung ε_s definiert, jede weitere Stauchung als Kriechstauchung ε_{kr} angesehen.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{ges}(t = 0,1) \quad (6.7)$$

$$\varepsilon_{kr}(t) = \varepsilon_{ges}(t) - \varepsilon_s \quad (6.8)$$

Nach MÜLLER (1986) (vgl. Kapitel 5.6) deutet der Verlauf der Kriechgeschwindigkeit darauf hin, dass sich die Proben (auch noch nach 3120 Stunden = 130 Tage) in der Phase des Primärkriechens befinden. Ob nach ausreichend langer Zeit ein Übergang zum Sekundärkriechen stattfindet oder der Kriechwert einem festen Grenzwert zustrebt, konnte in den Versuchen nicht geklärt werden.

Durch Ansatz der in den Gleichungen (6.4) und (6.5) angegebenen Näherungsfunktionen lassen sich die Gesamtverformungen auf Belastungszeiten von 1 Monat (ε_{1M}) und 6 Monaten (ε_{6M}) hochrechnen (Tabelle 6.5).

	M I		M II	
	14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
Ausnutzungsgrad	ε_{1M} [%]	ε_{1M} [%]	ε_{1M} [%]	ε_{1M} [%]
	ε_{6M} [%]	ε_{6M} [%]	ε_{6M} [%]	ε_{6M} [%]
30 %	-	-	0,20	0,36
			0,21	0,38
50 %	-	-	0,41	0,40
			0,43	0,42
60 %	0,40	0,59	-	-
	0,44	0,64		
70 %	0,51	0,75	0,51	0,43
	0,55	0,81	0,54	0,46
80 %	0,56	0,83	-	0,59
	0,60	0,90		0,62

Tabelle 6.5: Extrapolierte Gesamtverformungen nach 1 Monat ε_{1M} [%]
und nach 6 Monaten ε_{6M} [%]

Bezieht man die jeweilige Kriechverformung auf die Gesamtverformung, so erhält man den Kriechanteil (Tabelle 6.6).

	M I		M II	
	14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
1 Monat	31 %		23 %	
6 Monate	36 %		27 %	

Tabelle 6.6: Kriechanteil an der Gesamtverformung nach 1 Monat und nach 6 Monaten

Dieser stellt sich als unabhängig vom Probenalter heraus, wie die nachfolgende Beispielrechnung für die Dichtwandmasse M I zeigt (a_i kürzt sich raus):

$$\begin{aligned} \frac{\varepsilon_{kr}}{\varepsilon_{ges}} &= \frac{\varepsilon_{ges} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{ges}} = \frac{a_i \cdot t^{0,042} - a_i \cdot 0,1^{0,042}}{a_i \cdot t^{0,042}} = \frac{a_i \cdot (t^{0,042} - 0,1^{0,042})}{a_i \cdot t^{0,042}} \\ &= \frac{t^{0,042} - 0,1^{0,042}}{t^{0,042}} \neq f(a_i) \end{aligned} \quad (6.9)$$

Die Kriechanteile liegen deutlich oberhalb der von KAYSER (1995) festgestellten Werte von < 5% für eine Versuchsdauer von 3 Wochen (vgl. Kapitel 5.6). Es wird davon ausgegangen, dass es sich hierbei um einen produktspezifischen Parameter der gewählten Materialien M I und M II handelt.

Abschließend kann festgehalten werden, dass alle Proben mit einem Ausnutzungsgrad von 70 % der einaxialen Druckfestigkeit den „stabilen Bereich“ nach DIN 4093 erreichen. Dieses zeigte sich selbst nach einer Versuchsdauer von 140 Tagen.

6.6 Versuche zur Bestimmung der Querdehnung

Um die Querdehnung der Probekörper bei einaxialer Belastung zu messen, werden die Versuche in Triaxialzellen durchgeführt und über die Messung der Volumendifferenz des Zellwassers ausgewertet. Unter idealen Bedingungen (Abbildung 6.10) ergibt sich für die verformte Probe entweder die Form eines Zylinders (wenn keine Endflächenreibung mobilisiert wird) oder die eines Fasses (wenn volle Endflächenreibung mobilisiert wird). Im weiteren sind diese beiden Varianten mit den Indizes **z** (Zylinder) bzw. **f** (Fass) gekennzeichnet.

Zur Messung der Volumendifferenz ΔV werden Standrohre mit einer Ablesegenauigkeit von 0,1 cm³ benutzt. Bei einem durchschnittlichen Probenvolumen von $V_0 \approx 1571$ cm³ entspricht das einer Messgenauigkeit von 0,06 ‰, also deutlich unterhalb der in DIN 18137-2 (1990) geforderten 0,4 ‰.

Für die Herleitungen der Querkontraktionszahlen werden die nachfolgenden Bezeichnungen gewählt:

r_0	Probenradius, unverformt
h_0	Probenhöhe, unverformt
ε	Längsstauchung
V_0	Probenvolumen, unverformt
V_z	Probenvolumen, zylinderförmig verformt
V_f	Probenvolumen, fassförmig verformt
V_{st}	verdrängte Volumendifferenz des Druckstempels (= $A_{st} \cdot \varepsilon \cdot h_0$)
ΔV	gemessene Volumendifferenz

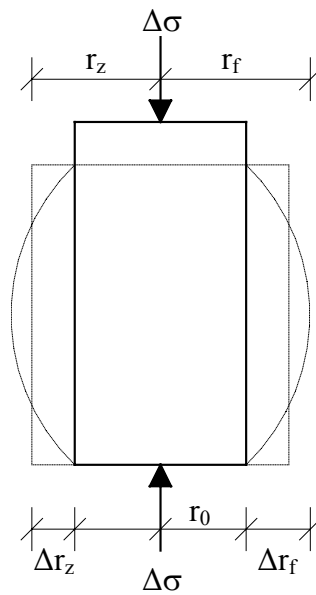


Abbildung 6.10: Grenzstate der Verformung bei einaxialer Belastung

Das Volumen des verformten Körpers berechnet sich für eine Zylinderform nach der Gleichung (6.10) und für eine Fassform nach Gleichung (6.11) (= Keplersche Fassregel).

$$\text{Zylinder: } V_z = \pi \cdot (r_0 + \Delta r_z)^2 \cdot (1 - \varepsilon) \cdot h_0 \quad (6.10)$$

$$\text{Fass: } V_f = \frac{\pi \cdot (1 - \varepsilon) \cdot h_0}{9} \cdot (2 \cdot r_0^2 + 5 \cdot r_f^2 + 2 \cdot r_0 \cdot r_f) \quad (6.11)$$

Hieraus lassen sich jeweils unter Ansatz der Volumenkonstanz

$$\text{Zylinder: } V_z = V_0 - V_{st} - \Delta V \quad (6.12)$$

$$\text{Fass: } V_f = V_0 - V_{st} - \Delta V \quad (6.13)$$

die radialen Dehnungen berechnen:

$$\text{Zylinder: } \Delta r_z = \sqrt{\frac{V_0 - V_{st} - \Delta V}{\pi \cdot (1 - \varepsilon) \cdot h_0}} - r_0 \quad (6.14)$$

$$\text{Fass: } \Delta r_f = -\frac{6}{5} \cdot r_0 + \sqrt{-\frac{9}{25} \cdot r_0^2 + \frac{9 \cdot (V_0 - V_{st} - \Delta V)}{5 \cdot \pi \cdot (1 - \varepsilon) \cdot h_0}} \quad (6.15)$$

und damit die Querkontraktionszahlen:

$$\text{Zylinder: } \nu_z = \frac{\varepsilon_q}{\varepsilon} = \frac{\Delta r_z}{r_0 \cdot \varepsilon} \quad (6.16)$$

$$\text{Fass: } \nu_f = \frac{\varepsilon_q}{\varepsilon} = \frac{\Delta r_f}{r_0 \cdot \varepsilon} \quad (6.17)$$

Da die unter der Annahme einer Fassform berechnete Querkontraktionszahl jedoch nur für den Mittelquerschnitt gilt ($\Delta r_f = 0$ an den Stirnflächen), wird als repräsentativer Wert für die Gesamtprobe gewählt:

$$\nu_{f,r} = \frac{2}{3} \cdot \nu_f \quad (6.18)$$

Während der Versuchsdurchführung bleibt die Querkontraktionszahl annähernd konstant, solange sich die Messwerte im linearen Bereich des Spannungs-Verformungs-Diagramms befinden. Erst im Bereich plastischer Verformungen steigt sie leicht an. In folgender Tabelle sind die Versuchsergebnisse für beide Verformungsarten im linear-elastischen Bereich ausgewertet:

		M I		M II	
		14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
Zylinder	ν_z	0,36	0,37	0,34	0,34
Fass	ν_f	0,49	0,53	0,48	0,48
	$\nu_{f,r}$	0,33	0,35	0,32	0,32

Tabelle 6.7: Querkontraktionszahlen aus einaxialen Druckversuchen

Wie bereits in Kapitel 5.7 angesprochen, bildet der Wert $\nu = 0,5$ eine Obergrenze, da er einem vollkommen volumenkonstanten Verformungsverhalten entspricht. Die unter Annahme einer Fassform berechneten, unmodifizierten Werte $\nu_f = 0,48$ bis $0,53$ scheinen in diesem Zusammenhang unrealistisch hoch zu sein.

Betrachtet man die in der Literatur gegebenen Querkontraktionszahlen (vgl. auch Kapitel 5.7), so befinden sich die Werte für $\nu_z = 0,34$ bis $0,37$ bzw. die modifizierten Werte für $\nu_{f,r} = 0,32$ bis $0,35$ an der oberen Grenze der Literaturspanne für hydraulisch gebundene Baustoffe:

FEESER et al. (2000):	ν	=	0,25
BRINKMANN (2002):	ν	=	0,29 bis 0,33
Zementstein:	ν	=	0,23 bis 0,30
<u>Normalbeton:</u>	ν	=	<u>0,10 bis 0,35</u>
Ton:	ν	=	0,40 bis 0,45

6.7 Versuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit

Die Spaltzugversuche werden in Anlehnung an die Empfehlungen von KÈZDI (1973) und der DIN EN 196-1 (1995) ausgeführt. Die Probekörper haben Abmessungen von $d / l = 10,3 / 15$ cm, die Breite des Lastverteilungstreifens beträgt $a = d / 10 = 10$ mm. Als Vorschubgeschwindigkeit wird die des einaxialen Druckversuchs gewählt ($v = 0,002 \cdot \text{h}/\text{min}$).

			M I		M II	
			14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
Einaxiale Druckfestigkeit	q_u	[kN/m ²]	453	821	924	1077
Spaltzugfestigkeit	σ_{SZ}	[kN/m ²]	53	65	59	67
Verhältnis	σ_{SZ} / q_u	[-]	0,12	0,08	0,06	0,06

Tabelle 6.8: Spaltzugfestigkeiten der Dichtwandmassen

Aus den in Tabelle 6.8 angegebenen Werten ist ersichtlich, dass für Material M II das Verhältnis der Spaltzugfestigkeit zur einaxialen Druckfestigkeit bis zum Probenalter von 28 Tagen konstant 6 % beträgt. Demgegenüber weist Masse M I eine Altersabhängigkeit der Spaltzugfestigkeit auf. Diese ist auch von BRINKMANN (2002) festgestellt worden. KAYSER (1995) hingegen stellte einen konstanten Wert von 15 % fest, also etwa das Zweifache des Wertes für die Masse M II. Er wählte zwar eine höhere Verformungsgeschwindigkeit von $v = 0,01 \cdot \text{h}/\text{min}$, hierdurch allein lässt sich die große Differenz jedoch nicht erklären. Es wird vermutet, dass es sich wiederum um einen produktspezifischen Parameter der gewählten Materialien M I und M II handelt.

6.8 Versuche zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert der beiden Mischungen M I und M II wird nach DIN 18130 (1998) bestimmt. Hierbei ergeben sich keine Auffälligkeiten.

		M I		M II	
		14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
k	[m/s]	$2,7 \cdot 10^{-10}$	$5,4 \cdot 10^{-11}$	$4,1 \cdot 10^{-10}$	$9,8 \cdot 10^{-11}$

Tabelle 6.9: Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte

6.9 Zusammenfassung

Bei den hier untersuchten Dichtwandmassen handelt es sich um zwei marktübliche Fertigmischungen M I und M II, die mit einem Feststoffgehalt von 220 kg/m³ angemischt wurden.

In der nachfolgenden Tabelle sind die wichtigsten Ergebnisse der durchgeführten Elementversuche noch einmal zusammengestellt:

		M I		M II	
		14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
Einaxialer Druckversuch	q_u [kN/m ²]	474	969	723	1029
	E_v [MN/m ²]	93	179	144	156
Triaxialer CD-Versuch	φ [°]	42,1	-	39,0	-
	c [kN/m ²]	107	-	152	-
Triaxialer UU-Versuch	φ_u [°]	0	-	0	-
	c_u [kN/m ²]	265	-	422	-
Oedometerversuch	$E_{s,el}$ [MN/m ²]	8	16	18	16
	$E_{s,pl}$ [MN/m ²]	3	4	4	3
	σ_{grenz} [kN/m ²]	630	950	960	1180
Kriechversuch (extrapoliert auf 6 Monate)	ϵ_{ges} [%]	0,40 bis 0,90		0,20 bis 0,62	
	$\epsilon_{kr} / \epsilon_{ges}$ [%]	36		27	
Querkontraktionszahl	v_z [-]	0,36	0,37	0,34	0,34
Spaltzugfestigkeit	σ_{SZ} / q_u [-]	0,12	0,08	0,06	0,06

Tabelle 6.10: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Laborversuche

7 Modellversuche an balkenförmigen Probekörpern

7.1 Herleitung eines vereinfachten Tragmodells

Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, geht die Modellvorstellung des Tragverhaltens im Idealfall von der Bildung zweier horizontal spannender Druckgewölbe aus, eines in der Dichtwandmasse und eines im angrenzenden Boden (Abbildung 7.1). Um das Tragverhalten einer *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* zu beurteilen, ist zunächst eine separate Betrachtung der Dichtwandmasse notwendig, ohne den Einfluss der Interaktion mit dem anliegenden Boden zu berücksichtigen. Hierbei ist es ausreichend genau, nur ein Mittelfeld der Schlitzdichtwand im Modell abzubilden.

Unter der Annahme eines ebenen Spannungszustandes ergibt sich als vereinfachtes Tragmodell ein Balken, der auf zwei L-Profilen aufgelagert ist (Abbildung 7.2). Belastet wird er durch eine Gleichlast, die verformungsunabhängig konstant über die Länge eingeprägt wird. Da sich die Kraftresultierenden am Auflager nicht in der Systemachse des Balkens schneiden, werden als Auflagerreaktion neben den Vertikal- und Horizontalkräften auch Einspannmomente mobilisiert (Abbildung 7.3).

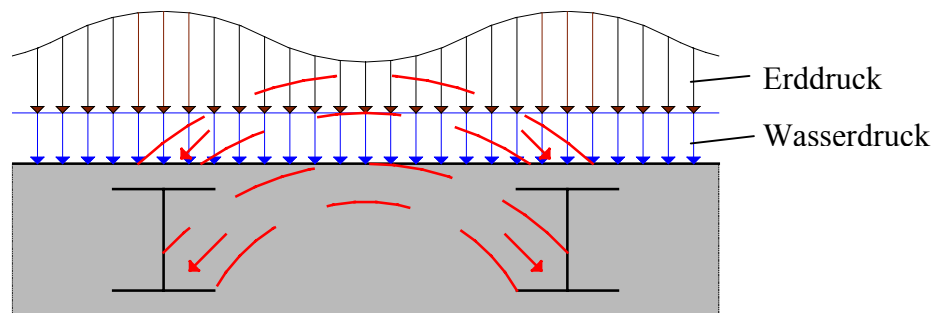


Abbildung 7.1: Modellvorstellung der Druckgewölbe

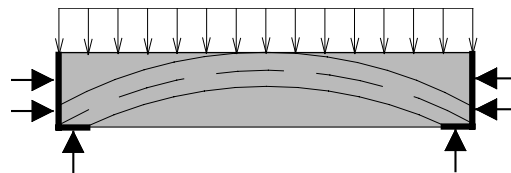


Abbildung 7.2: Vereinfachtes Tragmodell

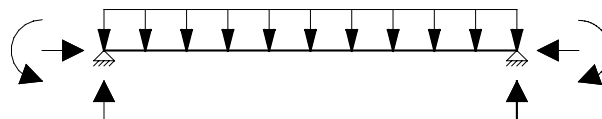


Abbildung 7.3: Statisches System

7.2 Literaturüberblick

Vergleichbare Versuche an Dichtwandmassen haben bisher nicht stattgefunden, so dass aus der Literatur Versuche an Stahlbetonbalken als Basis einer Bewertung der Beobachtungen herangezogen werden müssen. Der bei weitem größte Teil dieser Versuche fand an biegezugbewehrten Balken statt, die mit einer oder zwei Einzellasten belastet wurden.

Bei KORDINA/BLUME (1985) sind die bis dahin durchgeführten Versuche an biegezugbewehrten Stahlbetonbalken zusammengefasst und gemäß ihrer Schub-Versagensart in vier Bruchmechanismen eingeteilt (Abbildung 7.4 bis Abbildung 7.7). Als maßgebende Größe für diese Einstufung dient die Schubslankheit λ_a , welche bei Vier-Punkt-Versuchen (= zwei Auflager und zwei Einzellasten) das geometrische Verhältnis zwischen dem Abstand einer Einzellast zum Auflager a und der statischen Höhe h beschreibt (Abbildung 7.4).

$$\lambda_a = \frac{a}{h} \quad [-] \quad (7.1)$$

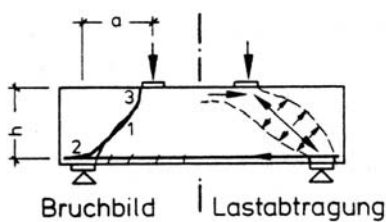


Abbildung 7.4: Scherbruch

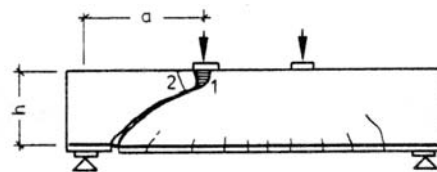


Abbildung 7.5: Schubdruckbruch

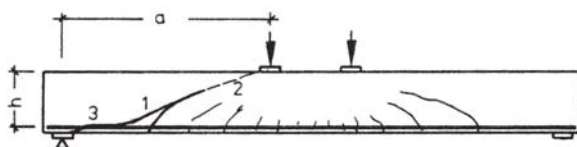


Abbildung 7.6: Schrägzugbruch

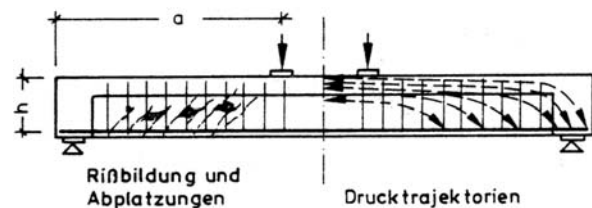


Abbildung 7.7: Schrägdruckbruch

Der **Scherbruch** (Abbildung 7.4) tritt auf bei kleinen Schubslankheiten $\lambda_a \leq 1,5$. Hier entstehen hohe Druck- und Querspannungen entlang der Verbindungslinie Last - Auflager, an der sich nach Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons auch der Schubriss ausbildet.

Im Bereich $1,0 \leq \lambda_a \leq 3,0$ zeigt sich ein **Schubdruckbruch** (Abbildung 7.5). Der Schubriss entsteht als Verlängerung eines Biegezugrisses in Richtung der Lasteinleitungsstelle. Bei weiterer Laststeigerung verdrehen sich die beiden Balkenteile gegeneinander um einen Punkt am oberen Ende des Schubrisses (= Schubrotation). Der Bruch entsteht durch ein Versagen der Biegedruckzone (1) oder durch die Entstehung eines Sekundärisses in der Druckzone (2).

Ein **Schrägzugbruch** (Abbildung 7.6) tritt auf als Übergangsform zwischen einem Schubdruckbruch und einem reinem Biegebruch, im allgemeinen bei Schubslankheiten $\lambda_a \geq 3,0$. Auch hier entwickelt sich der Schubriss als Verlängerung eines Biegezugsrisses. Der Bruch wird durch eine Überlastung der Dübelwirkung der Längsbewehrung eingeleitet. Hierdurch entsteht ein Sekundärriss auf der dem Auflager zugewandten Seite des Schubrisses (1). Das Versagen tritt ein durch Rissverlängerung nach oben (2) oder durch Gleiten der Zugbewehrung (3).

Ein **Schrägdruckbruch** (Abbildung 7.7) ist für Balken mit hoher Schubbewehrung unabhängig von λ_a immer möglich. Hier tritt das Versagen bei Erreichen der Druckfestigkeit der Betondruckstreben ein.

Diese Einteilung der Schub-Versagensart ist für das hier gewählte Tragmodell (Abbildung 7.2) jedoch nur bedingt übertragbar. Die maßgebenden Unterschiede zwischen Gleichlast-Versuchen an unbewehrten Balken (aus Dichtwandmasse) und Vier-Punkt-Versuchen an biegezugbewehrten Balken (aus Stahlbeton) sind folgende:

1. Das weitere Verformungsverhalten eines unbewehrten Balkens nach Auftreten des Biegezugsrisses entspricht nicht dem eines biegezugbewehrten unterspannten Balkens. Statt einer Vielzahl von sekundären, durch die Längsbewehrung verteilten Biegezugsrissen entsteht vielmehr ein plastisches Gelenk in Balkenmitte, um das sich die beiden Balkenhälften verdrehen.

Dieses führt im Vergleich zu biegezugbewehrten Balken zu einer erhöhten Belastung der Biegedruckzone.

2. Nach KORDINA/BLUME (1985) sind die wesentlichen Schubübertragungselemente eines biegezugbewehrten Stahlbetonbalkens im Zustand II: Die Vertikalkomponente der Biegedruckkraft D_{bv} , die Vertikalkomponente der Rissverzahnung R_v und die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung F_D . Bei einem unbewehrten Balken entfällt die Komponente F_D .

Damit wird die Druckzone ebenfalls höher belastet.

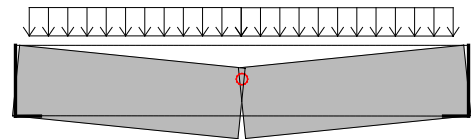


Abbildung 7.8: Ausbildung eines plastischen Gelenks

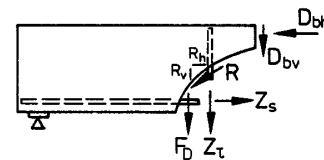


Abbildung 7.9: Lastübertragung des gerissenen Querschnitts

3. Die Belastung durch eine Gleichlast (im Gegensatz zur Einzellast) vermeidet nicht nur lokale Spannungsspitzen im Lasteinleitungsbereich, sie bewirkt zusätzlich eine Art „Querabstützung“ der Druckzone in Balkenmitte, also einen zweiaxialen Spannungszustand.

Dieses führt zu einer Erhöhung des Bruchwiderstands der Biegedruckzone.

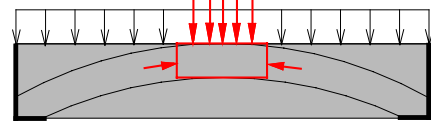


Abbildung 7.10: Stützwirkung

Genauere Untersuchungen zum Scherbruch-Verhalten ($\lambda_a \leq 1,5$) wurden von LEHWALTER (1988) durchgeführt. Er benutzte zur Beschreibung des Kraftflusses innerhalb des Balkens ein Stabwerkmodell und beschäftigte sich hierbei eingehend mit der Tragfähigkeit der Betondruckstreben (Abbildung 7.11). Bei den von ihm durchgeführten Drei-Punkt-Versuchen (zwei Auflager, eine Einzellast) an balkenförmigen Probekörpern stellte er folgendes Rissverhalten fest:

- Bei etwa 40% der Bruchlast entstanden die ersten Biegezugrisse.
- Bei 45 bis 50% der Bruchlast trat der erste Schrägriss auf.
- Bei Erreichen der Bruchlast wurden Risse direkt unterhalb der Lastplatte beobachtet.

Nach der Entstehung der Schrägrisse war also noch eine deutliche Laststeigerung zu beobachten. Zur Erfassung dieses Tragverhaltens entwickelte er ein modifiziertes Stabwerkmodell, bei dem die Druckstreben im Knotenbereich biegesteif miteinander verbunden sind. Aus dem hieraus resultierenden Biegemoment entstehen zusätzliche Spannungskonzentrationen, die schließlich zum Versagen der Druckstrebe führen (Abbildung 7.11).

Für das modifizierte Stabwerkmodell ist also eine Reihe weiterer Annahmen notwendig, womit die Berechnungsergebnisse zwar genauer, aber auch weniger abgesichert werden.

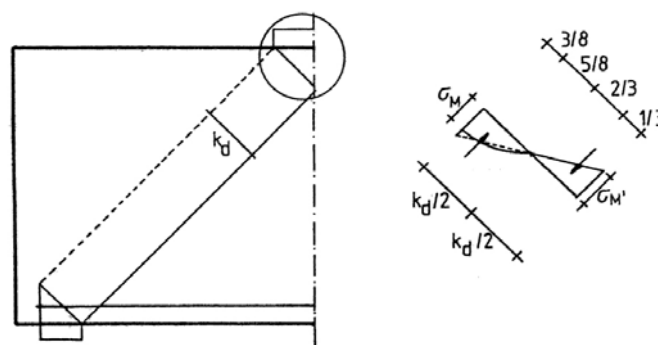


Abbildung 7.11: Annahme der Spannungsverteilung am Knoten (LEHWALTER, 1988)

Weiterhin stellte er bei seinen Versuchen einen Einfluss der Balkengröße fest (Maßstabeffekt). Dieser wirkte sich jedoch nur auf die maximale Traglast aus, die relative Last bei Erreichen der Querszugfestigkeit erwies sich nur in sehr geringem Maße als maßstababhängig.

SUNDERMANN/SCHÄFER (1997) beschäftigten sich ebenfalls eingehender mit dem Scherbruch-Verhalten von gedrunenen Balken ($\lambda_a \leq 1,5$). Hierzu führten sie Versuche mit Mikrobeton durch, also Normalbeton mit geometrisch maßstabsreduzierten Zuschlägen und Bewehrungsquerschnitten. Sie variierten dabei die folgenden Parameter: Neigungswinkel der Druckstrebe, Anzahl der Längsbewehrungslagen, Verankerungsart der Längsbewehrung und Breite der Last-/Auflagerplatten. Die in Abbildung 7.12 gezeigte Kombination weist große Ähnlichkeiten mit dem für die Dichtwandmasse gewählten Tragmodell (Kapitel 7.1) auf. Hierbei wird die Längsbewehrung als Unterspannung mit Hüllrohren verkleidet und über Ankerplatten am Auflager verankert. Es besteht kein Verbund zwischen dem Beton und dem Bewehrungsstahl.

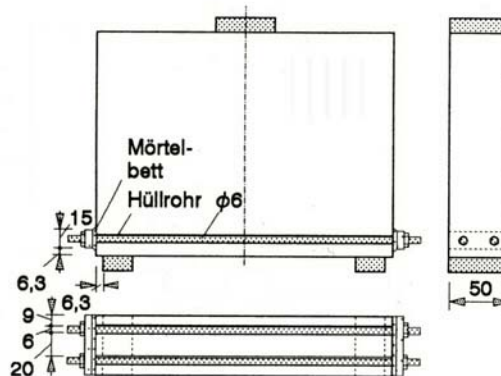


Abbildung 7.12: Versuchskörper (SUNDERMANN/SCHÄFER, 1997)

Untersucht wurden von SUNDERMANN/SCHÄFER (1997) Probekörper der Schlankheiten $\lambda = 1,33$ ($\lambda_a = 0,66$) und $\lambda = 3,00$ ($\lambda_a = 1,5$). Das Verhältnis Auflagerlänge / Balkenlänge war für diese beiden Schlankheiten jedoch nicht gleich, es betrug $10 \text{ cm} / 25 \text{ cm} = 0,40$ bei $\lambda = 1,33$ und $10 \text{ cm} / 37,5 \text{ cm} = 0,27$ bei $\lambda = 1,33$.

Abbildung 7.13 zeigt nach (SUNDERMANN/SCHÄFER, 1997) eine schematische Darstellung aller möglichen Rissarten und ihre Bezeichnung. Den Unterschied zwischen einem *Spaltriss* und einem *Schrägriss* sehen die Autoren darin, dass letzterer prinzipiell an der Auflagerkante entsteht, während sich der *Spaltriss* infolge von Querkzugspannungen im Mittlere des Probekörpers bildet. Der *Bogenriss* wurde von den Autoren als „zufällig entstanden“ bezeichnet und der dazugehörige Versuch als Ausreißer bewertet.

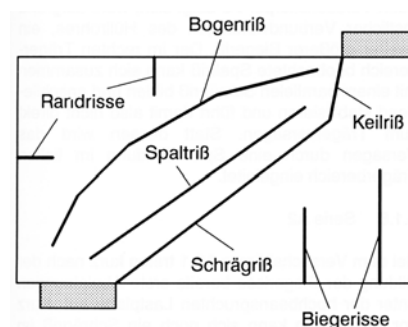
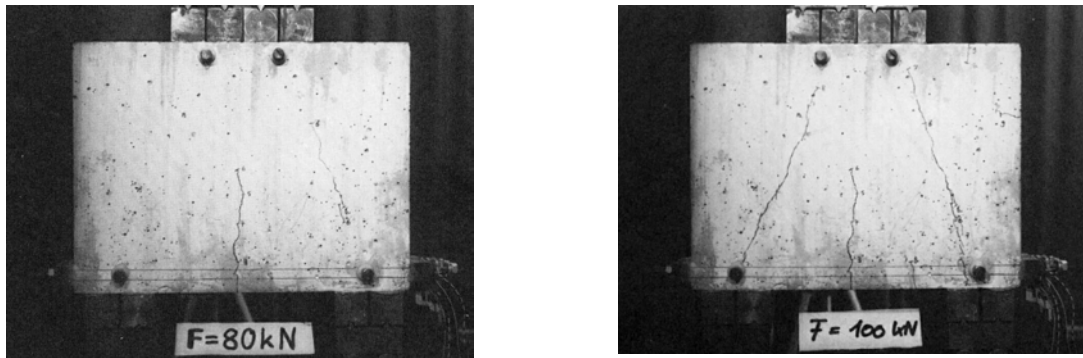
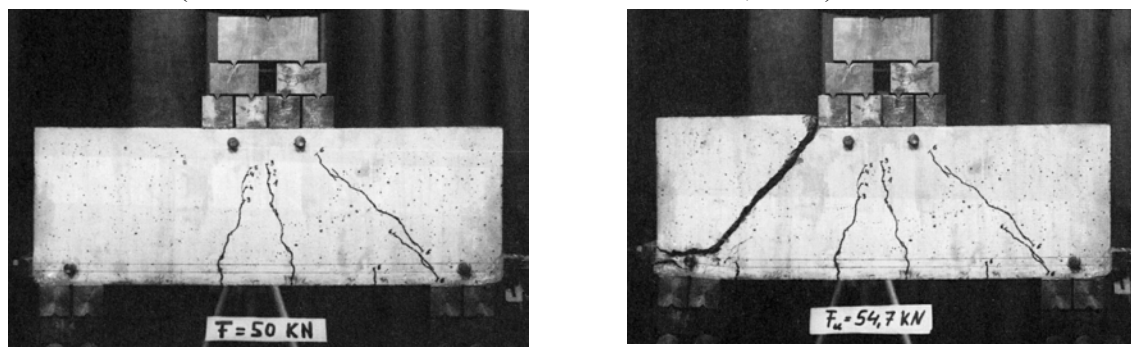


Abbildung 7.13: Schematische Darstellung der Rissarten nach SUNDERMANN/SCHÄFER

Abbildung 7.14: Probekörper mit $\lambda = 1,33$

a) beim Auftreten des Schubrisses b) bei $F = 100 \text{ kN}$
 (Probe C3 aus SUNDERMANN/SCHÄFER, 1997)

Abbildung 7.15: Probekörper mit $\lambda = 3,00$

a) beim Auftreten der Schubrisse b) beim Bruch
 (Probe F3 aus SUNDERMANN/SCHÄFER, 1997)

Bei Probe C3 (Abbildung 7.14) entstanden nach dem mittigen Biegezugriss an beiden Seiten Spaltrisse, die sich bei weiterer Belastung bis in die oberen und unteren Knotenbereiche verlängerten. Bei einer Last von $F = 100 \text{ kN}$ musste der Versuch vorzeitig abgebrochen werden, da die maximale Pressenkraft erreicht war.

Probe F3 (Abbildung 7.15) zeigte, aufgrund restlicher Verbundwirkung durch Reibung der Längsbewehrung am Hüllrohr, einen zweiten Biegezugriss. Der Schrägriss und der Spaltriss im rechten Bereich traten zeitgleich auf, die Probe konnte sich jedoch wieder stabilisieren. Das Versagen wurde dann durch den Spaltriss auf der linken Seite eingeleitet. Für diese Probe lässt sich nach Überschreiten der Schrägrisslast eine Laststeigerung von 10 % zurückrechnen. Die Größe der Laststeigerung ist nach SUNDERMANN/SCHÄFER stark vom Verbund zwischen Bewehrung und Beton abhängig. Versuche, bei denen die Bewehrung nicht in Hüllrohren lag, zeigen nach Überschreitung der Schrägrisslast eine weitaus höhere Tragreserve, teilweise bis zu 100 %. Zu diesem Ergebnis kommt auch LEHWALTER (1988) in seinen Versuchen.

7.3 Vorüberlegungen

Qualitative Modellversuche in der Bodenmechanik dienen dazu, die Interaktion Bauwerk-Boden bzw. die infolge einer Belastungsänderung einhergehenden Verformungen im Grenzzustand darzustellen (WALZ, 1999). Werden die während des Versuchs auftretenden Kräfte, Spannungen oder Verformungen messtechnisch erfasst, so wird von *quantitativen* Modellversuchen gesprochen. Ziel dieser Versuche ist die Übertragung der Versuchsergebnisse auf die Problemstellung in der Realausführung. Hierbei sind jedoch mögliche Maßstabeffekte aller Modellparameter eingehend zu untersuchen und herauszustellen.

Das Ziel der in der vorliegenden Arbeit beschriebenen Modellversuche ist es zunächst, die prinzipiellen Versagensmechanismen der Dichtwandmasse zu bestimmen, um hieraus ein realistisches Tragmodell zu entwickeln. Bei den Versuchen werden zwar ebenfalls Kräfte und Verformungen gemessen, diese dienen jedoch ausschließlich einer eindeutigeren Bestimmung der jeweiligen Versagensart. Es handelt sich also vom Grundsatz her um *qualitative* Modellversuche.

Die Belastung des Systems kann generell entweder kraft- oder verformungsgesteuert geschehen:

Kraftgesteuerte Versuche zeichnen sich aus durch ein definiertes Belastungsinkrement je Zeiteinheit. Nähert sich die Probe dem Grenzzustand der Tragfähigkeit, so sind hiermit auch größere Verformungsinkremente verbunden. Das führt dazu, dass die Verformungsgeschwindigkeit im Bereich des Grenzzustands der Tragfähigkeit deutlich zunimmt und bei Erreichen der Grenztragfähigkeit ein schlagartiges Versagen auftritt.

Im Gegensatz dazu bietet eine Verformungssteuerung die Möglichkeit einer genauen Beobachtung des Versagensmechanismus. Hierbei wird dem System eine kontinuierlich zunehmende Verformung eingeprägt und die hierfür erforderliche Last gemessen. Im Gegensatz zu lastgesteuerten Versuchen steigt die Last im Bereich des Grenzzustands sehr viel langsamer an, bis sie schließlich ihren Maximalwert erreicht. Je nach plastischer Verformbarkeit des Materials (Duktilität) fällt die Last nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit des Systems mehr oder weniger langsam wieder ab, da sich das System einer weiteren Laststeigerung durch Verformung entzieht. Das Bruch- und Nachbruchverhalten ist beim verformungsgesteuerten Versuch also wesentlich besser zu beobachten als beim kraftgesteuerten Versuch, weshalb für die Modellversuche die Verformungssteuerung bevorzugt wird.

7.4 Versuchsprogramm

Da gemäß KORDINA/BLUME (1985) bei balkenförmigen Probekörpern die Schubschlankheit λ_a (bei Einzellasten) bzw. die Schlankheit λ (bei Gleichlasten) des Prüfkörpers einen signifikanten Einfluss auf den Versagensmechanismus hat, werden in den Modellversuchen Probekörper mit drei unterschiedlichen Schlankheiten untersucht.

Die nachfolgende Tabelle zeigt die untersuchten Balkengeometrien und die damit abgebildeten Trägerabstände in der Realausführung, wenn für die effektive Wanddicke ein Wert von $d_{\text{eff}} = 0,60$ m angenommen wird:

MODELLBALKEN					REALAUSFÜHRUNG	
Höhe	Breite	Länge	Schlankheit	Geometr. Maßstab	Effektive Wanddicke	Trägerabstand
[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[m]	[m]
70	70	130	1,86	8,57	0,60	1,11
70	70	230	3,29	8,57	0,60	1,97
70	70	320	4,57	8,57	0,60	2,74

Tabelle 7.1: Geometrien der untersuchten Probekörper

Als effektive Wanddicke ist hierbei der Abstand der Trägerflansche zur gegenüberliegenden Begrenzung der Dichtwand zu sehen (Abbildung 7.16). Da die Dichtwandmasse üblicherweise sowohl im Bereich des aktiven Erddrucks als auch im Bereich des Erdwiderstands zur Lastabtragung herangezogen wird, ist die Position des Trägers (und damit die jeweilige effektive Wanddicke) im Rahmen der Standsicherheitsnachweise festzulegen. Eine mögliche Störung der Wandoberfläche im Aushubbereich (z. B. infolge Frosteinwirkung, Austrocknung oder mechanischer Einwirkungen) kann durch eine Verminderung der statischen Wanddicke berücksichtigt werden.

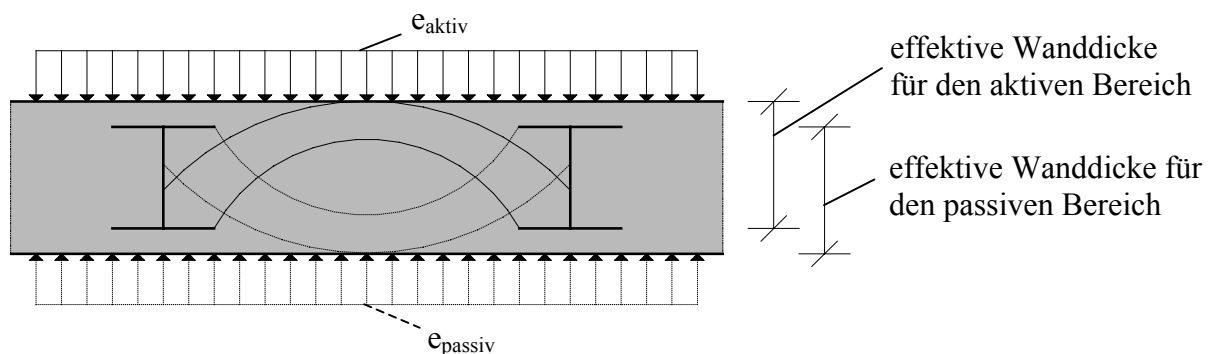


Abbildung 7.16: Position des Druckgewölbes innerhalb der Dichtwandmasse

Die Wahl der Auflagerlänge in den Modellversuchen hängt von dem abzubildenden I-Träger ab. Bei einer 0,60 m dicken Schlitzdichtwand stellt sich ein Profil IPE 500 als wirtschaftliche Variante heraus, weshalb dessen (halbe) Flanscbreite in den Modellversuchen maßstabsgerecht abgebildet wird.

Als Probenmaterial kommen die beiden in Kapitel 6.1 näher beschriebenen Fertigprodukte M I und M II zum Einsatz. In einem Erhärtungsalter von jeweils 14 und 28 Tagen wird für jede Kombination aus Probenschlankheit und -material eine Serie von 3 bis 5 Balken untersucht.

7.5 Herstellung der Probekörper

Um einen Dichteunterschied infolge Sedimentation in den Probekörpern zu vermeiden, werden bei deren Herstellung die Proben zunächst höher als erforderlich gegossen, so dass nach der Erhärtung das obere Drittel abgelängt werden kann (vgl. Kapitel 6.1). Die Schalungen haben ein Innenmaß von $l \times b \times h = 500 \text{ mm} \times 70 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$ und sind aus beschichtetem Brettschichtholz hergestellt. Die frische Dichtwandsuspension wird bis in eine Höhe von $h = 105 \text{ mm}$ in die Schalung gegossen und anschließend bei 20 °C gelagert, wobei die Oberfläche vor Austrocknung geschützt ist (Abbildung 7.17).



Abbildung 7.17: Foto der Schalungen

Kurz vor Versuchsbeginn werden die Balken ausgeschalt, auf eine Höhe von 70 mm geschnitten und auf die erforderliche Länge gekürzt (Abbildung 7.18).

Vor dem Einbau in den Versuchstand wird jeder Balken noch um 90° um seine Längsachse gedreht, um eventuell verbleibende Dichteunterschiede über die Breite zu verteilen. Ein Einfluss der Sedimentation von Feststoffen auf die Versuchsergebnisse kann somit weitestgehend ausgeschlossen werden.

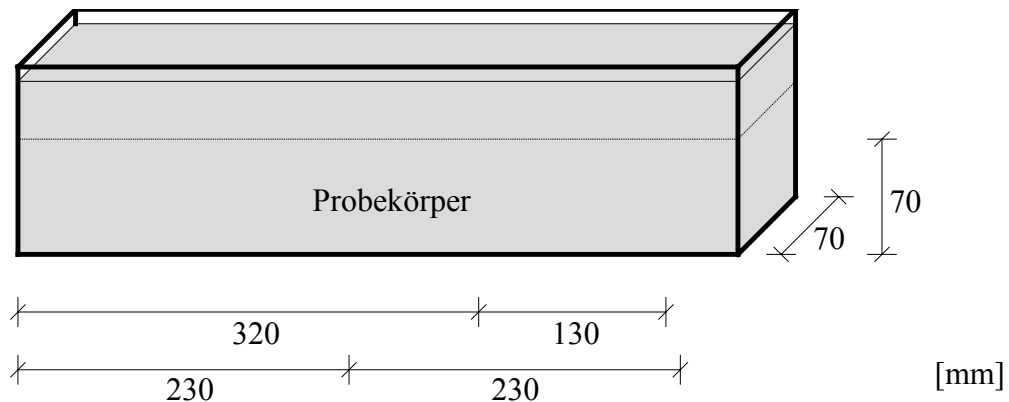


Abbildung 7.18: Prinzipskizze einer Schalung und des Probekörpers

Eine Herstellung der Balken in stehenden Schalungen war zuvor fehlgeschlagen, da sich die Dichtwandmasse in den Ecken der Schalung aufgehängt hat, wodurch Risse an den Kanten der abgebundenen Körper entstanden. Mit diesem Effekt ist prinzipiell auch in der Realausführung zu rechnen, ein Einfluss auf das Gewölbetragverhalten kann jedoch ausgeschlossen werden, da die Risse parallel zur Gewölbspannungsrichtung verlaufen würden.

7.6 Versuchsaufbau

Der Versuchsstand setzt sich aus der Belastungseinrichtung (Abbildung 7.19) und der Unterkonstruktion mit den Auflagern samt den angeschlossenen Kraftmessdosen (Abbildung 7.20) zusammen.

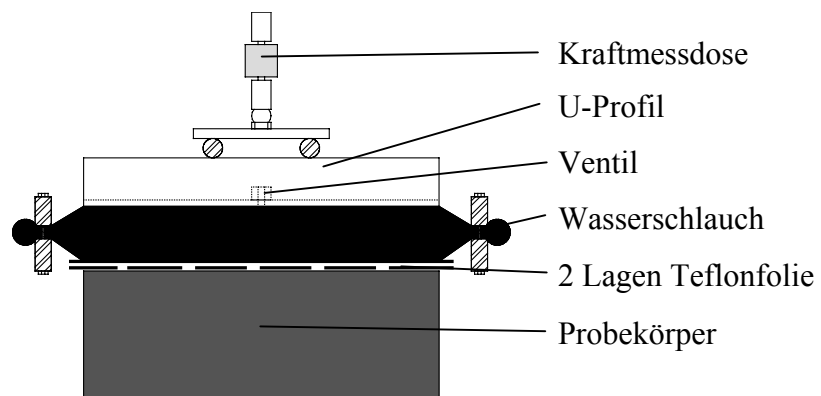


Abbildung 7.19: Belastungseinrichtung

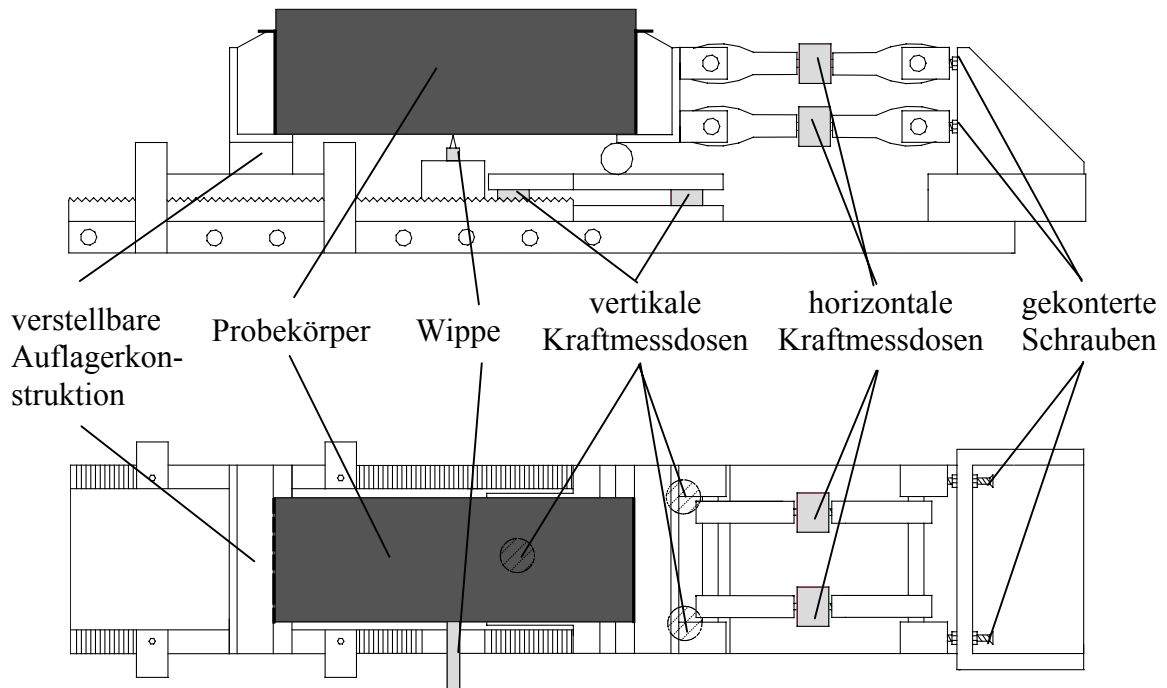


Abbildung 7.20: Unterkonstruktion in Ansicht und Aufsicht

In Abbildung 7.21 ist nochmals der gesamte Versuchsaufbau abgebildet, wobei der Probekörper durch einen Holzbalken (Dummy) ersetzt wurde.

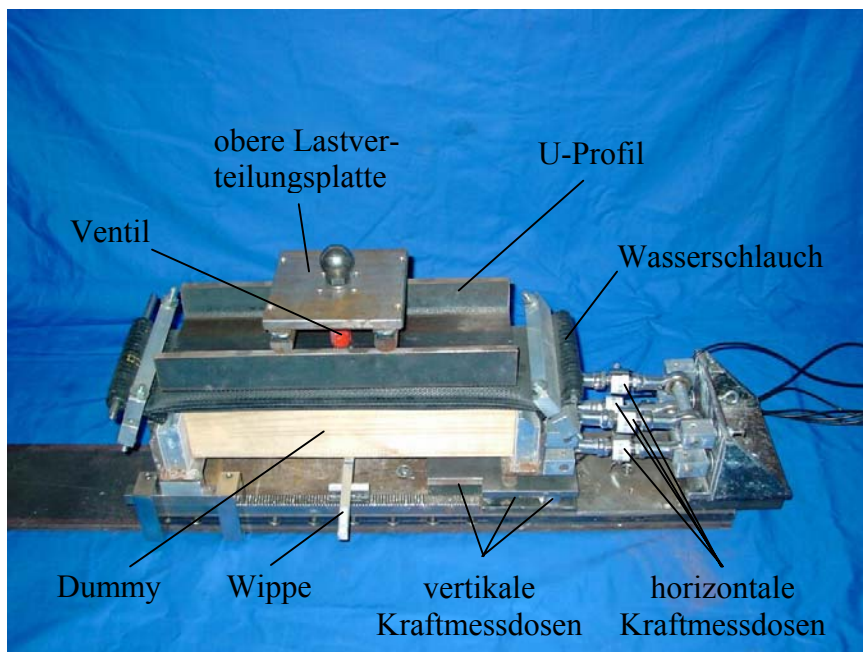


Abbildung 7.21: Foto des gesamten Versuchsaufbaus

Eine wichtige Randbedingung für die Modellversuche ist die Sicherstellung einer gleichmäßigen Belastung der Dichtwandmasse über die Länge, auch bei einer Einprägung von größeren Verformungen. Als beste Lösung hat sich hier die Wahl eines weichen, mit Wasser gefüllten Schlauchs herausgestellt.

Mit Hilfe einer verformungsgesteuerten Druckpresse wird dem System eine vertikale Belastung eingeprägt und mittels einer Kraftmessdose erfasst (Abbildung 7.19). Eine Stahlkugel leitet die Last in die obere Lastverteilungsplatte. Diese liegt wiederum mittig auf den Flanschen eines U-Profils auf, welches die Belastung großflächig auf den darunter liegenden Wasserschlauch verteilt. Um den damit verbundenen Wasserdruck im Schlauch ebenfalls zu messen, ist an dessen Oberseite ein Ventil angebracht, das durch eine Aussparung im U-Profil mit einer Druckmessdose verbunden wird. Die Enden des Wasserschlauchs sind mit Klemmen beidseitig verschlossen. Infolge der Verformung des Probekörpers (insbesondere der Stauchung des oberen Längsrandes des Balkens) findet eine horizontale Relativbewegung zwischen Wasserschlauch und Probekörper statt, die Schubspannungen parallel zur Längsachse des Probekörpers hervorrufen kann. Um diese zu minimieren, werden zwischen dem Wasserschlauch und dem Probekörper zwei Lagen Teflonfolie eingebaut. Während die obere Lage durchgängig über die Probe verläuft, ist die untere Lage in Streifen ausgebildet, die in einem Abstand von ca. 3 mm längs zur Probe angeordnet sind.

Als Auflager der Probe dienen zwei L-Profile. Über die Dicke eines anliegenden Aluminiumblocks kann die Auflagerlänge variiert werden, um somit verschiedene I-Profile bzw. verschiedene Maßstäbe abzubilden. Zur Wahrung eines annähernd ebenen Spannungszustandes ist die an den Auflagern entstehende Querdehnung möglichst zwängungsfrei zuzulassen. Hierzu wird an den Aluminiumblöcken eine Teflonfolie angebracht, die wiederum über sechs Blechstreifen mit dem Probekörper in Kontakt steht (Abbildung 7.22).

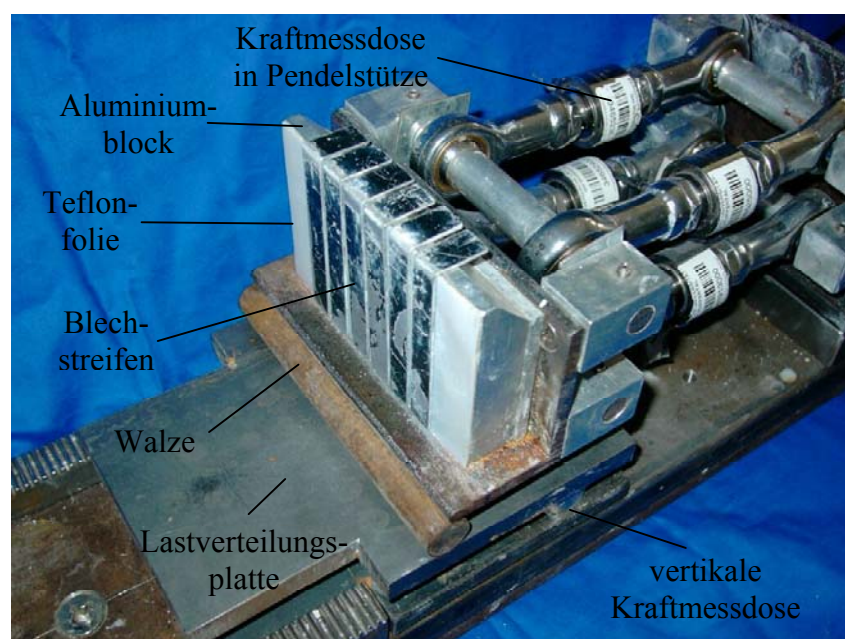


Abbildung 7.22: Auflagerwinkel mit Kraftmessdosen

Das horizontale Auflager der L-Profile bilden vier Kraftmessdosen, die in Form von Pendelstützen in zwei Ebenen angeordnet sind. Jeweils eine Schraubverbindung je Kraftmessdose zum Widerlager erlaubt eine Feinjustierung der Position, so dass zu Versuchsbeginn ein kraftschlüssiger Verbund gewährleistet ist. Die vertikale Auflagerkraft wird über drei Kraftmessdosen aufgenommen, die dreieckförmig auf der Unterkonstruktion angebracht sind. Über eine Lastverteilungsplatte und eine Walze stehen sie im Kontakt mit dem L-Profil. Hiermit ist sichergestellt, dass keine Kräfte senkrecht zur Achse der Kraftmessdosen aufgenommen werden können.

Das gegenüberliegende Auflager ist über zwei ineinandergreifende Zahnstangen fest mit der Unterkonstruktion verbunden (Abbildung 7.20). Durch Lösen der vier Fixierungen kann das Auflager entlang der unteren Zahnstange horizontal verschoben werden, um den Versuchsaufbau an verschiedene Probekörperlängen anzupassen.

In Balkenmitte erfolgt eine Aufnahme der Vertikalverformung, indem diese über eine Wippe auf den neben der Probe angebrachten Wegaufnehmer übertragen wird.

Zur Erfassung der Messwerte kommen folgende Aufnehmer der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt zum Einsatz:

	Typ	Nennwert	Genauigkeitsklasse	Linearität
Horizontalkraft	U9B	2 kN	0,50	$\leq \pm 0,5 \%$
Vertikalkraft	C9B	2 kN	0,50	$\leq \pm 0,5 \%$
		1 kN	0,50	$\leq \pm 0,5 \%$
Wasserdruck	P3M	20 bar	0,25	$\leq \pm 0,2 \%$
Verformung	W20TK	20 mm	0,40	$\leq \pm 0,4 \%$

Tabelle 7.2: Messaufnehmer in den Modellversuchen

7.7 Versuchsdurchführung

7.7.1 Vorversuche

Vor Beginn der Modellversuche wird die Wassermenge im Schlauch kalibriert, um die Gleichlast im Versuch möglichst gut abzubilden. Im prall gefüllten Zustand würde der Schlauch einen Durchmesser von ca. 100 mm aufweisen. Bei einer Breite des Balkens von 70 mm wird diejenige Wassermenge bestimmt, bei der der Schlauch die gesamte Oberfläche des Balkens bedeckt ohne jedoch seitlich zu überlappen. Hierfür wird der Versuchsaufbau mit einem Dummy (= Holzkörper mit den Abmessungen des späteren Probekörpers) getestet. Die Wassermenge im Schlauch wird so lange variiert, bis die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$p_w \cdot A_{\text{oben}} = P \quad (7.2)$$

mit: p_w = gemessener Wasserdruck im Schlauch [N/mm²]
 A_{oben} = Oberfläche des Probekörpers [mm²]
 P = gemessene Vertikalkraft [N]

Es ist darauf zu achten, dass sich keine Luft im System befindet, da sich diese komprimieren und somit eine Volumenänderung im Schlauch hervorrufen würde. Der Wasserschlauch ist zudem ausreichend biegeweich, um sich auch größeren Durchbiegungen des Probekörpers anzupassen und somit eine stets gleichmäßige Verteilung der Auflast während der Versuchsdurchführung zu gewährleisten.

7.7.2 Probeneinbau

Beim Einbau wird der Probekörper zunächst auf die beiden L-Profile gelegt. Um einen kraftschlüssigen Verbund zu den Auflagern zu gewährleisten, wird der Probekörper leicht vorgespannt. Dieses geschieht mit Hilfe von gekonterten Schrauben an der Befestigung der horizontalen Kraftmessdosen am Widerlager (Abbildung 7.20). Hierbei wird allen vier horizontalen Messdosen eine Kraft von 20 N eingeprägt. Der Aufbau der Belastungseinrichtung erfolgt lagenweise in der Reihenfolge: untere Teflonstreifen, oberer Teflonstreifen, Wasserschlauch, U-Profil, obere Lastverteilungsplatte, obere Kraftmessdose. Der fertige Versuchsaufbau wird mittig in eine Druckpresse gestellt und mit einer Vorschubgeschwindigkeit $v = 0,2 \text{ mm/min}$ belastet. Diese Geschwindigkeit entspricht der im einaxialen Druckversuch. Der Versuch dauert im Durchschnitt bis zu einer Stunde, wobei einerseits die Verformung des Wasserschlauchs zu einer Verzögerung der Belastung des Balkens führt und andererseits auch das Nachbruchverhalten beobachtet werden soll.

Je Probenalter und -material wurde eine Serie von 3-5 Einzelversuchen beprobt (siehe Kurvenanzahl in Abbildung 7.29 und Abbildung 7.30).

7.8 Versuchsergebnisse

Zur Bestimmung der einzelnen Versagensmechanismen werden die Modellversuche zunächst anhand der Bruchbilder ausgewertet. Anschließend erfolgt eine Verifizierung durch die gemessenen Kraft- und Weggrößen bzw. durch daraus abgeleitete Größen.

Bei den Bezeichnungen der unterschiedlichen Risse wird im Folgenden auf die von SUNDERMANN/SCHÄFER (1997) benutzten Definitionen (Kapitel 7.2, Abbildung 7.13) zurückgegriffen.

7.8.1 Auswertung der Bruchbilder

Abbildung 7.23 bis Abbildung 7.26 zeigen typische Bruchbilder der Probekörper, getrennt nach Probenmaterial (M I und M II) und Probenalter (14 und 28 Tage).

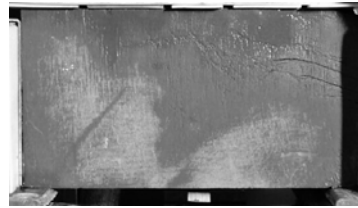
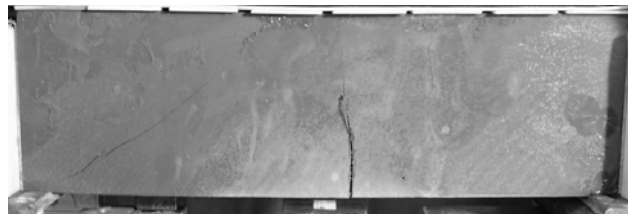
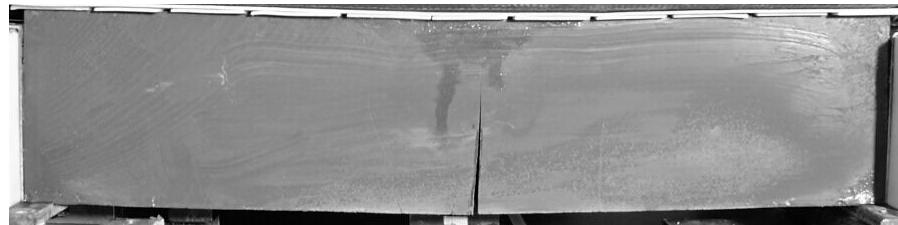
$\lambda = 1,86:$  $\lambda = 3,29:$  $\lambda = 4,57:$ 

Abbildung 7.23: Typische Bruchbilder (Probenalter 14 Tage, M I)

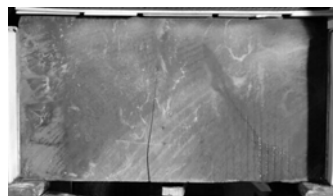
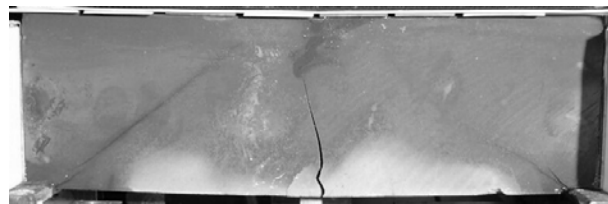
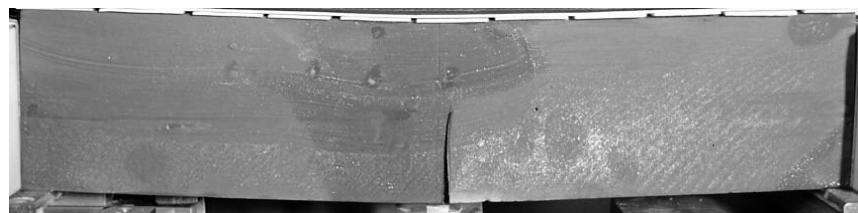
 $\lambda = 1,86:$  $\lambda = 3,29:$  $\lambda = 4,57:$ 

Abbildung 7.24: Typische Bruchbilder (Probenalter 14 Tage, M II)

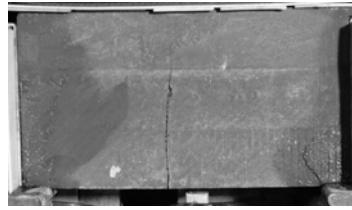
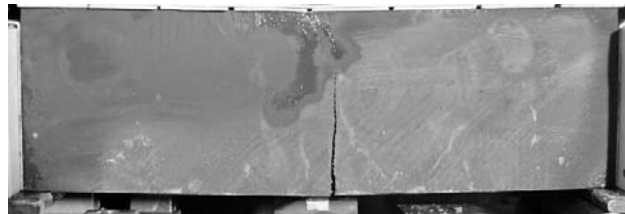
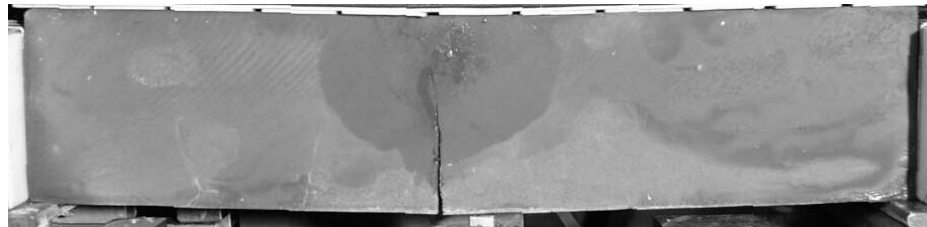
$\lambda = 1,86:$  $\lambda = 3,29:$  $\lambda = 4,57:$ 

Abbildung 7.25: Typische Bruchbilder (Probenalter 28 Tage, M I)

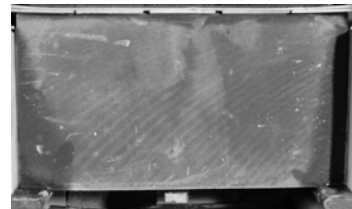
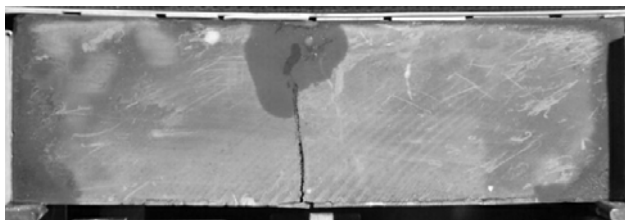
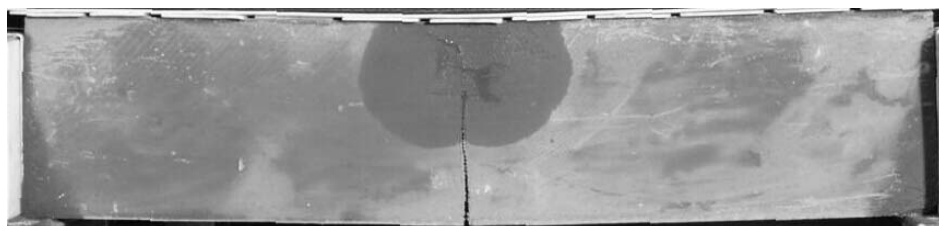
 $\lambda = 1,86:$  $\lambda = 3,29:$  $\lambda = 4,57:$ 

Abbildung 7.26: Typische Bruchbilder (Probenalter 28 Tage, M II)

Augenscheinlich unterscheidet sich das Bruchverhalten der Balken der Schlankheit $\lambda = 1,86$ grundsätzlich von dem der Schlankheit $\lambda = 4,57$. Zur Bestimmung der unterschiedlichen Versagensarten scheint also eine genauere Betrachtung dieser beiden Grenzfälle ausreichend zu sein, das Bruchverhalten der Proben der Schlankheit $\lambda = 3,29$ wird als Übergangsform angesehen.

Für fast alle Probekörper fällt zunächst einmal auf, dass die Biegezugfestigkeit der Dichtwandmasse überschritten wird, was an einem Biegezugriss in Balkenmitte (Stelle der maximalen Biegezugspannung) deutlich wird. Lediglich die gedrungenen Probekörper ($\lambda = 1,86$) zeigen nicht immer Biegezugrisse. Dennoch kann auch bei diesen Schlankheiten die Entstehung eines Biegezugrisses nachgewiesen werden, wie die Auswertung der Messwerte (Kapitel 7.8.2) zeigt. Zudem ist bei den schlanken Probekörpern der Biegezugriss infolge der großen Durchbiegung wesentlich breiter und damit besser zu erkennen als bei den gedrungenen Balken.

$\lambda = 4,57$:

Außer dem Biegezugriss weisen die schlanken Probekörper keine weiteren Risse auf. Vielmehr sind hier Stellen großer Druckspannungen zu erkennen, was sich durch ausgedrücktes Porenwasser bemerkbar macht. Diese Stellen liegen im oberen Bereich des Querschnitts in Balkenmitte und im unmittelbaren Bereich der Auflager. Somit kann schon grob auf den Verlauf des lastabtragenden Druckgewölbes geschlossen werden (Abbildung 7.27).

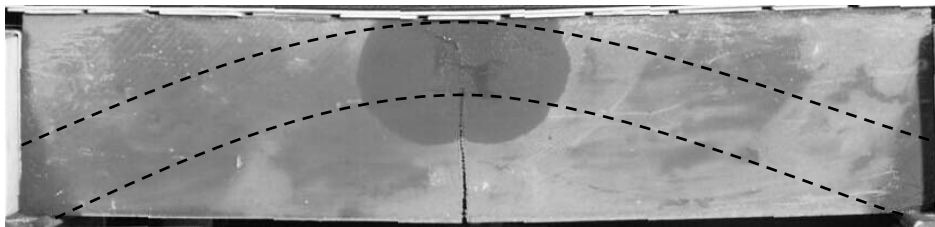


Abbildung 7.27: Schematischer Verlauf des Druckgewölbes bei schlanken Probekörpern

Anders als bei einem biegezugbewehrten Stahlbeton-Balken entfällt nach der Entstehung des Biegezugrisses die Lastabtragung in der Zugzone vollständig, so dass keine sekundären Biegezugrisse entstehen. Es erfolgt vielmehr eine Starrkörperrotation der beiden Balkenhälften, die zu einer weiteren Aufweitung des Biegezugrisses führt (vgl. auch Abbildung 7.8). Bei der Überschreitung der maximalen Tragfähigkeit des Systems sind deutlich Plastifizierungen im Bereich des Gewölbescheitels und der Auflager zu erkennen. Diese deuten auf ein Druckversagen innerhalb des Gewölbes hin.

$\lambda = 1,86$:

Die Versuche mit den gedrungenen Probekörpern weisen auf eine gänzlich andere Versagensart hin. Hier treten bei Erreichen der maximalen Traglast Schrägrisse auf, die an der vorderen Auflagerkante beginnen und sich zur Balkenmitte hin neigen. Dieses spricht für ein Schubver-

sagen der Balken. Zeitgleich tritt eine Plastifizierung an der Auflagervorderkante auf, die auf ein Erreichen der Druckfestigkeit am Vertikalaufleger hinweist.

$\lambda = 3,29$:

Bei den mittelschlanken Probekörpern unterscheidet sich das Bruchverhalten in Abhängigkeit vom Probenalter. Die 28 Tage alten Probekörper zeigen Plastifizierungen in Balkenmitte, ähnlich wie die schlanken Proben ($\lambda = 4,57$). Die 14 Tage alten Balken weisen jedoch zusätzlich Schrägrisse auf, wie sie bei den gedrungenen Probekörpern ($\lambda = 1,86$) zu beobachten waren. Hier sind also beide Versagensformen möglich.

Um eine Vergleichbarkeit von Gleichlast-Versuchen mit Vier-Punkt-Biegeversuchen herzustellen, schlägt KANI (1968) bei der Auswertung der Gleichlast-Versuche den Ansatz von zwei Ersatzlasten vor, die einen Abstand von $a = l/4$ vom Auflager haben (Abbildung 7.28). Hierdurch werden sowohl für das Biegemoment in Balkenmitte als auch für die Querkraft am Auflager die gleichen Werte erreicht. KANI (1968) räumt jedoch ein, dass wegen der besseren Lastverteilung unter einer Gleichlast etwas höhere Tragfähigkeiten erreicht werden können. Dieses bestätigt die Annahme der „Stützwirkung“ in Abbildung 7.10.

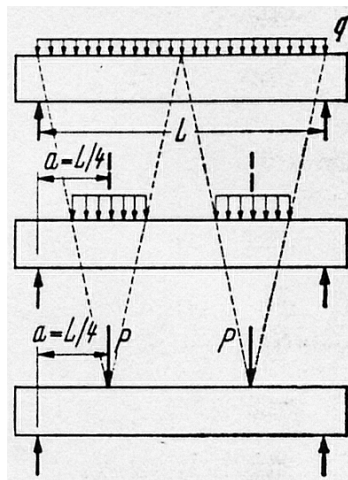


Abbildung 7.28: Ersatzlasten nach KANI (1968)

Aus dem Abstand der Ersatzlasten zum Auflager ergibt sich eine äquivalente Schubschlankheit λ_a zu:

$$\lambda_a = \frac{a}{h} = \frac{l/4}{h} = \frac{\lambda}{4} \quad (7.3)$$

Eine Einordnung der Bruchbilder aus den Modellversuchen in die von KORDINA/BLUME (1985) definierten Gruppen (Kapitel 7.2) führt zu folgenden Ergebnissen:

Schlankheit	äquivalente Schubschlankheit	Versagensart nach KORDINA/BLUME	beobachtete Versagensart
λ	λ_a		
1,86	0,46	Scherbruch	Plastifizierung an der Auflagervorderkante / Schubversagen
3,29	0,82	Scherbruch	Plastifizierung in Balkenmitte Schubversagen
4,57	1,14	Schubdruckbruch	Plastifizierung in Balkenmitte Druckversagen

Tabelle 7.3: Zuordnung der Versagensarten der Probekörper in den Modellversuche

Bezogen auf diese Einteilung kann bei den gedrunenen Probekörpern zunächst ein Scherbruch vorausgesetzt werden. Gleichzeitig führt die geringe Auflagerbreite jedoch dazu, dass sich die vertikale Auflagerpressung ebenfalls als bruchentscheidend darstellt. Eine genauere Analyse der gemessenen vertikalen Auflagerkräfte erfolgt im Rahmen der Betrachtung der Messwerte in Kapitel 7.8.2.

Der von KORDINA/BLUME (1985) vorausgesagte Schubdruckbruch für Probekörper mit einer Schlankheit von $\lambda = 4,57$ stimmt ebenfalls gut mit den Beobachtungen überein.

Lediglich für die 28 Tage alten, mittelschlanken Probekörper ($\lambda = 3,29$) ist diese Einordnung nicht vollständig übertragbar. Beachtet man jedoch die in Kapitel 7.2 beschriebenen unterschiedlichen Randbedingungen der Versuche, so ist eine Verschiebung der Grenzen – gerade im Hinblick auf die Möglichkeit eines Schubdruckbruchs bei Balken mit $\lambda_a < 1,0$ – durchaus vorstellbar.

7.8.2 Auswertung der Messgrößen

Zur Beurteilung der zum Versagen der Modellkörper führenden Mechanismen werden zunächst die Verläufe der Last-Verformungs-Kurven aus den Modellversuchen analysiert und mit den in Kapitel 7.8.1 beschriebenen Beobachtungen verglichen. Anschließend werden die gemessenen Kräfte bzw. die daraus zurückgerechneten Hebelarme und Spannungen zur Verifizierung der Versagensformen herangezogen.

7.8.2.1 Last-Verformungs-Kurven

Abbildung 7.29 und Abbildung 7.30 zeigen die Zusammenstellung der Last-Verformungs-Kurven aller durchgeführten Versuche nach 14 bzw. 28 Tagen Erhärungszeit. Hierzu sind die vertikalen Auflastspannungen p über die Durchbiegungen in Balkenmitte w aufgetragen. In Tabelle 7.4 sind die dazugehörigen Variationskoeffizienten angegeben.

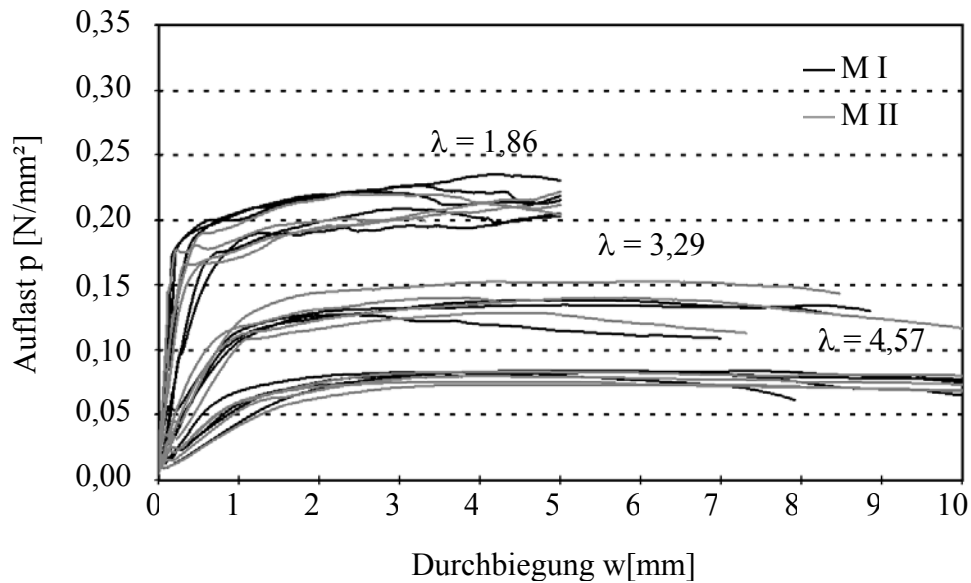


Abbildung 7.29: Last-Verformungs-Kurven (Probenalter 14 Tage, M I + M II)

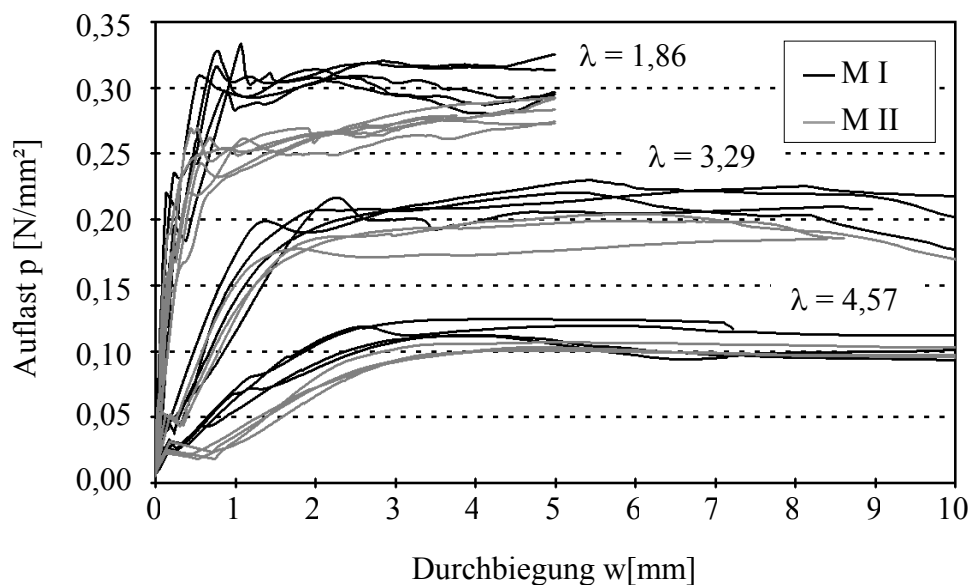


Abbildung 7.30: Last-Verformungs-Kurven (Probenalter 28 Tage, M I + M II)

		M I		M II	
		14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
Variations- koeffizient	$\lambda = 1,86$	4 %	5 %	6 %	7 %
	$\lambda = 3,29$	4 %	3 %	12 %	4 %
	$\lambda = 4,57$	1 %	8 %	6 %	6 %

Tabelle 7.4: Variationskoeffizient der Maximalwerte in den Modellversuchen

Die auf die Mittelwerte der Maximalwerte der Auflastspannungen (Punkt 2 in Abbildung 7.31 und Abbildung 7.32) bezogenen Variationskoeffizienten in Tabelle 7.4 streuen im Bereich von 1 bis 12 %, was für bodenmechanische Versuche eine gute Reproduzierbarkeit bestätigt.

Bei allen Kurven – besonders bei den 28 Tage alten Probekörpern – ist auffällig, dass es scheinbar systematisch zu einem plötzlichen Abfall der Auflast kommt, der mit größeren Verformungen verbunden ist. Dieses ist kein Versuchsfehler, es hängt vielmehr mit der Art der Versuchssteuerung zusammen. Im Gegensatz zu lastgesteuerten Versuchen zeigen verformungsgesteuerte Versuche beim plötzlichen Entstehen von größeren Verformungen (z. B. infolge eines Risses) einen Lastabfall. Können die Lasten innerhalb des Körpers umgelagert werden, so beginnt die Auflast anschließend wieder zu steigen. In den hier durchgeführten Modellversuchen findet diese Lastumlagerung jeweils nach dem Überschreiten der Biegezugfestigkeit und der Schubfestigkeit statt. Bei den 28 Tage alten Proben tritt dieser Lastabfall besonders ausgeprägt zum Vorschein, da sich die Dichtwandmasse mit zunehmendem Probenalter spröder verhält. Für die Bestimmung der Versagensart ist dieses Verhalten jedoch vernachlässigbar, so dass in der weiteren Auswertung nicht weiter darauf eingegangen wird.

Es zeigt sich grundsätzlich, dass die Last-Verformungs-Kurven für gleiche Schlankheiten unabhängig vom Probenalter die gleiche Charakteristik haben. Zur Auswertung können die Kurvenverläufe daher idealisiert dargestellt und in einzelne Phasen eingeteilt werden:

$\lambda = 1,86$:

Diese Probekörper weisen aufgrund der geringsten Stützweite auch die geringsten Durchbiegungen in Balkenmitte auf, sie verhalten sich am biegesteifsten.

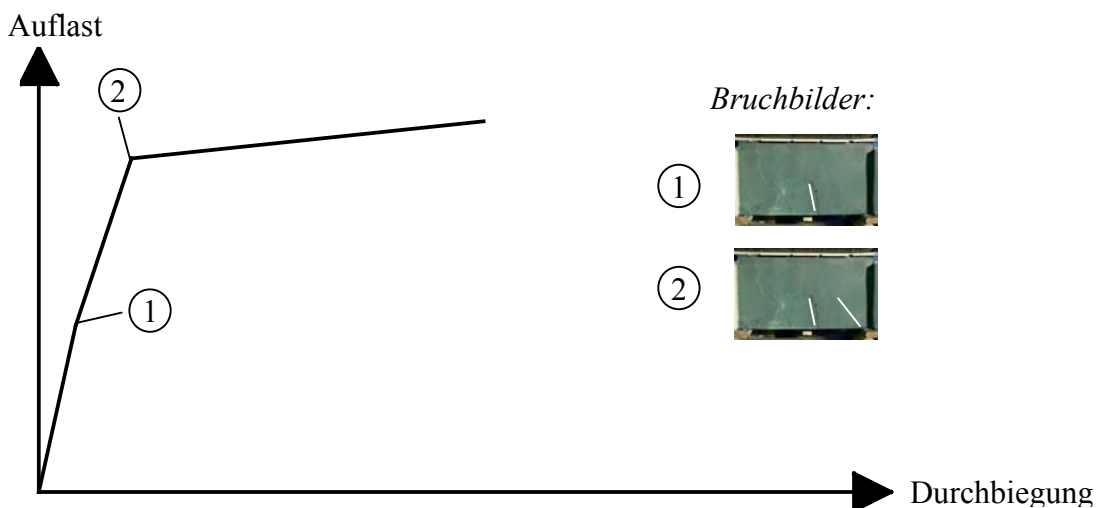


Abbildung 7.31: Qualitativer Verlauf der Last-Verformungs-Kurve für $\lambda = 1,86$

Bei den 14 Tage alten Proben verlaufen die Last-Verformungs-Kurven auf den ersten Blick zunächst annähernd linear, bis zum Erreichen eines Bruchwertes (Punkt 2 in Abbildung 7.31). Die Auswertung der horizontalen Auflagerkräfte zeigt jedoch, dass sich der Probekörper zu diesem Zeitpunkt bereits im Zustand II befindet, die Biegezugfestigkeit also bereits über-

schritten ist. Dieses wird durch einen plötzlichen Anstieg der horizontalen Auflagerkräfte deutlich. Da dieser Übergang (Punkt 1) bei den 14 Tage alten Probekörpern nur zu sehr geringen zusätzlichen Verformungen führt, ist er in den Fotos gar nicht, in den Last-Verformungs-Kurven nur ansatzweise erkennbar. Zum Zeitpunkt des Erreichens des Bruchwertes (Punkt 2) werden die in Kapitel 7.8.1 beschriebenen Schrägrisse vom Auflager quer zur Balkenmitte erstmals beobachtet, zeitgleich mit ersten Plastifizierungen im Bereich der Auflagervorderkanten. Anschließend ist zwar noch eine geringe Laststeigerung möglich, sie geht jedoch mit großen Verformungen einher. Diese Laststeigerung entspricht etwa dem von SUNDERMANN/SCHÄFER (Kapitel 7.2) angegebenen Wert von 10 % bezogen auf die Grenzlast. Ein Maximalwert ist aus den Last-Verformungs-Kurven nicht bestimmbar.

Bei den 28 Tage alten Probekörpern ergibt sich tendenziell ein ähnliches Bild. Da sich die Dichtwandmasse in diesem Alter jedoch weitaus spröder verhält, ist sowohl das Überschreiten der Biegezugfestigkeit als auch das Überschreiten der Schubfestigkeit mit größeren Verformungen verbunden. Auch hier ist nach dem Entstehen des Schrägrisses noch eine geringe Laststeigerung zu beobachten.

$\lambda = 4,57$:

Probekörper mit einer großen Schlankheit von $\lambda = 4,57$ weisen gegenüber gedrungenen Probekörpern ein unterschiedliches Last-Verformungs-Verhalten auf.

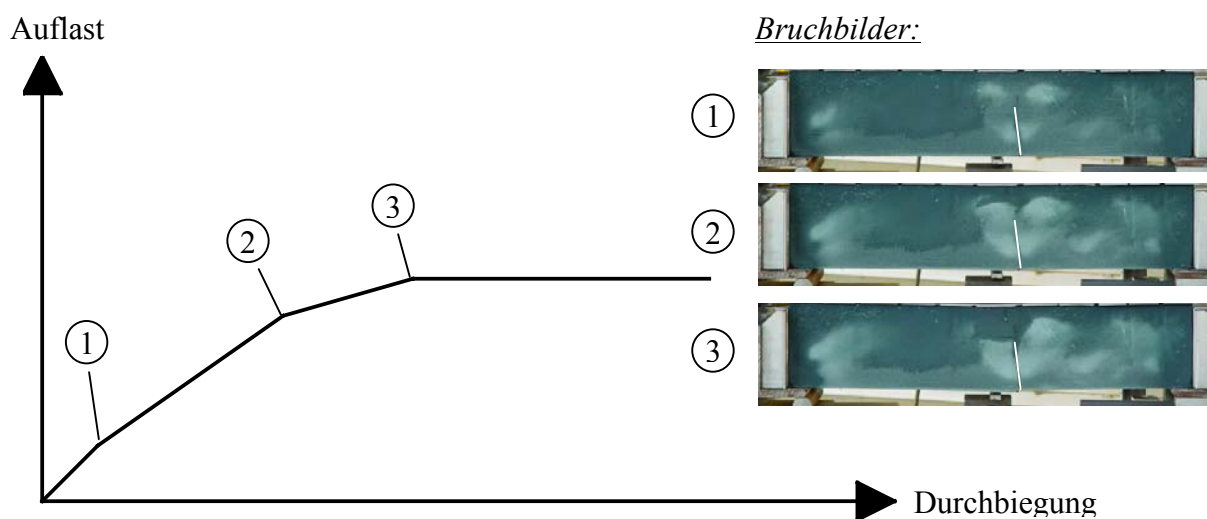


Abbildung 7.32: Qualitativer Verlauf der Last-Verformungs-Kurve für $\lambda = 4,57$

Infolge der größeren Stützweite erreichen die Proben schon bei geringeren Auflasten die Biegezugfestigkeit und gehen in den Zustand II über (Punkt 1). Ab hier werden die horizontalen Auflagerlasten verstärkt mobilisiert und die Belastung wird über ein Druckgewölbe abgetragen. Das System verhält sich insgesamt „weicher“ als in der ersten Phase, was sich an der geringeren Steigung der Kurve widerspiegelt. An Punkt 2 beginnt eine Übergangsphase. Hier ist bereits das erste ausgedrückte Porenwasser im Bereich des Scheitelpunktes des Druckgewölbes (am oberen Rand in Balkenmitte) zu erkennen. Dieser Querschnittsbereich plastifiziert fortlaufend vom Rand aus zur Mitte, bis schließlich die gesamte Druckzone durchplastifiziert

ist (Punkt 3). Ab diesem Zeitpunkt ist keine weitere Steigerung der Last möglich, es werden lediglich weitere Verformungen eingepreßt. Eine genauere Betrachtung dieser Plastifizierung erfolgt in Kapitel 7.8.2.3.

$\lambda = 3,29$:

Die Last-Verformungs-Kurven der Probekörper mit der Schlankheit $\lambda = 3,29$ stellen eine Mischform der Kurven der beiden anderen Schlankheiten dar. Wie aus den Bruchbildern, so ist auch aus den Last-Verformungs-Kurven kein eindeutiger Rückschluss auf *eine* der beiden Brucharten möglich. Bei den Probekörpern dieser Schlankheit werden also mehrere Grenzzustände gleichzeitig erreicht.

Bei allen Schlankheiten ist nach Beginn der Plastifizierung bzw. Überschreitung der Schubfestigkeit eine weitere Laststeigerung durch Umlagerungen der Lasten innerhalb des Balkens möglich. Diese sind jedoch auch mit großen Verformungen verbunden. Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit und zur Gewährleistung des Sicherheitsniveaus wird dieser Zeitpunkt (also Punkt (2) der Last-Verformungs-Kurven) bereits als **Grenzzustand des Systems** angesehen.

7.8.2.2 Auswertungsmethode

Erreicht die Dichtwandmasse ihre Biegezugfestigkeit, so entsteht etwa mittig ein vertikaler Zugriss. Bei symmetrischen Auflagerbedingungen ist die Querkraft in Balkenmitte gleich Null und es verbleibt eine horizontal gerichtete Druckspannungsergebnierende R_m mit dem Hebelarm a_m , bezogen auf den unteren Querschnittsrand (Abbildung 7.33).

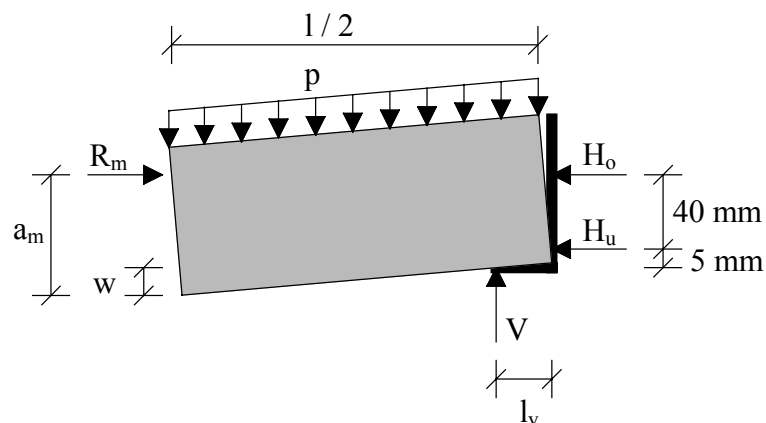


Abbildung 7.33: Druckspannungsergebnierende in Balkenmitte

Für die Resultierende und deren Hebelarm ergibt sich nach Theorie II. Ordnung als Näherungslösung:

$$R_m = H_o + H_u \quad (7.4)$$

$$a_m = \frac{V \cdot \left(\frac{1}{2} - l_v \right) + (5 + w) \cdot H_u + (45 + w) \cdot H_o - \frac{1}{2} \cdot p \cdot \left(\frac{1}{2} \right)^2}{R_m} \quad (7.5)$$

Hieraus kann – unter der Annahme einer rechteck- bzw. dreieckförmigen Spannungsverteilung – wiederum auf die Gewölbedicken $d_{m,D}$ bzw. $d_{m,R}$ und damit auf die Druckspannungsordinaten $\sigma_{G,R}$ bzw. $\sigma_{G,D}$ im Gewölbe geschlossen werden (Abbildung 7.34).

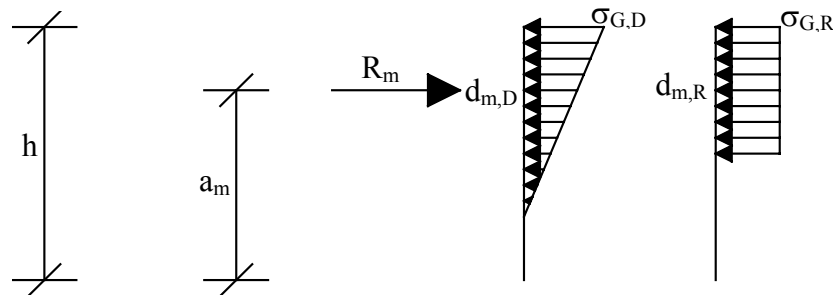


Abbildung 7.34: Bestimmung der Gewölbedicken in Balkenmitte aus Modellversuchen

7.8.2.3 Bestimmung des Grenzzustands der Tragfähigkeit

Jeweils am Punkt (2) der Last-Verformungs-Kurven erreichen die Probekörper den Grenzzustand des Systems und die Dichtwandmasse beginnt zu plastifizieren. Zunächst einmal soll die Plastifizierung im Gewölbescheitel näher untersucht werden:

Wie bereits in der Versuchsdurchführung beschrieben, dauert ein Einzelversuch etwa eine Stunde. Während des Versuchs sind Stellen ausgedrückten Porenwassers zu erkennen. Es entstehen also innerhalb des Balkens Bereiche mit einem Porenwasserdruck, welcher im Verlauf des Versuchs sowohl räumlich als auch zeitlich nur begrenzt abgebaut werden kann. Die Drainagebedingungen sind somit nicht eindeutig bestimmbar. Es kann jedoch von einem größtenteils undrainierten Zustand ausgegangen werden, wie dieses in einaxialen Druckversuch der Fall ist. In so fern erscheint es sinnvoll, die Druckspannungen innerhalb des Gewölbes zum Zeitpunkt der Plastifizierung mit der einaxialen Druckfestigkeit zu vergleichen. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass sich der beanspruchte Bereich des Balkens im Gewölbescheitel in einem zweiaxialen Spannungszustand befindet, da er von oben durch den Wasserschlauch gestützt wird. Dieses kann – wie bereits erwähnt – eine Steigerung der Druckfestigkeit bewirken.

Zu Beginn der Plastifizierung ist in Balkenmitte von einer dreieckförmigen Spannungsverteilung auszugehen. In den nachfolgenden Tabellen sind die am Punkt (2) der in Abbildung 7.31 bzw. Abbildung 7.32 dargestellten Last-Verformungs-Kurven zurückgerechneten Werte der Gewölbedruckspannungen $\sigma_{G,D}$ angegeben und den jeweiligen einaxialen Druckfestigkeiten q_u gegenübergestellt. Die Gewölbedicken $d_{m,D}$ sind jeweils auf die Gesamthöhe des Balkens $h = 70$ mm bezogen.

Balken		Punkt	q	d _{m,D} / h	σ _{G,D}	σ _{G,D} / q _u
			[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[-]
M I	14 Tage	(2)	183	0,74	217	0,46
	28 Tage	(2)	316	0,56	541	0,56
M II	14 Tage	(2)	174	0,73	211	0,29
	28 Tage	(2)	243	0,53	500	0,48

Tabelle 7.5: Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 1,86$)

Balken		Punkt	q	d _{m,D} / h	σ _{G,D}	σ _{G,D} / q _u
			[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[-]
M I	14 Tage	(2)	119	0,66	584	1,23
	28 Tage	(2)	204	0,67	994	1,03
M II	14 Tage	(2)	119	0,50	774	1,07
	28 Tage	(2)	181	0,54	1153	1,12

Tabelle 7.6: Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 3,29$)

Balken		Punkt	q	d _{m,D} / h	σ _{G,D}	σ _{G,D} / q _u
			[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[-]
M I	14 Tage	(2)	55	0,59	530	1,12
	28 Tage	(2)	90	0,56	975	1,01
M II	14 Tage	(2)	62	0,53	715	0,99
	28 Tage	(2)	92	0,59	989	0,96

Tabelle 7.7: Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 4,57$) **$\lambda = 1,86$:**

Für die gedrunenen Probekörper (Tabelle 7.5) ist deutlich sichtbar, dass sich die Randspannungen $\sigma_{G,D}$ weit unterhalb der einaxialen Druckfestigkeiten befinden. Das Versagen der Balken wird also nicht von der Druckfestigkeit im Gewölbescheitel bestimmt, sondern wahrscheinlich von der Schubfestigkeit. Eine messtechnische Erfassung der Schubspannungen ist mit dem gewählten Versuchsaufbau jedoch nicht möglich, so dass diese Vermutung quantitativ nicht verifiziert werden kann.

 $\lambda = 3,29$ und $\lambda = 4,57$:

Aus Tabelle 7.6 und Tabelle 7.7 wird ersichtlich, dass die Gewölbedruckspannungen etwa der einaxialen Druckfestigkeit entsprechen. Es kann also davon ausgegangen werden, dass das Druckgewölbe zu diesem Zeitpunkt am oberen Querschnitttrand zu plastifizieren beginnt.

7.8.2.4 Auswertung zum Zeitpunkt der maximalen Belastung

Ist der Querschnitt in Balkenmitte durchplastifiziert ($\lambda = 3,29$ und $\lambda = 4,57$), so erreicht der Balken seine maximale Tragfähigkeit. Dieser Zustand ist in der Last-Verformungs-Kurve als Scheitelpunkt (3) gekennzeichnet (Abbildung 7.32). Die Spannungsverteilung im Druckgewölbe kann zu diesem Zeitpunkt als rechteckförmig angenommen werden. Die nachfolgenden Tabellen zeigen die hiermit zurückgerechneten Gewölbedruckspannungen $\sigma_{G,R}$. In der letzten Spalte sind zusätzlich die nach Versuchsende am Bruchquerschnitt gemessenen sichtbaren Dicken der plastifizierten Zone d_{gem} dargestellt, sofern sie eindeutig bestimmbar waren.

Balken		Punkt	q	$d_{m,R} / h$	$\sigma_{G,R}$	$\sigma_{G,R} / q_u$	d_{gem} / h
			[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[-]
M I	14 Tage	(3)	133	0,46	508	1,07	-
	28 Tage	(3)	221	0,44	922	0,95	0,41
M II	14 Tage	(3)	140	0,39	715	0,99	0,37
	28 Tage	(3)	197	0,37	1146	1,12	0,40

Tabelle 7.8: Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 3,29$) zum Zeitpunkt der maximalen Belastung

Balken		Punkt	q	$d_{m,R} / h$	$\sigma_{G,R}$	$\sigma_{G,R} / q_u$	d_{gem} / h
			[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[-]
M I	14 Tage	(3)	81	0,43	668	1,41	0,40
	28 Tage	(3)	117	0,41	965	1,00	0,39
M II	14 Tage	(3)	78	0,43	655	0,91	0,41
	28 Tage	(3)	102	0,41	868	0,84	0,40

Tabelle 7.9: Zusammenstellung der Gewölbedruckspannungen ($\lambda = 4,57$) zum Zeitpunkt der maximalen Belastung

Auch hier entsprechen die Gewölbedruckspannungen weitgehend der einaxialen Druckfestigkeit, lediglich der Wert $\sigma_{G,R} / q_u = 1,41$ für die Masse M I (14 Tage) erscheint ein wenig zu hoch. Die Ursache hierfür konnte nicht geklärt werden, eventuell besaßen die Balken eine höhere Druckfestigkeit als in den Elementversuchen festgestellt. Auch die berechneten Gewölbedicken stimmen gut mit den gemessenen Gewölbedicken überein. Das Druckgewölbe hat in allen Fällen eine Dicke von etwa 40 % der Balkendicke.

7.8.3 Sicherheitsbetrachtung

Die Auswertung der Modellversuche hat ergeben, dass gedrungene Balken nicht infolge einer Überschreitung des Gewölbedrucks versagen. Wird dieses beim Standsicherheitsnachweis nicht berücksichtigt, so stellt sich die Frage, ob noch eine ausreichende Sicherheit gewährleistet ist. Dieser Frage wird im Folgenden nachgegangen.

Zum Zeitpunkt des Grenzzustandes der Tragfähigkeit wird im Modellversuch am Balken der Länge l und der Breite b die resultierende Auflast P gemessen. Ein dimensionsloser Vergleich

aller Versuche kann stattfinden, wenn jeweils die *relative Tragfähigkeit* als Verhältnis der Auflastspannung p zur einaxialen Druckfestigkeit q_u bestimmt wird.

$$\frac{p}{q_u} \quad [-] \quad \text{mit:} \quad p = \frac{P}{l \cdot b} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (7.6)$$

Aus den in Kapitel 3 erläuterten Bemessungskonzepten nach WEIßENBACH (Index: W) und BALDAUF/TIMM (Index: B/T) ergeben sich im Druckgewölbe folgende Randspannungsordinaten:

$$\sigma_w = \frac{1}{2} \cdot p \cdot \left(\frac{l}{d}\right)^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.4)$$

$$\sigma_{B/T} = \frac{3}{4} \cdot p \cdot \left(\frac{l}{d}\right)^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.8)$$

Unter der Annahme, dass im Grenzzustand die Gewölbedruckspannung σ gleich der einaxialen Druckfestigkeit q_u ist, lässt sich hieraus die Auflastspannung p zurückrechnen (vgl. Kapitel 3.4).

$$p_w = \frac{2 \cdot q_u}{\lambda^2} \quad [\text{N}] \quad (7.7)$$

$$p_{B/T} = \frac{4 \cdot q_u}{3 \cdot \lambda^2} \quad [\text{N}] \quad (7.8)$$

Bezogen auf q_u ergibt sich somit:

$$\frac{p_w}{q_u} = \frac{2}{\lambda^2} \quad [-] \quad (7.9)$$

$$\frac{p_{B/T}}{q_u} = \frac{4}{3 \cdot \lambda^2} \quad [-] \quad (7.10)$$

Abbildung 7.35 zeigt die Ergebnisse der Mittelwerte aus den Modellversuchen im Vergleich mit den aus den Gleichungen (7.9) und (7.10) zurückgerechneten Werten.

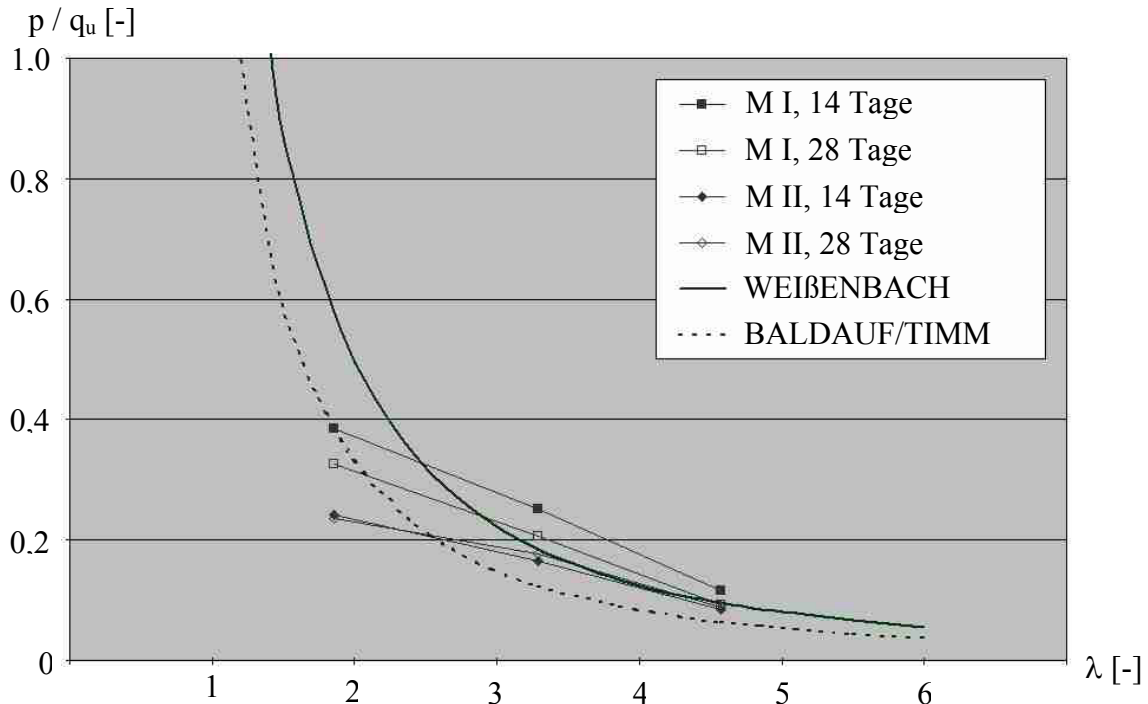


Abbildung 7.35: Relative Tragfähigkeiten der Balken in den Modellversuchen

Betrachtet man zunächst die Unterschiede der beiden Dichtwandmassen, so fällt folgendes auf: Die Ergebnisse der Masse M II im Alter von 14 und 28 Tagen liegen sehr dicht beieinander. Bei der Masse M I hingegen trifft dieses nur im Bereich großer Schlankheiten zu. Die Ursache liegt darin, dass – wie bereits angesprochen – die Tragfähigkeit gedrungener Balken weniger von der Druckfestigkeit abhängt als vielmehr von der Schubfestigkeit der Dichtwandmasse. Bei den Spaltzugversuchen (Kapitel 6.7) zeigte die Masse M I eine wesentlich höhere Festigkeit als die Masse M II, so dass auch bei den Balkenversuchen eine höhere Tragfähigkeit folgerichtig ist. Es kann festgestellt werden, dass die Spaltzugfestigkeiten untereinander in etwa den Verhältnissen der relativen Tragfähigkeiten der gedrungenen Balken mit $\lambda = 1,86$ entsprechen.

Für die Schlankheit $\lambda = 4,57$ stimmen die gemessenen Versuchswerte gut mit den nach den beiden Bemessungsansätzen zurückgerechneten Werten überein. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass im Gewölbescheitel ein mehraxialer Spannungszustand herrscht, der Ansatz der einaxialen Druckfestigkeit also einen unteren Grenzwert der Festigkeit darstellt. Insofern waren Versuchsergebnisse zu erwarten, die ein wenig oberhalb der Kurven von WEIßENBACH (1977) und BALDAUF/TIMM (1988) liegen.

Bei den gedrungenen Balken der Schlankheit $\lambda = 1,86$ hingegen weichen die Werte deutlich von denen der bekannten Ansätze ab. Selbst mit dem Ansatz des dreieckförmigen Spannungsverlaufs im Druckgewölbe nach BALDAUFF/TIMM (1988) wird die Tragfähigkeit der Balken teilweise noch deutlich überschätzt.

7.8.4 Zusammenfassung

Aus den durchgeführten Modellversuchen lassen sich für die Versagensart folgende Schlussfolgerungen ableiten:

- Bei den Balken mit der Schlankheit $\lambda = 1,86$ ist als Versagensursache hauptsächlich das Überschreiten der Schubfestigkeit anzusehen. Zeitgleich tritt eine Plastifizierung an der Auflagervorderkante auf, die auf ein Erreichen der Druckfestigkeit am Vertikalauflager hinweist.
- Die Balken mit den Schlankheiten $\lambda = 3,29$ und $\lambda = 4,57$ versagen infolge Erreichens der aufnehmbaren Druckspannungen im Gewölbe. Die Gewölbedicke beträgt dabei etwa 40 % der Balkendicke.

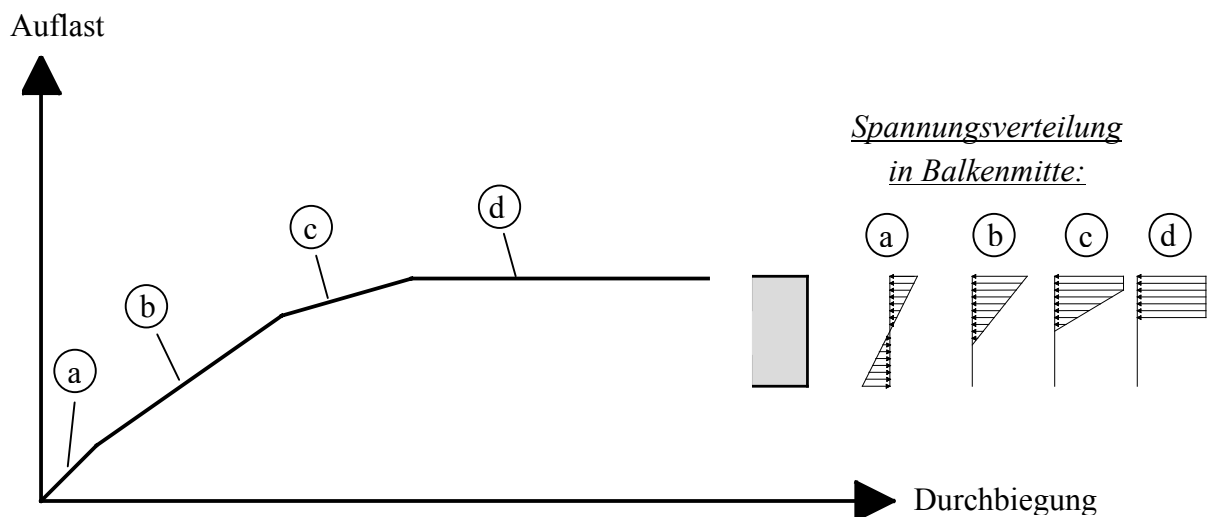


Abbildung 7.36: Spannungsverteilung in Abhängigkeit von der Verformung für $\lambda = 4,57$

Die Entwicklung der Spannungsverteilung im Mittelquerschnitt kann vereinfachend folgendermaßen beschrieben werden (Abbildung 7.36):

- In Phase (a) befindet sich der Balken noch im ungerissenen Zustand, die Spannungsverteilung in Balkenmitte entspricht daher der eines „Balkens auf zwei Stützen“, im oberen Bereich Druck und im unteren Bereich Zug.
- Nach Entstehen des Biegezugrisses wird in Phase (b) die Auflast über ein Druckgewölbe in die Auflager geleitet. Innerhalb des Druckgewölbes herrscht zunächst eine dreieckförmige Spannungsverteilung.
- Die Randspannung steigt so lange an, bis in Phase (c) die Druckfestigkeit der Dichtwandmasse erreicht ist und der Querschnitt zu plastifizieren beginnt.

- In Phase (d) ist schließlich die gesamte Druckzone durchplastifiziert, eine weitere Laststeigerung ist nicht mehr möglich.

Das Ende der Phase (b) wird als **Grenzzustand des Systems** angesehen, da ab hier Plastifizierungen auftreten, die zu großen Verformungen führen.

Die Berechnungsansätze von WEIßENBACH (1977) und BALDAUF/TIMM (1988) zeigen für den Schlankheitsbereich $\lambda = 4,57$ eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Tragfähigkeiten in den Modellversuchen.

Für die Schlankheit $\lambda = 1,86$ liegen die aus den beiden Ansätzen zurückgerechneten Tragfähigkeiten jedoch deutlich oberhalb der in den Modellversuchen erreichten Lasten und damit auf der unsicheren Seite. Die Ursache hierfür liegt darin, dass in den Berechnungsansätzen lediglich das Druckversagen der Dichtwandmasse vorausgesetzt wird, ein Schubversagen wird nicht explizit einbezogen.

8 Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente

8.1 Allgemeines

Um das Tragverhalten der Dichtwandmasse als Ausfachung beurteilen zu können, ist es unerlässlich, den Verlauf des inneren Kraftflusses zu kennen. Mit Hilfe einer Berechnung nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) kann dieser anhand der Hauptspannungstrajektorien nachvollzogen werden. Die Trajektorienbilder geben hierbei Auskunft über die Größe und Richtung der Hauptspannungen in den einzelnen Punkten und dienen damit als Grundlage für die anschließende Entwicklung eines geeigneten Stabwerkmodells.

Die numerische Abbildung der Modellversuche erfolgt mit dem kommerziellen Programmsystem PLAXIS (2002), einem Berechnungsprogramm, das speziell für Anwendungen im Bereich der Geotechnik entwickelt wurde. Das System der Dichtwandmasse als Ausfachung wird hierbei im ebenen Verformungszustand betrachtet.

8.2 Festlegung der Materialparameter

Aus den Last-Verformungs-Kurven der verschiedenen Laborversuche (Kapitel 6: Einaxialer Druckversuch, Triaxialversuch, Oedometerversuch) kann abgelesen werden, dass sich das hier untersuchte Material bis zu einem gewissen Spannungsniveau weitestgehend linear-elastisch verhält. Darüber stellt sich ein Grenzzustand entweder als Bruch dar (z. B. beim einaxialen Druckversuch) oder als Übergang in die Strukturverdichtung (z. B. beim Oedometerversuch, Triaxialversuch). Da sich die Strukturverdichtung durch einen plötzlichen, starken Abfall der Steifigkeit kennzeichnet, steigt hierdurch bei konstanter Spannung auch die Verformungsgeschwindigkeit erheblich an. Die damit verbundenen Auswirkungen auf das Tragverhalten des Gesamtsystems können nur schwer abgeschätzt werden. Dieser Übergang ist als *Grenzzustand des Systems* anzusehen. Es ist somit ausreichend, wenn das für die FEM-Berechnung zu wählende Stoffgesetz das Last-Verformungs-Verhalten des Materials bis zum Bruchzustand linear-elastisch abbildet.

Für die Dichtwandmasse kommt das Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb (PLAXIS, 2002) zur Anwendung, da es die oben angesprochene Bedingung erfüllt und mit vergleichsweise wenig Eingabeparametern auskommt. Für die Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Materials wird die Option „tension cutoff“ aktiviert, die Zugspannungen nur bis zu einem vorgegebenen Grenzwert zulässt. Auf der sicheren Seite liegend wird an dieser Stelle statt der einaxialen Zugfestigkeit die Spaltzugfestigkeit angesetzt (vgl. Kapitel 5.8 Formel (5.9) und Kapitel 6.7).

Aufgrund der relativ schnellen Belastung der Probekörper in den Modellversuchen und der geringen Wasserdurchlässigkeit der Dichtwandmassen können die Entwässerungsbedingungen als „undrainiert“ idealisiert werden. Es ist daher ausreichend, bei der Simulation der Mo-

dellversuche die Stoffparameter in undrainierten Zustand anzusetzen. Hierbei wird auf die in Kapitel 6 bestimmten „Boden“-Kennwerte für die Dichtwandmasse zurückgegriffen. Die fehlenden Werte für die Scherfestigkeit im undrainierten Zustand c_u der 28-Tage-Proben werden vereinfacht über die Bedingung $c_u = q_u / 2$ bestimmt.

				M I		M II	
				14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
Labor	Druckfestigkeit	q_u	[N/mm ²]	0,474	0,969	0,723	1,029
	Reibungswinkel	φ_u	[°]	0	0	0	0
	undrainierte Scherfestigkeit	c_u	[N/mm ²]	0,265	0,485	0,422	0,515
	Verformungsmodul	E_v	[N/mm ²]	93	179	144	156
	Querkontraktion	v_z	[-]	0,36	0,37	0,34	0,34
	Spaltzugfestigkeit	σ_{SZ}	[N/mm ²]	53	65	59	67
PLAXIS	Reibungswinkel	φ_u	[°]	0	0	0	0
	undrainierte Scherfestigkeit	c_u	[N/mm ²]	0,265	0,485	0,422	0,515
	E-Modul	E	[N/mm ²]	120	125	109	162
	Querkontraktion	ν	[-]	0,36	0,37	0,34	0,34
	tension cutoff	$\sigma_{Z,zul}$	[N/mm ²]	53	65	59	67

Tabelle 8.1: Eingabewerte in die FEM-Berechnung

Wie aus der Tabelle 8.1 ersichtlich ist, können fast alle Werte der Laborversuche in dem Stoffgesetz unverändert übernommen werden. Die Werte der E-Moduln werden so gewählt, dass die Steigungen der Last-Verformungs-Kurven in simulierten triaxialen UU-Versuchen mit denen der Laborversuche übereinstimmen.

8.3 Abbildung von Spaltzugversuchen

Wie aus Schubversuchen an Stahlbeton-Balken bekannt ist, kann die Querkzugfestigkeit des Materials für die Tragfähigkeit eine entscheidende Rolle spielen. Um zu gewährleisten, dass das gewählte Stoffgesetz Querkzugspannungen wirklichkeitsnah abbildet, werden vorweg die im Labor durchgeführten Spaltzugversuche simuliert. Aus Symmetriegründen reicht es aus, den Probekörper oberhalb der horizontalen Symmetrieachse zu diskretisieren (Abbildung 8.1). Der Bereich zwischen dem zylindrischen Probekörper und dem Systemrand ist mit einem weichen Boden „aufgefüllt“, der keinen Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten des Probekörpers selbst hat. Die Belastung wird in Form einer Linienlast angeordnet, die mittig an dem Lastverteilungstreifen angreift. Die maximale Belastung entspricht jeweils dem mittleren Bruchwert, der in den Laborversuchen (Kapitel 6.7) gemessen wurde.

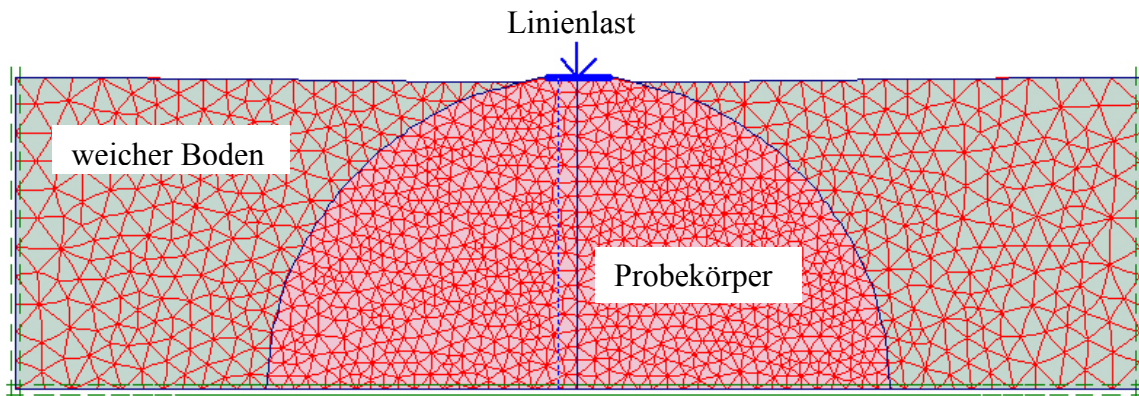


Abbildung 8.1: Randbedingungen und Elementnetz bei der Simulation von Spaltzugversuchen

Bei der numerischen Abbildung der Laborversuche (Abbildung 8.2) fällt auf, dass im Bereich direkt unterhalb des Lastverteilungstreifens „plastic points“ (PLAXIS, 2002) entstehen, also Spannungspunkte, bei denen die Fließbedingung nach Mohr-Coulomb erreicht ist. Die Ursache hierfür liegt darin, dass die Lastlasteinleitung trotz des Lastverteilungstreifens noch in sehr konzentrierter Form stattfindet. Das hat zwar Auswirkungen auf die Größe der Druckspannungen σ_D direkt unterhalb des Lastverteilungstreifens, nicht jedoch auf die Größe der Zugspannungen σ_Z , die erst im Bereich der horizontalen Symmetrieachse ihr Maximum erreichen (vgl. Kapitel 5.8 Abbildung 5.11).

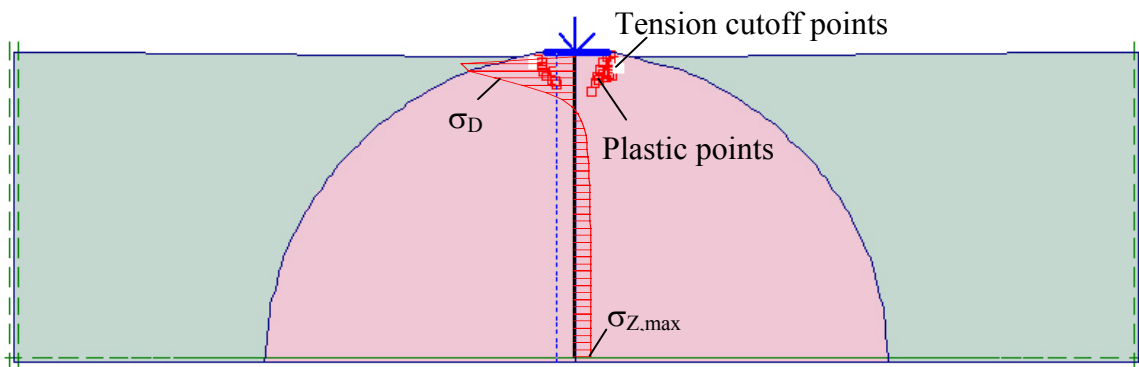


Abbildung 8.2: Plastische Punkte und Horizontalspannungsverteilung in der Mittelachse

Ein Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der analytischen Auswertung der Spaltzugversuche (Tabelle 8.2) belegt, dass das gewählte Stoffgesetz für die Abbildung von Querspannungen im elastischen Bereich sehr gut geeignet ist und diese nur geringfügig unterschätzt.

			M I		M II	
			14 Tage	28 Tage	14 Tage	28 Tage
PLAXIS	$\sigma_{Z,max}$	[N/mm ²]	51	64	57	66
Spaltzugversuche	σ_{SZ}	[N/mm ²]	53	65	59	67

Tabelle 8.2: Maximale Zugspannungen in der FEM-Berechnung

8.4 Abbildung von Balkenversuchen

8.4.1 Allgemeines

Das Ziel der FEM-Berechnung liegt neben der numerischen Abbildung der durchgeführten Modellversuche darin, allgemeine Erkenntnisse zum Gewölbetragverhalten in Abhängigkeit von den unterschiedlichen geometrischen und materialspezifischen Randbedingungen zu erlangen. Die Schlankheit λ der Probekörper ist hierbei der zentrale unabhängige Parameter, so dass neben den im Labor untersuchten drei Schlankheiten weitere zehn Probekörper im Schlankheitsbereich zwischen $\lambda = 1,0$ und $\lambda = 6,0$ numerisch untersucht werden. Besonderer Augenmerk wird auf die Versagensursachen und -mechanismen gelegt, sowie auf die Spannungsverteilung innerhalb der Probekörper, die mit Hilfe von Hauptspannungstrajektorien sichtbar gemacht werden kann.

8.4.2 Eingabewerte

Das in dem Programmsystem PLAXIS (2002) zur Verfügung stehende Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb bietet die Möglichkeit, Zugspannungen ab einem gewissen Grenzwert „abzuschneiden“. Diese werden dann jedoch nicht auf Null gesetzt, sondern behalten ihren Grenzwert. Hierdurch ist es nicht möglich, einen Probekörper nacheinander im Zustand I (ungerissener Querschnitt) und im Zustand II (gerissener Querschnitt) zu untersuchen. Da für die Spannungsverteilung im Zustand I ausreichend genaue, analytische Ansätze vorhanden sind, werden die Probekörper nur im Zustand II abgebildet. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Biegezugfestigkeit in Balkenmitte bereits überschritten ist und sich dort ein Biegezugriss eingestellt hat, Zugspannungen an dieser Stelle also nicht mehr übertragen werden. Weitere, besondere Randbedingungen stellen die horizontalen Auflagerränder dar. Die Durchbiegung in Balkenmitte führt zu einer Verdrehung der beiden Balkenhälften gegeneinander und damit zu einer Ablösung des Balkens vom oberen Bereich des horizontalen Auflagers entsprechend einem Zugriss in der Dichtwandmasse auf der Erdseite in Trägerachse. Zur Simulation dieser beiden Ablösungseffekte (Riss in Balkenmitte + Ablösung vom Auflager) werden „Interface-Elemente“ eingesetzt und deren aufnehmbare Zugspannung zu Null gesetzt (Abbildung 8.3). Alle übrigen Materialparameter dieser Elemente entsprechen denen der Dichtwandmasse nach Tabelle 8.1.

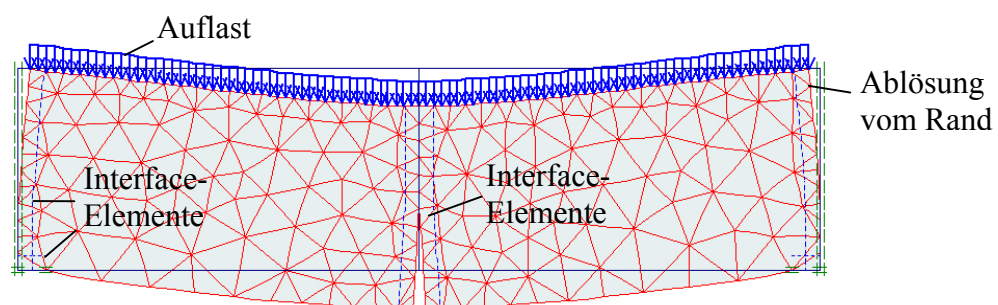


Abbildung 8.3: Randbedingungen und Elementnetz am verformten Balken

Das Untersuchungsprogramm umfasst beide Materialien (M I und M II) jeweils in beiden Probenaltern (14 und 28 Tage) und jeweils in den Schlankheiten $\lambda = 1,0 / 1,5 / 1,86 / 2,0 / 2,5 / 3,0 / 3,29 / 3,5 / 4,0 / 4,57 / 5,0 / 5,5$ und 6,0. Die kursiven Werte stellen die in den Modellversuchen untersuchten Schlankheiten dar.

8.4.3 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Modellversuchen

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Last-Verformungs-Kurven aus den Ergebnissen der FEM-Berechnungen im Vergleich zu denen aus den Modellversuchen.

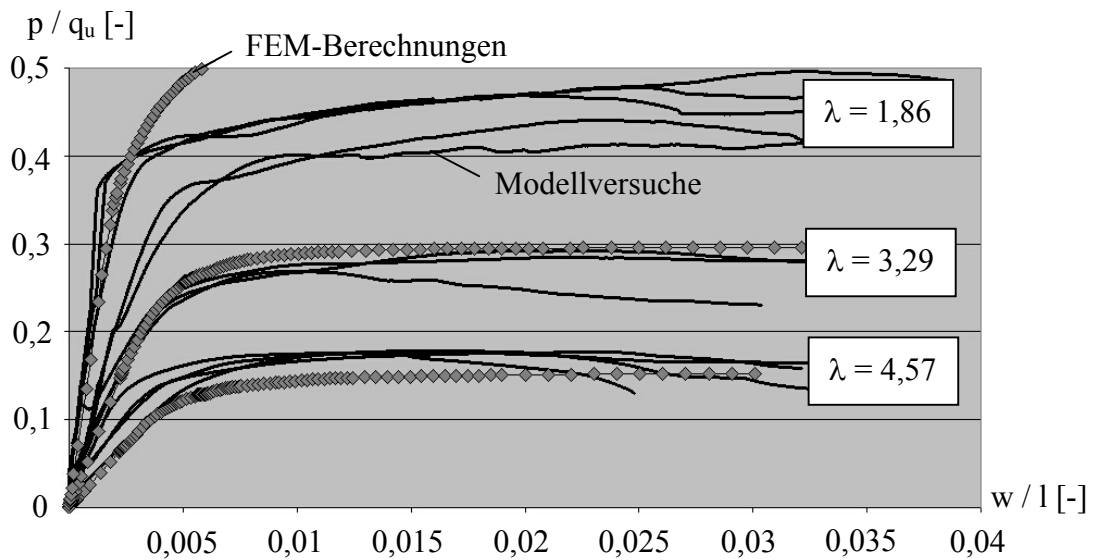


Abbildung 8.4: Last-Verformungs-Kurven für M I, Probenalter 14 Tage

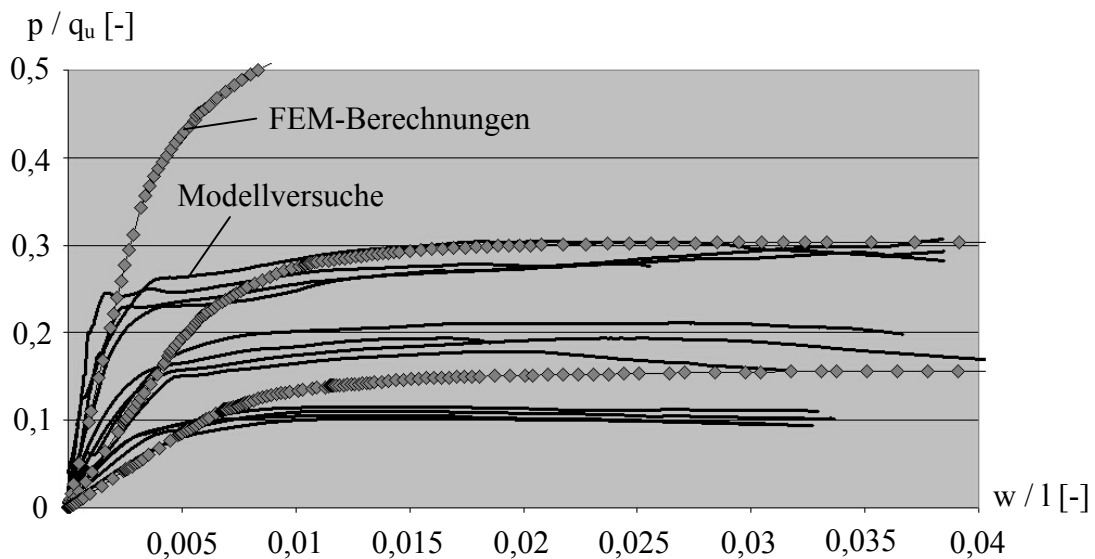


Abbildung 8.5: Last-Verformungs-Kurven für M II, Probenalter 14 Tage

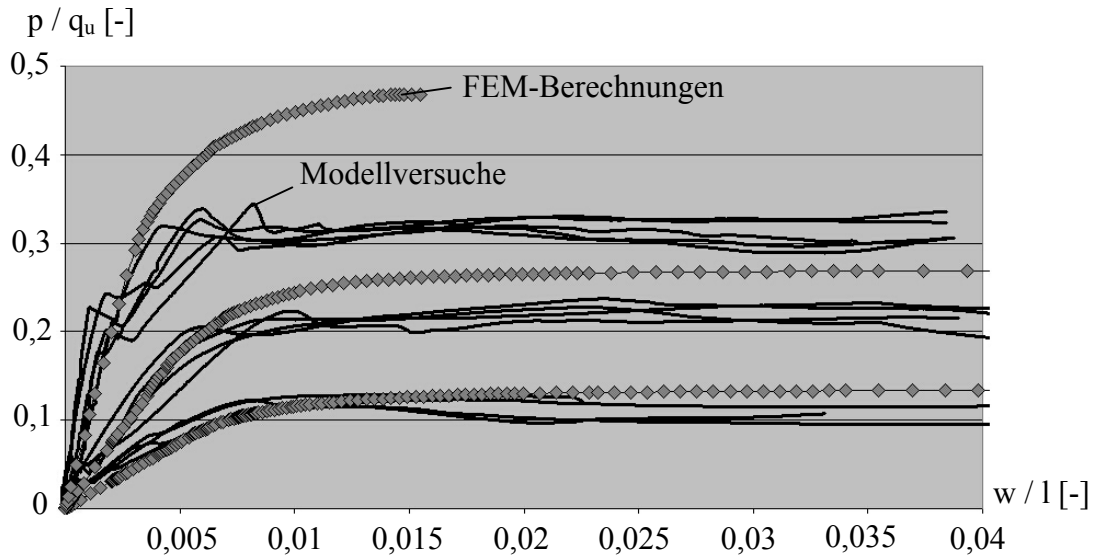


Abbildung 8.6: Last-Verformungs-Kurven für M I, Probenalter 28 Tage

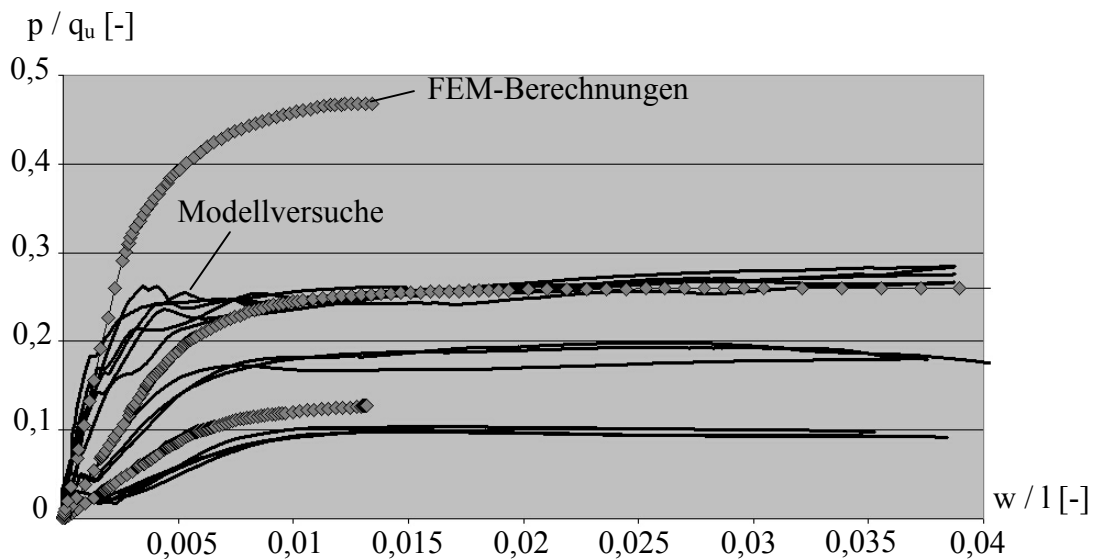


Abbildung 8.7: Last-Verformungs-Kurven für M II, Probenalter 28 Tage

Zunächst wird darauf hingewiesen, dass die Last-Verformungs-Kurven der Modellversuche auch die Verformungen bis zur Entstehung des Biegezugrisses (Zustand I) beinhalten. Da diese Phase bei der FEM-Berechnung nicht mit abgebildet wird, können die Kurven nicht einfach über ihre Deckungsgleichheit beurteilt werden, vielmehr ist nur ein Vergleich der Systemsteifigkeiten, also der Steigungen der Kurven sinnvoll. Diese stimmen in allen Fällen gut überein.

Weit auffälliger ist, dass ab dem Ende des linearen Bereichs der Last-Verformungs-Kurven die Ergebnisse der FEM-Berechnung und der Modellversuche teilweise erheblich voneinander abweichen. Die Ursache liegt darin, dass mit dem Stoffgesetz das tatsächliche Systemverhalten der Dichtwandmasse – gerade im plastischen Bereich – nur grob abgebildet wird. Wichtige Effekte des tatsächlichen Verformungsverhaltens (Strukturverdichtung, Rissent-

stehung) werden hierbei vernachlässigt. Insbesondere der plötzliche Lastabfall der gedrun- genen Proben ist auf die Entstehung eines Risses am Auflager zurückzuführen (vgl. Kapitel 7.8.2.1). Da mit dem Auftreten solcher Effekte jedoch bereits der Grenzzustand des Systems definiert ist, entfällt eine Auswertung der Ergebnisse jenseits dieses Grenzzustandes. Es ist also nur der lineare Bereich der Last-Verformungs-Kurven maßgebend. Auch hier ist eine gute Übereinstimmung der FEM-Ergebnisse mit denen der Modellversuche festzustellen.

8.4.4 Variation der Balkenschlankheit

Wie bereits erwähnt, wird für das Tragsystem jeweils das Ende des linearen Bereichs der Last-Verformungs-Kurven als Grenzzustand des Systems definiert. Bis zu diesem Zeitpunkt kann von einer dreieckförmigen Verteilung der horizontalen Auflagerspannungen ausgegangen werden. Bei der zugehörigen Auflast p wird für jeden Versuch die resultierende Horizontalkraft H , deren Hebelarme am Auflager a_a und in Balkenmitte a_m und die Durchbiegung in Balkenmitte w bestimmt (Abbildung 8.8). Der Vergleich mit den Ergebnissen der Modellversuche findet ebenfalls für die Auflasten im jeweiligen Grenzzustand statt.

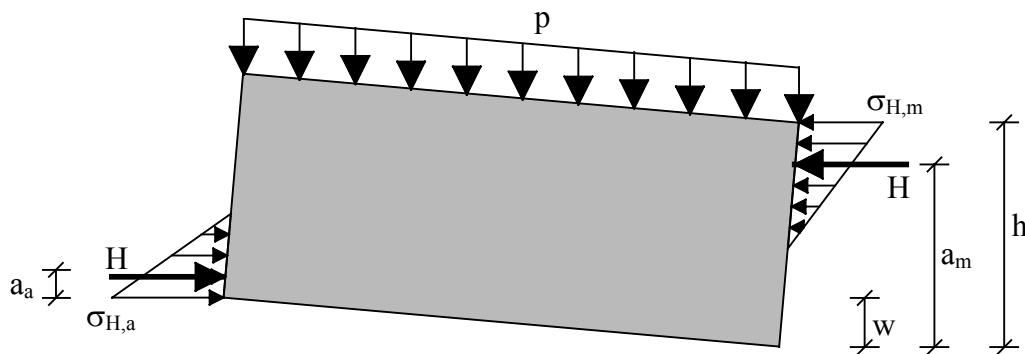


Abbildung 8.8: Verteilung der Horizontalspannungen am halben Balken

Abbildung 8.9 zeigt die Größe der Auflasten p im Grenzzustand des Systems bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit q_u in Abhängigkeit von der Schlankheit λ . Diese Werte stellen sich als nahezu unabhängig vom Probenalter heraus, so dass pro Dichtwandmasse die Werte für 14 Tage alte Proben und die der 28 Tage alten Proben gemittelt und zu jeweils *einer* Kurve zusammengefasst werden können.

Zum Vergleichs sind zusätzlich die mit den Annahmen von WEIBENBACH und BALDAUF/TIMM errechneten Auflasten im Grenzzustand dargestellt (vgl. Kapitel 3.4 Formeln (3.9) und (3.10)).

Es zeigt sich, dass die simulierten Balkenversuche im Schlankheitsbereich $\lambda \geq 3,0$ ungefähr die gleichen Auflasten erreichen wie sie nach dem Ansatz von BALDAUF/TIMM für eine dreieckförmige Spannungsverteilung berechnet wurden. Im Bereich $\lambda < 3,0$ liegen sie jedoch deutlich darunter. Dieser Effekt konnte bereits im Rahmen der Auswertung der Modellversuche festgestellt werden.

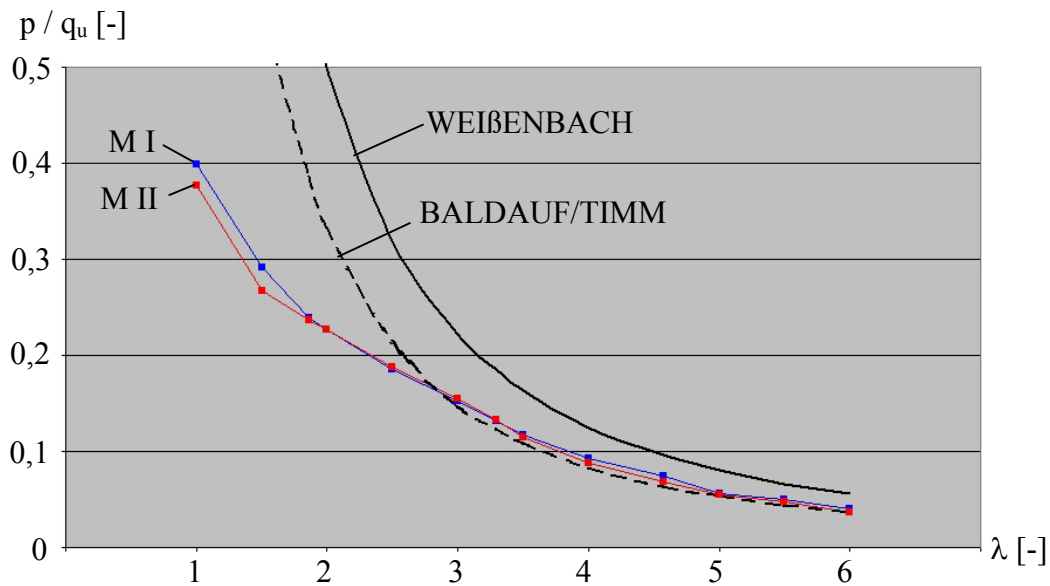


Abbildung 8.9: Belegene Auflasten im Grenzzustand des Systems

Auch der Verlauf der Hebelarme a_a und a_m der Horizontalkraft H (Abbildung 8.10) lässt auf ein gleiches Materialverhalten der beiden Dichtwandmassen M I und M II schließen. Beide Hebelarme (am Auflager und in Balkenmitte) zeigen einen bilinearen Verlauf über die Schlankheit λ . Wird die Verteilung der horizontalen Auflagerspannung im Bereich $\lambda < 2,0$ ausgewertet, so zeigt sich, dass sie dort – im Gegensatz zum übrigen Bereich – keinen dreieckförmigen Verlauf hat. Hier wirkt sich die behinderte Querdehnung der Dichtwandmasse in Form von „bauchigen“ Spannungsverteilungen aus, die zu entsprechenden Verschiebungen der Schwerpunkte in der Spannungsverteilung (also der Hebelarme) führen. In diesem Schlankheitsbereich wird durch die relativ hohe Auflast p im Grenzzustand dieses Verhalten noch verstärkt.

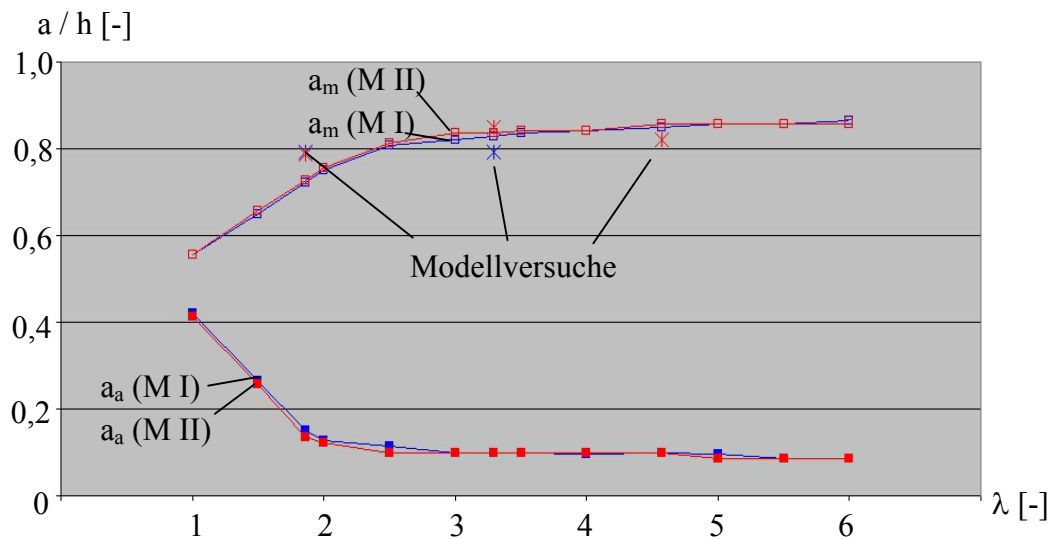


Abbildung 8.10: Belegene Hebelarme im Grenzzustand des Systems

Auch bei der Auswertung der Modellversuche wurden die Hebelarme a_m rückgerechnet (Kapitel 7.8.2.2), sie sind ebenfalls in der Abbildung 8.10 dimensionslos mit eingetragen. Die Werte stimmen sehr gut mit den numerischen Ergebnissen überein. Die Ursache der geringen Abweichungen ist in den messtechnischen Ungenauigkeiten begründet.

Abbildung 8.11 zeigt die mit q_u und l dimensionslos ausgedrückte Horizontalkräfte H im Gewölbe im Grenzzustand des Systems in Abhängigkeit von der Schlankheit λ .

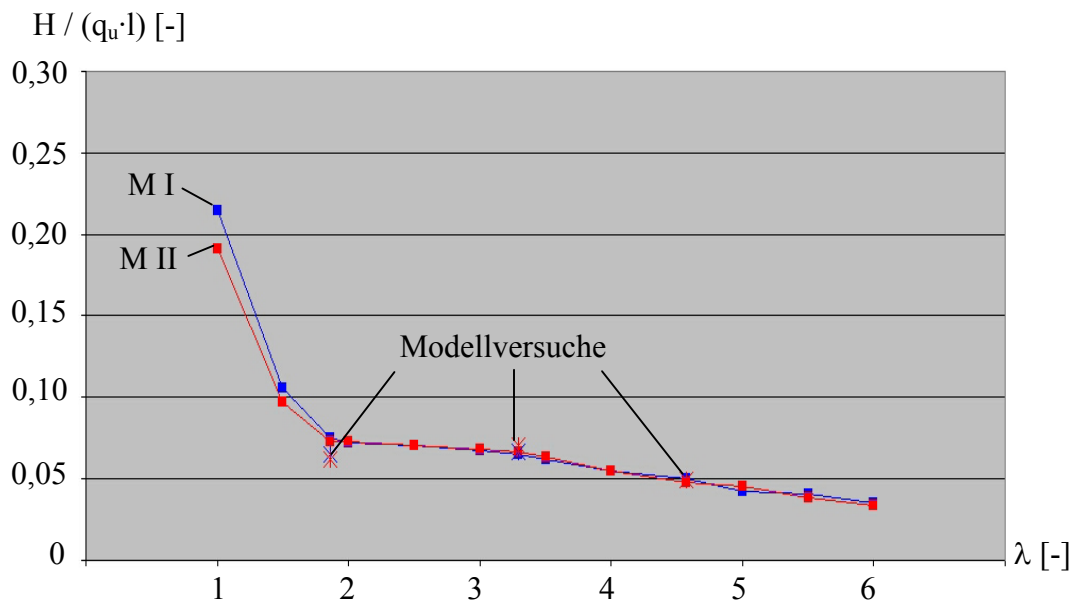


Abbildung 8.11: Bezogene Horizontalkräfte im Grenzzustand des Systems

Auch hier werden die (in diesem Fall direkt gewonnenen) Messwerte aus den Modellversuchen gut von den numerischen Berechnungen abgebildet. Wieder ist infolge der Querdehnung eine deutliche Änderung des Kurvenverlaufs im Bereich $\lambda < 2,0$ erkennbar.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass sich mit der numerischen Simulation die Ergebnisse der Modellversuche im Gebrauchslastbereich gut abbilden lassen. Ferner verhalten sich beide Materialien (M I und M II) in beiden Probenaltern (14 und 28 Tage) ähnlich und können somit für weitere Auswertungen zusammengefasst werden. Für Schlankheiten $\lambda \geq 2,0$ ist keine Beeinflussung der Spannungsverteilung durch die Querdehnung zu erkennen. In diesem Schlankheitsbereich können die Auflast p im Grenzzustand des Systems, die Hebelarme der Horizontalkraft am Auflager a_a und in Balkenmitte a_m und die Durchbiegung in Balkenmitte w dimensionslos durch folgende Funktionen angenähert werden:

$$\frac{p}{q_u} = 0,01 \cdot \lambda^2 - 0,1266 \cdot \lambda + 0,4401 \quad [-] \quad (8.1)$$

$$\frac{a_a}{h} = -0,006 \cdot \lambda + 0,121 \quad [-] \quad (8.2)$$

$$\frac{a_m}{h} = 0,013 \cdot \lambda + 0,788 \quad [-] \quad (8.3)$$

$$\frac{w}{h} = 0,006 \cdot \lambda - 0,008 \quad [-] \quad (8.4)$$

Die Qualität der Näherungsfunktionen wird in Abbildung 8.12 und Abbildung 8.13 grafisch verdeutlicht.

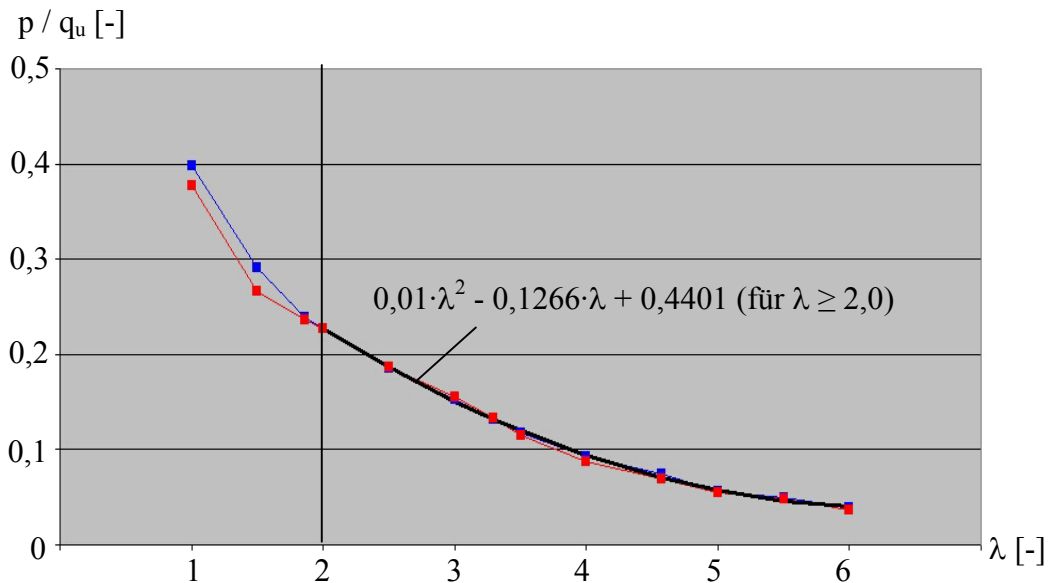


Abbildung 8.12: Näherungsfunktion für die bezogenen Auflasten im Grenzzustand

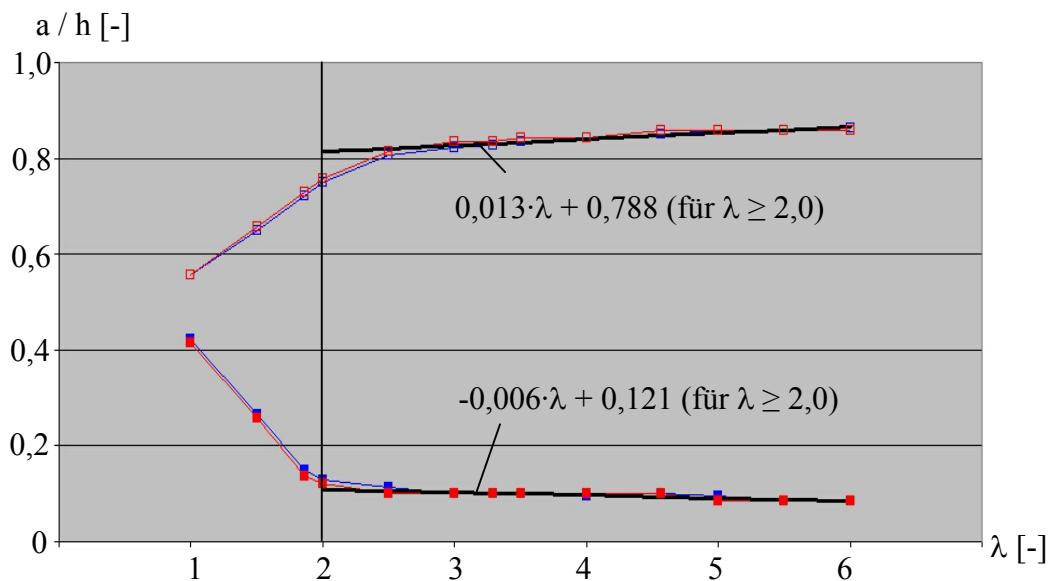


Abbildung 8.13: Näherungsfunktionen für die bezogenen Hebelarme im Grenzzustand

8.4.5 Variation der übrigen Eingabeparameter

Die in Kapitel 8.4.4 bestimmten Näherungsfunktionen sind zunächst nur für die dort angenommenen Materialparameter und Randbedingungen gültig.

In einer weiterführenden Berechnung werden letztere nun variiert, um ihren Einfluss auf die Hebelarme a_a und a_m zu bestimmen. Als Bezugswerte werden die Materialparameter der Dichtwandmasse M I im Probenalter von 14 Tagen genommen.

Neben der Variation der Materialparameter wird zudem eine Berechnung mit den geometrischen Randbedingungen des Prototyps (Wanddicke $d = 0,60$ m) und eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung (updated mesh analysis) durchgeführt.

		$\lambda = 1,89$		$\lambda = 3,28$		$\lambda = 4,57$	
		$p = 125 \text{ kN/m}^2$		$p = 70 \text{ kN/m}^2$		$p = 39 \text{ kN/m}^2$	
		$a_a / h [-]$	$a_m / h [-]$	$a_a / h [-]$	$a_m / h [-]$	$a_a / h [-]$	$a_m / h [-]$
M I (14 Tage)	E = 120 N/mm²	0,15	0,72	0,10	0,84	0,10	0,85
	$\varphi = 0^\circ$						
	c = 0,265 N/mm²						
	v = 0,36						
	$\sigma_{Z,zul} = 53 \text{ N/mm}^2$						
	E = 500 N/mm²	0,15	0,72	0,10	0,84	0,10	0,85
	E = 20 N/mm²	0,15	0,72	0,10	0,84	0,10	0,85
	$\varphi = 42,1^\circ$	0,15	0,72	0,10	0,84	0,10	0,85
	c = 107 N/mm²	0,15	0,72	0,10	0,84	0,10	0,85
	v = 0,1	0,14	0,74	0,09	0,85	0,10	0,85
	v = 0,2	0,15	0,73	0,10	0,85	0,10	0,85
	v = 0,45	0,17	0,70	0,10	0,84	0,10	0,85
	$\sigma_{Z,zul} = 0$	0,16	0,71	0,11	0,83	0,11	0,84
	$\sigma_{Z,zul} = 10 \text{ N/mm}^2$	0,15	0,72	0,10	0,84	0,10	0,84
	$\sigma_{Z,zul} = 20 \text{ N/mm}^2$	0,15	0,72	0,10	0,84	0,10	0,84
	Updated mesh analysis	0,15	0,72	0,10	0,84	0,10	0,85
	Prototyp (d = 0,60 m)	0,15	0,72	0,10	0,84	0,10	0,85

Tabelle 8.3: Parametervariation

Wie die Ergebnisse der Variationsrechnungen zeigen, sind die Hebelarme a_a und a_m weitestgehend unabhängig von den Materialparametern. Lediglich eine Variation der Querkontraktionszahl v führt bei gedrungenen Balken ($\lambda = 1,86$) zu einer stärkeren Beeinflussung der Werte. In diesem Schlankheitsbereich nimmt die Querdehnung – wie bereits festgestellt – einen direkten Einfluss auf die Spannungsverteilung am horizontalen Auflager („bauchige“ Spannungsverteilung). Dieses ist jedoch nur für Extremwerte der Querkontraktionszahl ($v = 0,45$) rechnerisch von Bedeutung. Die übrigen Abweichungen sind nur sehr gering und deshalb nicht weiter zu berücksichtigen.

Für eine spätere Bemessung der Dichtwandmasse als Ausfachung einer Verbauwand ist es wichtig zu wissen, in welchem Maß die Zugfestigkeit des Materials für die Lastabtragung in Anspruch genommen wird.

Hierfür werden bei Variation der aufnehmbaren Biegezugspannung $\sigma_{Z,zul}$ („tension cutoff“) neben den Hebelarmen a_a und a_m (Tabelle 8.3) nachfolgend auch die Last-Verformungs-Kurven betrachtet.

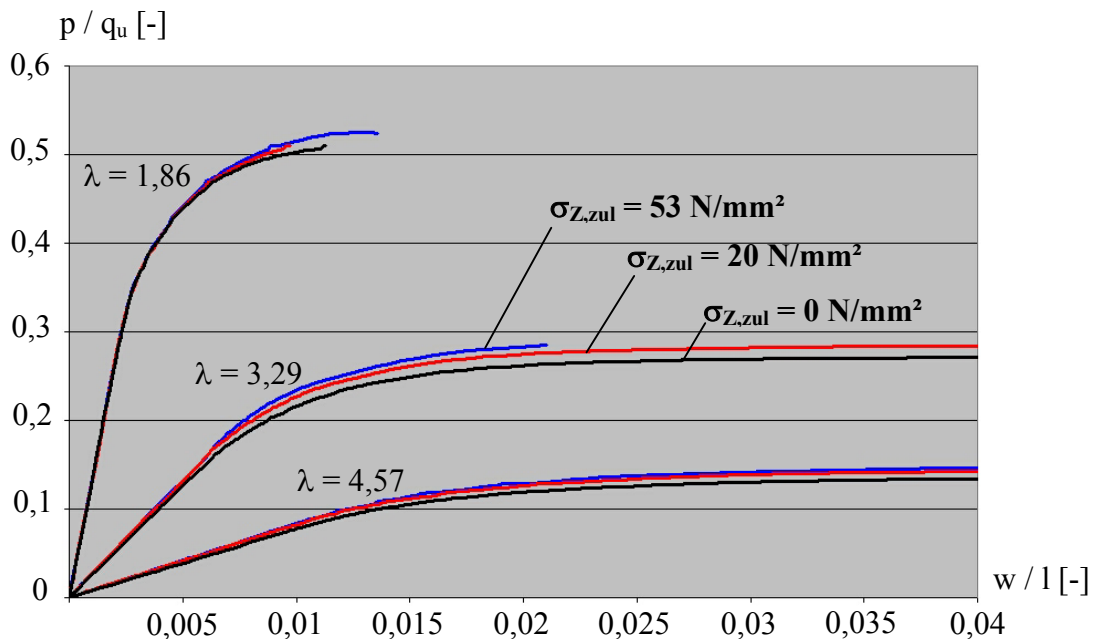


Abbildung 8.14: Last-Verformungs-Kurven MI Probenalter 14 Tage

Abbildung 8.14 zeigt deutlich, dass die Zugfestigkeit für das Tragverhalten der Balken nur eine untergeordnete Rolle spielt. Es entstehen zwar Zugspannungen in der Probe (die dann eventuell auch „abgeschnitten“, also begrenzt werden), die Last-Verformungs-Kurven bleiben davon aber nahezu unbeeinflusst. Das Haupttragelement für alle drei Schlangheitsbereiche ist also das Druckgewölbe. Bis zum Grenzzustand des Systems (also im linearen Bereich der Kurven) ist somit der Einfluss der Querspannungen vernachlässigbar.

8.4.6 Untersuchungen der Versagensmechanismen

Abbildung 8.15 bis Abbildung 8.19 zeigen die Verteilungen der „relativen Scherspannungen“ in den Balken mit unterschiedlicher Schlankheit, das heißt das Verhältnis der vorhandenen Scherspannungen τ zu den nach dem Stoffgesetz von Mohr-Coulomb aufnehmbaren maximal möglichen Scherspannungen τ_{max} , also der Ausnutzungsgrad (Legende siehe Abbildung 8.15c). Die jeweils linken Balkenhälften (Abbildungen a) zeigen die Balken im Grenzzustand des Systems, während die jeweils rechten Balkenhälften (Abbildungen b) einen Zustand darstellen in dem bereits große plastische Verformungen erreicht sind (Nachbruchzustand). Hierdurch wird ein besserer Rückschluss auf die Kinematik der Versagensarten möglich. Eventuell erkennbare Scherzonen im Bereich des Auflagers sind in diesen Abbildungen zusätzlich als gestrichelte Linien markiert.

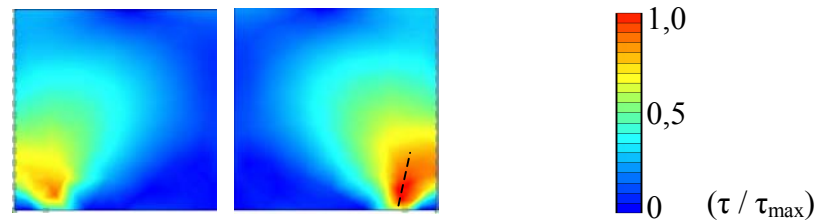


Abbildung 8.15: Relative Scherspannungen für $\lambda = 2,0$
 a) im Grenzzustand b) im Nachbruchzustand c) Legende

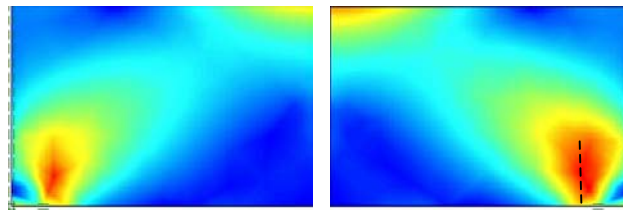


Abbildung 8.16: Relative Scherspannungen für $\lambda = 3,0$
 a) im Grenzzustand b) im Nachbruchzustand

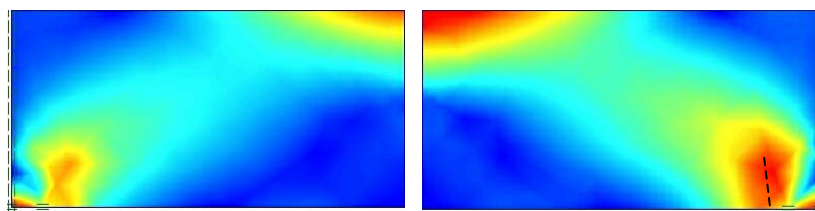


Abbildung 8.17: Relative Scherspannungen für $\lambda = 4,0$
 a) im Grenzzustand b) im Nachbruchzustand

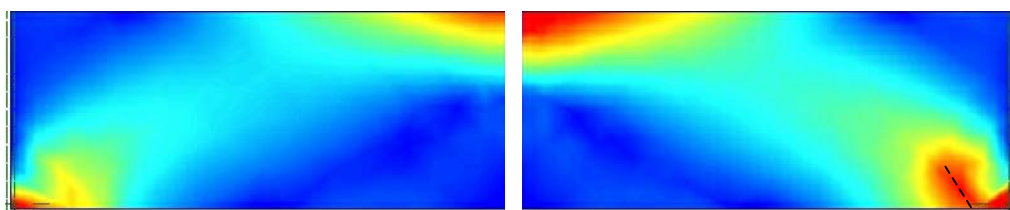


Abbildung 8.18: Relative Scherspannungen für $\lambda = 5,0$
 a) im Grenzzustand b) im Nachbruchzustand

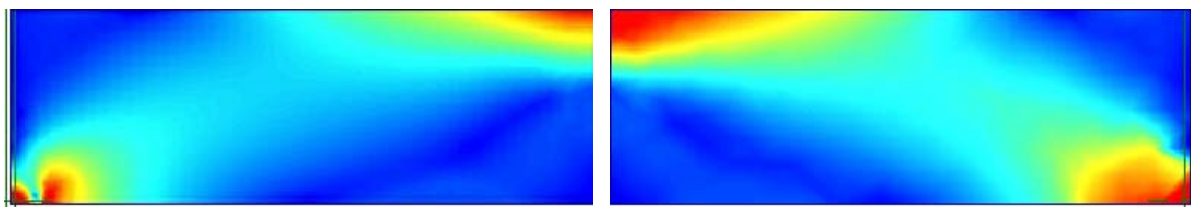


Abbildung 8.19: Relative Scherspannungen für $\lambda = 6,0$
 a) im Grenzzustand b) im Nachbruchzustand

Abbildung 8.20 bis Abbildung 8.24 stellen die Hauptspannungstrajektorien in den gesamten Balken dar, also die Größe und Richtung der Hauptspannungen in den jeweiligen Punkten.

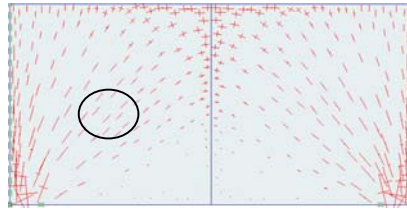


Abbildung 8.20: Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 2,0$

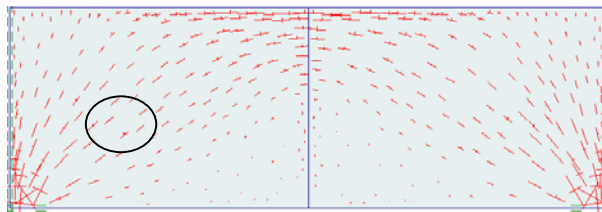


Abbildung 8.21: Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 3,0$

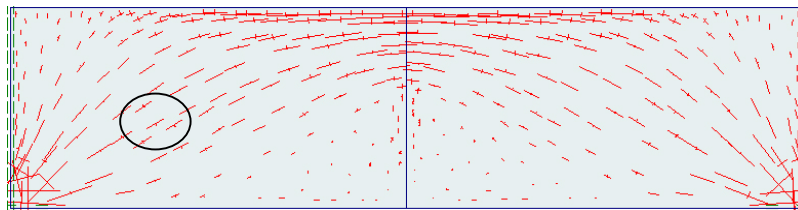


Abbildung 8.22: Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 4,0$

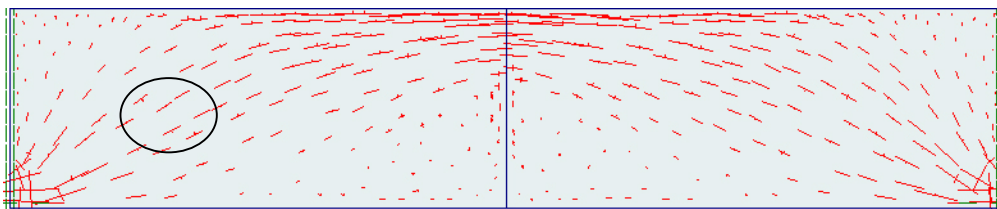


Abbildung 8.23: Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 5,0$

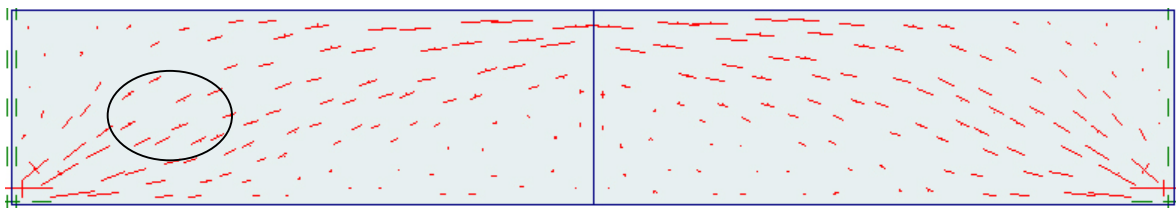


Abbildung 8.24: Hauptspannungstrajektorien für $\lambda = 6,0$

Betrachtet man die Verteilung der „relativen Scherspannungen“, so fällt auf, dass bei fast allen Schlankheiten deutlich ein Scherbereich zu erkennen ist, der von der Auflagervorderkante ausgeht. Lediglich der sehr schlanke Balken $\lambda = 6,0$ weist diesen Scherbereich nicht so deutlich auf. Mit zunehmender Schlankheit ändert sich jedoch die „Neigung“ der Achse

dieses Scherbereichs. Zusätzlich werden sowohl die Scherspannungen im Gewölbescheitel als auch im Auflagerwinkel verstärkt ausgenutzt.

Übereinstimmend mit den Feststellungen bei der Auswertung der Modellversuche (Kapitel 7.8.4) kann also zusammengefasst werden, dass für kleine Schlankheiten der Schub im Bereich der Auflagervorderkante für das Systemversagen verantwortlich ist, während es für große Schlankheiten der Druck bzw. Schub im Bereich des Gewölbescheitels und des Auflagerwinkels ist. Daneben ist jedoch zu berücksichtigen, dass das verwendete Stoffgesetz kein explizites Grenzkriterium für ein Druckspannungsversagen beinhaltet, sondern lediglich für ein Schubversagen. Ein Druckspannungsversagen wird von dem Stoffgesetz nur *indirekt* berücksichtigt, wenn die Hauptspannungsdifferenz groß genug ist, so dass der Spannungskreis die Scherfläche berührt. Im Gewölbescheitel und im Auflagerwinkel kann das der Fall werden und damit zu einem Druckspannungsversagen führen.

Die Trajektorienbilder veranschaulichen das Druckgewölbe und bilden die Grundlage für die im Kapitel 9 beschriebene Modellvorstellung. In den mit gestrichelten Linien markierten Bereichen treten zwar Querspannungen auf, diese sind jedoch nur sehr gering und beeinflussen – wie bereits beschrieben – das Last-Verformungs-Verhalten nur unmaßgeblich.

9 Modellvorstellung zum Tragverhalten

9.1 Einleitung

Wie aus den Modellversuchen und den FEM-Berechnungen hervorgeht, zeigen balkenförmige Körper aus Dichtwandmasse in Abhängigkeit von ihrer Schlankheit ein unterschiedliches Bruchverhalten. Während für gedrungene Balken die Spannung am Auflager maßgebend erscheint, ist es bei schlanken Balken eher die Überschreitung der Druckfestigkeit in Balkenmitte, die das Versagen herbeiführt.

Da die Biegezugfestigkeit von Dichtwandmassen nur sehr gering ist, erscheint es aus wirtschaftlichen Gründen sinnvoll, diese nicht als Bemessungskriterium heranzuziehen (Zustand I). Die nachfolgend beschriebene Modellvorstellung geht deshalb von einem „gerissenen“ Querschnitt aus (Zustand II). Die damit verbundene Rotation der beiden Balkenhälften ist Voraussetzung für die Mobilisierung der horizontalen Längsauflagerkräfte und damit für die Bildung des lastabtragenden Druckgewölbes.

Die im Folgenden beschriebene Modellvorstellung des Tragverhaltens eines solchen Systems gründet sich auf ein lastabtragendes Stabwerkmodell. Diese Methode hat sich in jüngster Zeit zunehmend bewährt und schließlich Eingang in die DIN 1045-1 (2001) gefunden. Da die Dichtwandmasse in den Laborversuchen unter Gebrauchslasten ein weitgehend linear-elastisches Materialverhalten aufweist, erscheint diese Methode für die hier untersuchte Problemstellung geeignet.

Aus Sicht des Massivbaus könnte das in dieser Arbeit untersuchte Problem als herkömmliches Balken- bzw. Scheibenproblem angesehen werden. Der Werkstoff „Dichtwandmasse“ unterscheidet sich jedoch deutlich vom Werkstoff „Beton“. Er ist mit einem „Zementleim“ vergleichbar, der jedoch einen sehr hohen Wasser-Feststoff-Verhältnis ($m_w / f > 4$) hat. Zusätzlich befinden sich noch Ton-Anteile in der Dichtwandmasse. Beides führt dazu, dass sich zwischen dem Feststoffgerüst große Poren ausbilden, die mit chemisch nicht gebundenem Wasser gefüllt sind. Aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit kann dieses Porenwasser bei Belastung des Feststoffgerüsts nicht ausreichend schnell abfließen, so dass sich ein Porenwasserdruck (PWD) aufbaut, der das Last-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse beeinflusst. In der Bodenmechanik wird bei Materialien mit solchen Eigenschaften ein „drainiertes“ (PWD = 0) von einem „undrainierten“ (PWD \neq 0) Verhalten unterschieden. Es ist daher sinnvoll, die Festigkeit des Werkstoffs „Dichtwandmasse“ mit den Mitteln der Bodenmechanik zu beschreiben (also mittels der Scherparameter φ und c bzw. φ_u und c_u). Die einaxiale Druckfestigkeit ist in diesem Zusammenhang – aufgrund der relativ hohen Verformungsgeschwindigkeit – näherungsweise als eine „undrainierte“ Festigkeit anzusehen. Bei der Beurteilung des Tragverhaltens ist also eine Unterscheidung zwischen dem „undrai-

nierten“ Zustand (zu Beginn der Belastung) und dem „drainierten“ Zustand (nach hinreichend langer Belastungszeit) vorzunehmen.

Das in diesem Kapitel vorgestellte Tragmodell versucht das Bemessungskonzept des Massivbaus mit den Festigkeitskennwerten der Bodenmechanik zu kombinieren.

Wie in Kapitel 7 bereits beschrieben wird der Grenzzustand des Systems bei der hier untersuchten Problemstellung als jener Zustand definiert, bei dem das Tragsystem so große Plastifizierungen aufzeigt, dass ein nicht-lineares Last-Verformungs-Verhalten entsteht. Aus bisherigen Veröffentlichungen von Versuchen an Stahlbetonbalken (vgl. Kapitel 7.2) ist bekannt, dass nach Überschreitung dieser Grenzlasterlast infolge von Spannungsumlagerungen noch Tragreserven vorhanden sind. Dieser zusätzliche Sicherheitsfaktor sollte aber aufgrund der zahlreichen notwendigen Vereinfachungen im Nachweiskonzept erhalten bleiben. Hierdurch wird zudem das sogenannte Duktilitätskriterium der DIN 1045-1, Abschnitt 5.3.2 (2001) erfüllt, da die Überschreitung der Grenzlasterlast nicht direkt zu einem Bruchversagen führt.

Unter „Duktilität“ wird gemeinhin das Vermögen eines Werkstoffs, Bauteils oder Verbindungsmittels bezeichnet, sich unter hoher Beanspruchung zu verformen, ohne zu versagen (WORMUTH/SCHNEIDER, 2000). Die – im Vergleich zu Beton – hohe Duktilität der Dichtwandmasse spielt bei deren Bemessung als Ausfachung eine besondere Rolle. Sie wirkt großen Spannungskonzentrationen entgegen und bewirkt damit eine gleichmäßigere Lastabtragung innerhalb des Tragwerks. Das führt dazu, dass eine lokal begrenzte Plastifizierung (im vorliegenden Fall z. B. an der Auflagervorderkante) *nicht* unmittelbar zu einem nicht-linearen Last-Verformungs-Verhalten führt und damit gemäß oben angesprochener Definition noch keinen Grenzzustand des Systems markiert. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass der Grad der Duktilität von vielen Einflussfaktoren abhängig ist (z. B. die Zusammensetzung der Dichtwandmasse, deren Hydratationsgrad und die Drainagebedingungen während der Belastung).

9.2 Konstruktion und Bemessung von Stabwerkmodellen

Eine gute Übersicht über die theoretischen Grundlagen für das Bemessen und Konstruieren von Stahlbeton-Bauteilen mittels Stabwerkmodellen gibt die Veröffentlichung von SCHLAICH/SCHÄFER (2001), die als Basis der folgenden Aussagen dient:

Der Grundgedanke ist die Modellierung von Bauteilen und Tragwerken mit idealisierten Stabwerkmodellen, um sie anschließend bemessen zu können. Der Tragfähigkeitsnachweis wird über den „1. Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie“ geführt. Demnach versagt ein Tragwerk aus plastisch verformbaren Werkstoffen nicht, wenn zu der gegebenen Belastung irgendeine Spannungsverteilung gefunden werden kann, die den Gleichgewichtsbedingungen genügt und an keiner Stelle die Fließgrenze des Werkstoffes überschritten wird. Es kann ferner davon ausgegangen werden, dass das Tragwerk seinen Kraftfluss an das gewählte Modell anpasst, wenn andere Möglichkeiten zur Lastabtragung ausscheiden. Es sind jedoch die dabei entstehenden Verformungen zu berücksichtigen.

Zur Bemessung des Gebrauchszustands eines Bauteils sind die Modelle grundsätzlich am Kraftfluss nach der Elastizitätstheorie zu orientieren, um die Verletzungen der Verträglichkeit mit dem plastizitätstheoretischen Ansätzen in Grenzen zu halten. Sinnvollerweise werden dafür zunächst die Größe und Richtung der Hauptspannungen im linear-elastischen Zustand mittels einer FEM-Berechnung bestimmt. Anschließend werden die Spannungstrajektorien einzelnen Spannungsfeldern zugeordnet, zu resultierenden Kräften zusammengefasst und begradigt (in Form von Stäben). Die Umlenkung der Spannungstrajektorien verursacht Querkzug- und Querdruckspannungen, die bei der Bemessung berücksichtigt werden müssen. Dieses kann geschehen, indem man das Stabwerkmodell auf sie anwendet (Zugstäbe) oder sie in das Versagenskriterium für das Druckspannungsfeld einarbeitet.

Grundsätzlich werden drei Arten von Druckspannungsfeldern unterschieden: *fächerförmige*, *flaschenförmige* und *prismatische* Druckspannungsfelder (Abbildung 9.1). Während bei flaschenförmigen Druckfeldern der Querkzug zu einem frühen Versagen führen kann, entwickeln fächerförmige und prismatische Druckfelder theoretisch keine Querkzugspannungen, da hier keine Kraftumlenkungen stattfinden. Die Annahme solcher Druckfelder ist jedoch immer eine Vereinfachung des tatsächlichen Zustandes, so dass auch hier eine gewisse Mindestquerkzugspannung berücksichtigt werden sollte. Für die Bemessung von fächerförmigen Druckfeldern ist die Einschnürung am Übergang zum singulären Knoten maßgebend, da hier die Druckfläche am geringsten ist, wobei die Spannungen vereinfacht in einem Querschnitt senkrecht zur Stabachse nachgewiesen werden können.

Für Erläuterungen zum Nachweisverfahren für flaschenförmige Druckfelder wird auf die Veröffentlichung von SCHLAICH/SCHÄFER (2001) Kapitel 3.5.4.3 verwiesen.

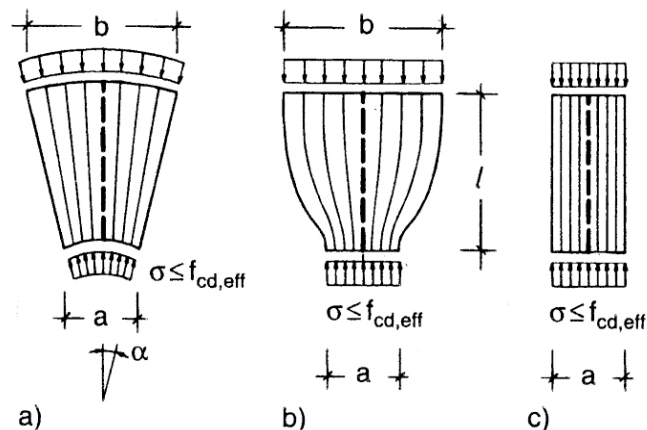


Abbildung 9.1: Druckfelder (SCHLAICH/SCHÄFER, 2001)

a) fächerförmig b) flaschenförmig c) prismatisch

Die Knoten des Stabwerkmodells stellen ebenfalls eine Idealisierung dar. Sie markieren zunächst einmal die Schnittpunkte der resultierenden Stäbe und damit eine Richtungsänderung des Kraftflusses im Bauteil. Treffen *breite* Spannungsfelder aufeinander, wird diese Richtungsänderung über einen größeren Bereich verteilt, weswegen man auch von *verschmierten* Knoten spricht. Stellen hoher Lastkonzentration, wie sie bei einer Einleitung konzentrierter Kräfte (z. B. am Auflager) auftreten, führen demgegenüber zu einer plötzlichen Kraftumlen-

kung. Sie werden als *singuläre* Knoten bezeichnet. Da in singulären Knoten der Ausgleich der angreifenden Spannungen und deren Richtungen nur in einem sehr begrenzten Bereich stattfindet, stellen sie denjenigen Punkt dar, dem bei der gesamten Bemessung mit Hilfe der Stabwerkmodelle die meiste Aufmerksamkeit geschenkt werden sollte. In Modellen mit singulären und verschmierten Knoten sind stets erstere maßgebend, eine Überprüfung der Spannungen am verschmierten Knoten kann entfallen.

Eine wirklichkeitsnahe Berücksichtigung des zwei- bzw. dreiaxialen Spannungsverhältnisses sowohl im Druckspannungsfeld, vor allem aber im Bereich der Knoten, findet aus praktischen Gründen nicht statt. Bei den im Bereich eines singulären Knotens auftretenden Spannungen sind vor dem Versagen erhebliche plastische Spannungsumlagerungen möglich, weshalb letztlich nicht die Spannungen an einzelnen Punkten, sondern die gemittelten Knotenspannungen mit den zulässigen Festigkeiten verglichen werden dürfen. Gleichbedeutend kann auch die am Knoten angreifende, resultierende Kraft einem entsprechenden Bemessungswert des Widerstandes gegenübergestellt werden.

Zur Vereinfachung der rechnerischen Nachweise wird eine gradlinige Begrenzung der Knotenränder empfohlen. Trifft die resultierende Stabkraft nicht im Winkel von 90° auf die Knotenberandung, darf diese als sägezahnförmig angesehen werden, so dass die Druckfläche senkrecht zur Stabachse verläuft (Abbildung 9.2).

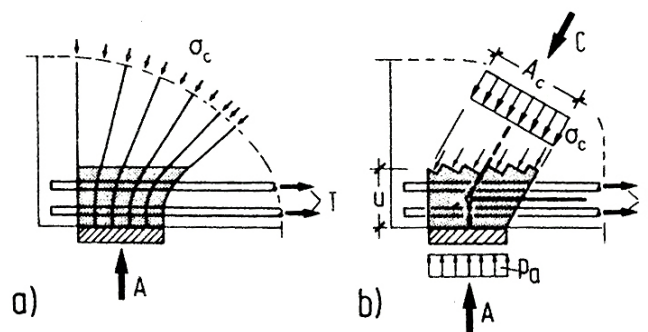


Abbildung 9.2: Idealisierung eines Knotenbereichs (SCHLAICH/SCHÄFER, 2001)

Für einige typische Knotenformen zeigen SCHLAICH/SCHÄFER (2001) exemplarisch die konstruktive Durchbildung und geben Vorschläge für die Bemessung. Der einfachste Fall ist in Abbildung 9.3 dargestellt. Da er am ehesten den in dieser Arbeit untersuchten Randbedingungen entspricht, wird er im Folgenden näher beschrieben. Die angenommene Sägezahnform des Randes ist jeweils durch eine Wellenlinie gekennzeichnet.

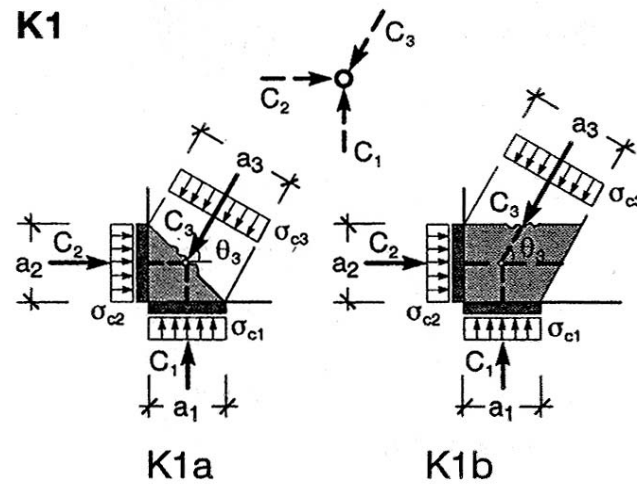


Abbildung 9.3: Typischer Knoten K1 (SCHLAICH/SCHÄFER, 2001)

Bei der Wahl der Knotengeometrie sind beide Varianten (K1a und K1b) als gleichwertig anzusehen, da sie die resultierende Stabkraft C_3 auf die selbe Fläche beziehen.

Der Nachweis wird dann – für beide Knotengeometrien in gleicher Form – über den Vergleich der mittleren Randspannungen mit den zulässigen Druckspannungen f_{cd} geführt. Die hierbei ansetzbaren Werte für f_{cd} werden in Kapitel 10 näher erläutert.

$$\sigma_{c1} = \frac{C_1}{a_1 \cdot b} \leq f_{cd} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.1)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{C_2}{a_2 \cdot b} \leq f_{cd} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.2)$$

$$\sigma_{c3} = \frac{C_3}{a_3 \cdot b} \leq f_{cd} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.3)$$

Eine alternative Knotengeometrie mit Beschreibung des anschließenden Druckfeldes gibt BAUMANN (1988) an. Für beliebige Abmessungs- und Hauptspannungsverhältnisse gehen alle Hauptspannungstrajektorien des fächerförmigen Druckspannungsfeldes tangential aus einer gemeinsamen Kurve hervor (Abbildung 9.4).

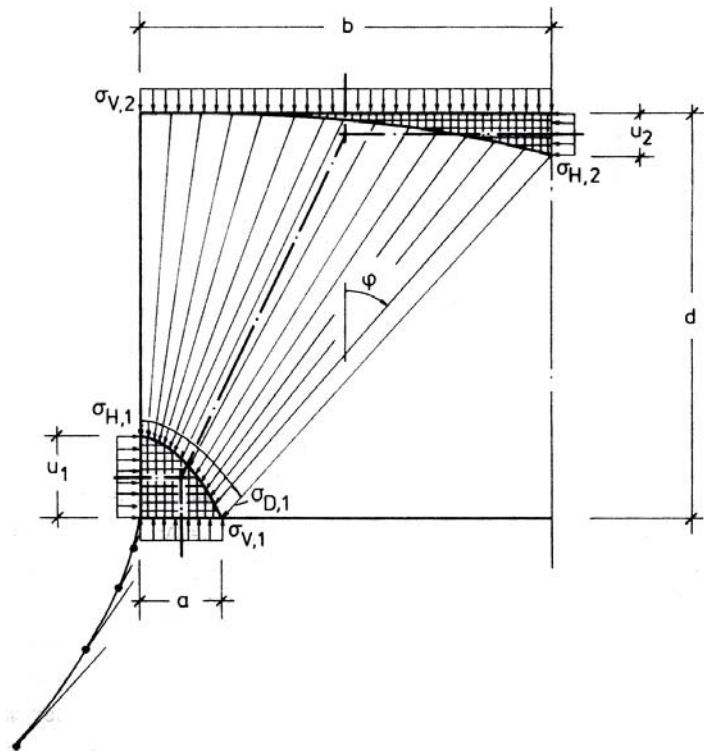


Abbildung 9.4: Fächerförmiges Druckspannungsfeld (BAUMANN, 1988)

[Um im weiteren Verlauf dieser Arbeit Verwechslungen zu vermeiden, wird der von BAUMANN (1988) ursprünglich als φ bezeichnete Neigungswinkel der Druckstreben fortan mit dem Buchstaben ψ benannt.]

Die Knotenberandung des Auflagerknäuels wird hierbei durch eine quadratische Funktion beschrieben. Die Druckspannung $\sigma_{D,1}$ berechnet sich nach der Formel:

$$\sigma_{D,1} = \sigma_{H,1} \cdot \frac{1 + \tan^2 \psi}{\frac{\sigma_{H,1}}{\sigma_{V,1}} + \tan^2 \psi} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.4)$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen am Knotenelement stellt BAUMANN (1988) fest, dass die Spannung im Druckspannungsfeld σ_D stets kleiner oder gleich der größeren der beiden Knotenrandspannungen σ_H und σ_V sein muss.

Die Berücksichtigung der Querspannungen im Druckfeld findet durch eine Abminderung der zulässigen Druckspannungen statt. Die von ihm empfohlenen Rechenwerte der Druckfestigkeit werden wiederum in Kapitel 10 erläutert.

9.3 Auswahl eines Stabwerkmodells

9.3.1 Allgemeines

Betrachtet man die in Kapitel 8.4.6 abgebildeten Hauptspannungstrajektorien des halben Balkens, so fällt auf, dass sie gut mit dem von BAUMANN (1988) angesetzten, fächerförmigen Druckspannungsfeld angenähert werden können (Abbildung 9.5). Ein zugehöriges, einfaches Stabwerkmodell ist in Abbildung 9.6 dargestellt.

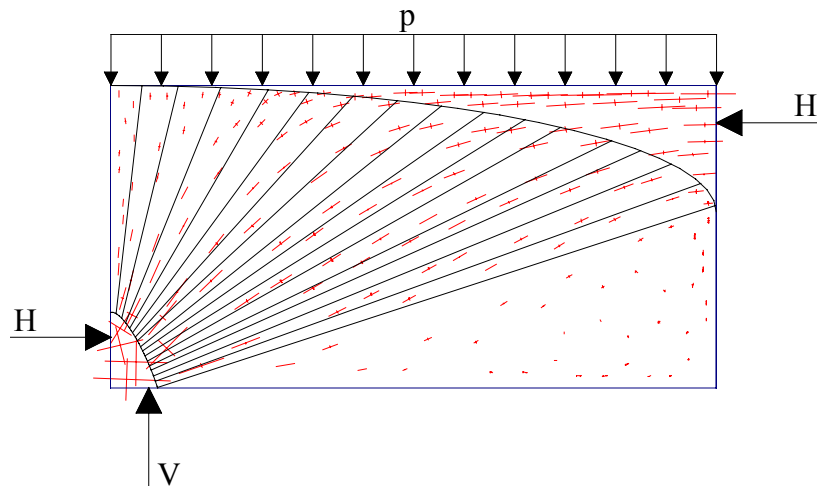


Abbildung 9.5: Trajektorienbild mit einem fächerförmigen Druckspannungsfeld

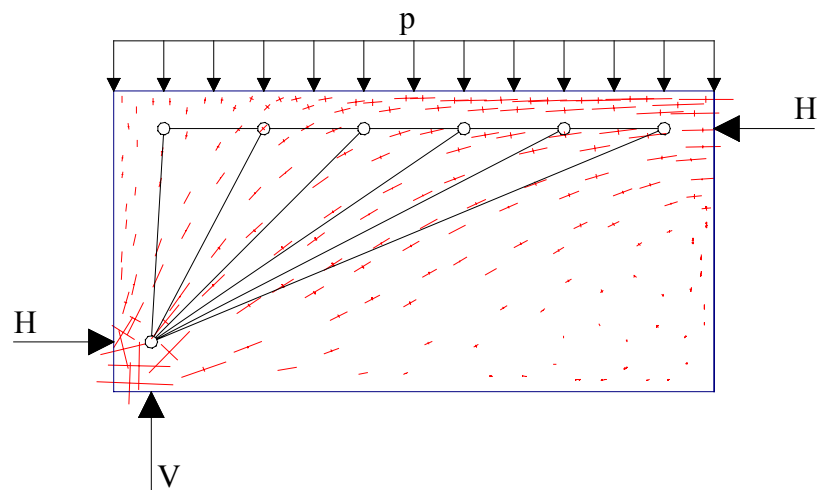


Abbildung 9.6: Trajektorienbild mit einem einfachen Stabwerkmodell

Die Anzahl der Stäbe im Stabwerkmodell ist hierbei nicht eindeutig festgelegt, da die Belastung in Form einer Gleichlast erfolgt, die in beliebig viele Resultierende aufgeteilt werden kann. Mit steigender Stabanzahl nähert sich das Stabwerkmodell zunehmend der Geometrie des fächerförmigen Druckspannungsfeldes an. Die Annahme einer bestimmten Anzahl von Stäben ist dann nicht erforderlich, wenn deren Standsicherheit über die Spannung im Druckfeld selbst nachgewiesen wird. Die Anordnung von Zugstäben kann in diesem Modell ent-

fallen, wenn sichergestellt ist, dass durch eine Abminderung der zulässigen Druckspannungen der Einfluss der eventuell auftretenden Querkzugspannungen ausreichende Berücksichtigung findet. Dieses wurde bereits von BAUMANN (1988) angenommen.

Der Einteilung von SCHLAICH/SCHÄFER (2001) folgend werden die beiden Knoten am Auflager und im Bereich der Balkenmitte als *singulärere* Knoten angesehen, während die übrigen Knoten als *verschmierte* Knoten betrachtet werden (Abbildung 9.6), womit sich dort ein gesonderter Nachweis prinzipiell erübrigt.

9.3.2 Erforderliche Annahmen aus den FEM-Berechnungen

Im Gegensatz zu den meisten Tragsystemen aus dem konventionellen Massivbau sind bei der hier vorliegenden Problemstellung die genauen Längen der beiden horizontalen Auflagerflächen nicht von vorneherein bekannt. Auch die Spannungsverteilungen – sowohl an den horizontalen als auch an den vertikalen Auflagern – sind weitgehend unbekannt und müssen durch sinnvolle Annahmen ersetzt werden. Hierbei wird auf Ergebnisse der FEM-Berechnung (Kapitel 8) zurückgegriffen. Zur Überprüfung der Anwendbarkeit verschiedener Lösungsansätze wird im Folgenden der *Grenzzustand des Systems* betrachtet, der für die vorliegende Problemstellung bereits in Kapiteln 8.2 genauer definiert wurde.

Die Auflast p im Grenzzustand des Systems stellt sich aus den Ergebnissen der FEM-Berechnung als quadratische Funktion in Abhängigkeit von der Schlankheit λ dar. Über die einaxiale Druckfestigkeit q_u dimensionslos gemacht ergibt sich:

$$\frac{p}{q_u} = 0,01 \cdot \lambda^2 - 0,1266 \cdot \lambda + 0,4401 \quad [-] \quad (8.1)$$

Aus dem Kräftegleichgewicht in vertikaler Richtung (Abbildung 9.7) berechnet sich daraus:

$$V = \frac{p \cdot l}{2} \quad [\text{N/mm}] \quad (9.5)$$

Der Hebelarm l_{vs} der Vertikalkraft V ergibt sich in Abhängigkeit von der Verteilung der vertikalen Auflagerspannung.

Für die Hebelarme a_a und a_m der Horizontalkraft H hat sich bei der FEM-Berechnung herausgestellt, dass diese im elastischen Bereich der Verformung zwar konstant über die Durchbiegung in Balkenmitte sind, bei unterschiedlichen Balkenschlankheiten λ jedoch variieren. Deshalb werden sie über die Balkenhöhe h dimensionslos gemacht und ebenfalls in Abhängigkeit von λ in die Annahmen integriert.

$$\frac{a_a}{h} = -0,006 \cdot \lambda + 0,121 \quad [-] \quad (8.2)$$

$$\frac{a_m}{h} = 0,013 \cdot \lambda + 0,788 \quad [-] \quad (8.3)$$

$$\frac{w}{h} = 0,006 \cdot \lambda - 0,008 \quad [-] \quad (8.4)$$

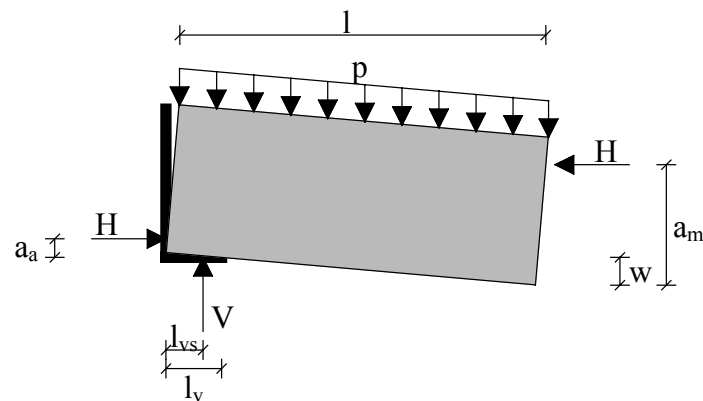


Abbildung 9.7: Geometrie des halben Balkens

Unter Ansatz des Momentengleichgewichts ergibt sich die Horizontalkraft H zu:

$$H = \frac{p \cdot \frac{l}{2} \cdot \left(\frac{l}{4} - l_{vs} \right)}{a_m - w - a_a} \quad [\text{N/mm}] \quad (9.6)$$

9.3.3 Betrachtung der Knoten

9.3.3.1 Ansatz bekannter Knotengeometrien

Aus verschiedenen Gründen stellt der Auflagerknoten den heikelsten Punkt für die Stand-sicherheit eines solchen Tragsystems dar und bedarf daher besonderer Sorgfalt bei der konstruktiven Durchbildung und Bemessung:

- Die Auflagerlänge am horizontalen Auflager und die Spannungsverteilung am horizontalen und am vertikalen Auflager sind nicht bekannt, sie müssen in Anlehnung an die Ergebnisse der FEM-Berechnung sinnvoll abgeschätzt werden.
- Der Auflagerknoten stellt einen singulären Knoten dar, also einen Bereich im Tragwerk, in dem starke Spannungskonzentrationen und -umlenkungen stattfinden.
- Die Verformung des Balkens führt nicht nur zur Mobilisierung der horizontalen Auflagerkraft H, sie verursacht auch eine erhebliche Spannungskonzentration im Bereich der Auflagervorderkante und damit eine potentielle Störstelle für das Tragsystem.

Es gilt also zu untersuchen, ob die bisher bewährten vereinfachten Knotengeometrien auch unter diesen besonderen Randbedingungen anwendbar sind.

Hierzu wird der Auflagerknoten nach SCHLAICH/SCHÄFER (2001) bzw. SUNDERMANN/SCHÄFER (1997) zunächst in seiner einfachsten geometrischen Form, als Dreieck, angenommen (Abbildung 9.8). Die Spannungsverteilungen am vertikalen und horizontalen Auflager werden als konstant angenommen, so dass sich die Auflagerlängen zu l_v und $2 \cdot a_a$ ergeben.

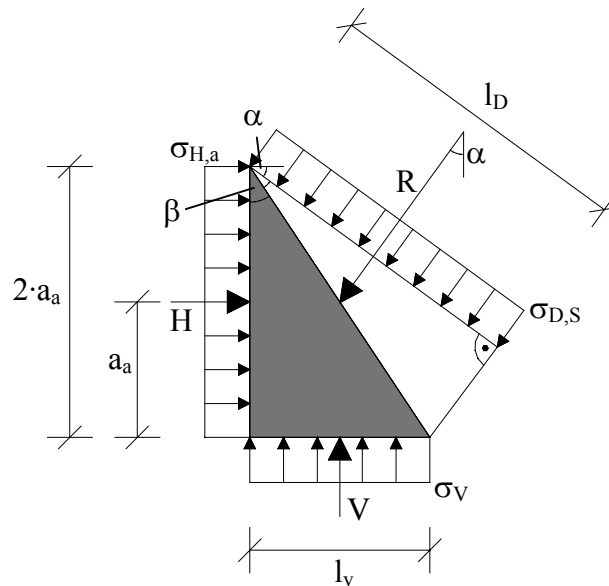


Abbildung 9.8: Dreieckförmige Geometrie des Auflagerknotens

Die Lastresultierende R und deren Angriffswinkel α lassen sich direkt aus den Auflagerkräften ableiten:

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \quad [\text{N/mm}] \quad (9.7)$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{V} \quad [^\circ] \quad (9.8)$$

Die Knotenrandspannung $\sigma_{D,S}$ bestimmt sich über die wirksame Länge der Knotenberandung l_D zu:

$$\tan \beta = \frac{l_v}{2 \cdot a_a} \quad [-] \quad (9.9)$$

$$l_D = \sqrt{l_v^2 + 4 \cdot a_a^2} \cdot \cos(90^\circ - \alpha - \beta) \quad [\text{mm}] \quad (9.10)$$

$$\sigma_{D,S} = \frac{R}{l_D} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.11)$$

Der Vergleich der Knotenrandspannungen mit der einaxialen Druckfestigkeit q_u führt zum Ausnutzungsgrad der Druckfestigkeit $1/\eta$ und erlaubt damit eine Beurteilung der gewählten Knotenrandbedingungen.

$$\frac{1}{\eta_{H,a}} = \frac{\sigma_{H,a}}{q_u} = \frac{H}{2 \cdot a_a \cdot q_u} \quad [-] \quad (9.12)$$

$$\frac{1}{\eta_V} = \frac{\sigma_V}{q_u} = \frac{V}{l_v \cdot q_u} \quad [-] \quad (9.13)$$

$$\frac{1}{\eta_{D,S}} = \frac{\sigma_{D,S}}{q_u} \quad [-] \quad (9.14)$$

(Die Ausnutzungsgrade können auch als Funktion der Schlankheit λ dargestellt werden. Eine entsprechende Herleitung befindet sich im Anhang dieser Arbeit.)

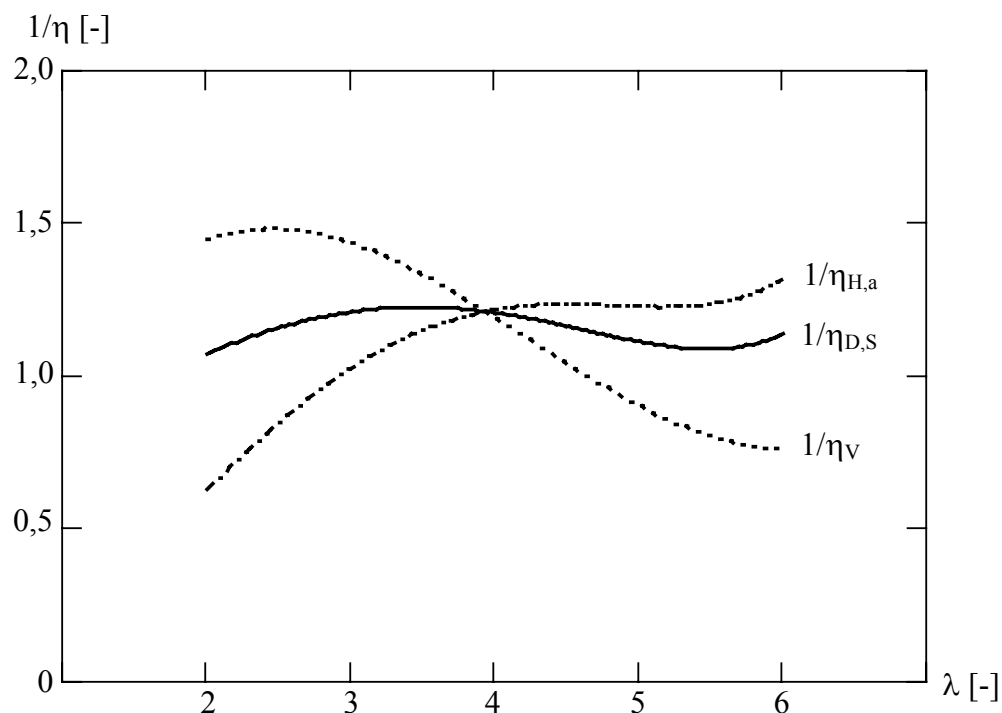


Abbildung 9.9: Ausnutzungsgrade beim Ansatz der Knotengeometrie (SCHLAICH/SCHÄFER, 2001)

Betrachtet man die in Abbildung 9.9 aufgetragenen Ausnutzungsgrade beim Ansatz des dreieckförmigen Knotens, so fällt folgendes auf:

Im Bereich kleiner Schlankheiten ($\lambda < 4$) scheinen die vertikalen Auflagerspannungen σ_V für das Bruchverhalten maßgebend zu sein, während im Bereich großer Schlankheiten ($\lambda > 4$) die horizontalen Auflagerspannungen $\sigma_{H,a}$ die einaxiale Druckfestigkeit deutlich überschreiten. Der maximale Ausnutzungsgrad der Spannungen $\sigma_{D,S}$ am schrägen Knotenrand beträgt im Mittel 115 % der einaxialen Druckfestigkeit. Dieses ist auf die Festigkeitssteigerung infolge des mehraxialen Spannungszustands zurückzuführen.

Dieses Ergebnis stimmt weitgehend mit den in Kapitel 8.4.6 aufgestellten Beobachtungen überein, wonach für gedrungene Balken die vertikalen Auflagerspannungen das maßgebende Bruchkriterium darstellen, während es für schlanke Balken eher die horizontalen Auflagerspannungen sind. Beachtet man, dass eine Berücksichtigung des zweiaxialen Spannungszustandes zu einer Festigkeitssteigerung (und damit zu einer Reduzierung der Ausnutzungsgrade) führen würde, so stellt dieser Ansatz eine gute erste Annäherung dar.

Bei gleichem, rechteckförmigen Ansatz der Verteilung der Auflagerspannungen hat BAUMANN (1988) für die Geometrie des Knotenrandes im Übergangsbereich zum Druckfeld den bereits erwähnten quadratischen Ansatz gewählt (Abbildung 9.4). Die Druckspannung σ_D verläuft dabei stets senkrecht zum Knotenrand, im Winkel von $\psi = 0^\circ$ bis $\psi = \psi_{\max}$ zur Vertikalen. Der Winkel ψ_{\max} ist aus den geometrischen Größen bestimmbar zu:

$$\tan \psi_{\max} = \left(\frac{\frac{1}{2} - l_v}{h - w - 2 \cdot (h - a_m)} \right) = \left(\frac{\frac{1}{2} - l_v}{2 \cdot a_m - h - w} \right) \quad [-] \quad (9.15)$$

Die Knotenrandspannung ist $\sigma_D = \sigma_V$ für $\psi = 0^\circ$ und steigt in Abhängigkeit von ψ über die Randlänge nach Formel (9.4) an. Den Maximalwert erreicht σ_D also unter ψ_{\max} mit:

$$\sigma_{D,B} = \sigma_H \cdot \frac{1 + \tan^2 \psi_{\max}}{\frac{\sigma_H}{\sigma_V} + \tan^2 \psi_{\max}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.16)$$

Auch hier kann der Ausnutzungsgrad $1 / \eta$ über das Verhältnis zur einaxialen Druckfestigkeit bestimmt werden:

$$\frac{1}{\eta_{D,B}} = \frac{\sigma_{D,B}}{q_u} \quad [-] \quad (9.17)$$

(Eine Darstellung dieses Ausnutzungsgrads als Funktion der Schlankheit λ befindet sich ebenfalls im Anhang dieser Arbeit.)

Abbildung 9.10 zeigt, dass der Verlauf des Ausnutzungsgrads der maximalen Randspannung $\sigma_{D,B}$ in etwa dem des Ausnutzungsgrads der horizontalen Auflagerspannung $\sigma_{H,a}$ gleicht.

Auch für diesen Geometrieansatz gilt also die oben angesprochene Unterscheidung der Brucharten für verschiedene Schlankheiten.

Für die Belastung des fächerförmigen Druckspannungsfeldes sollte aus Verträglichkeitsgründen ebenfalls die Spannung $\sigma_{D,B}$ angesetzt werden. Festigkeitserhöhungen aus zweiaxialen Spannungszuständen können dort nicht in Ansatz gebracht werden. Vielmehr ist in diesem Bereich eher eine Festigkeits*reduktion* infolge eventueller Querkzugspannungen wahrscheinlich. Die Druckspannung $\sigma_{D,B}$ stellt also für große Schlankheiten einen Wert dar, der vom Druckspannungsfeld nicht aufgenommen werden kann ($1/\eta > 1,0$). Die von BAUMANN gewählte Knotengeometrie führt somit zu einer weniger genauen Annäherung an den Grenzzustand des Systems aus der FEM-Berechnung.

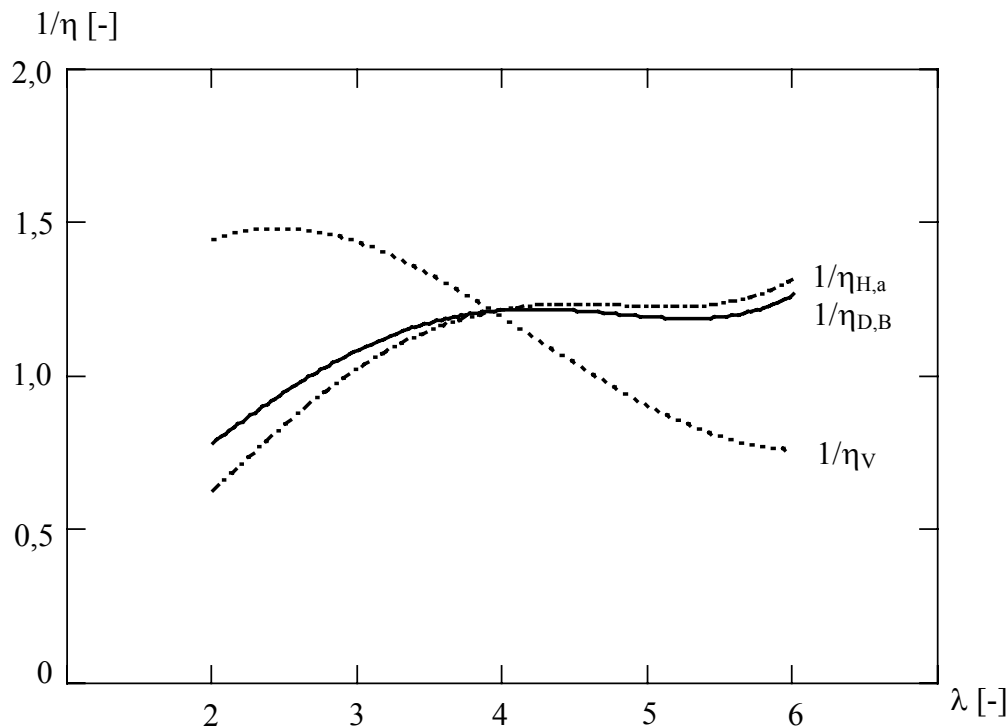


Abbildung 9.10: Ausnutzungsgrade beim Ansatz der Knotengeometrie (BAUMANN, 1988)

Dem Umstand, dass das in den Modellversuchen und in den FEM-Berechnungen beobachtete Versagen gedrungener Balken eher einem Schubversagen entspricht, tragen beide Ansätze jedoch allenfalls indirekt Rechnung (Eine Überschreitung der Druckfestigkeit kann am vertikalen Auflager unweigerlich zu starken Verzerrungen im unmittelbaren Auflagerbereich führen und damit zu Spannungsumlagerungen, die dort einen Querkzug- oder Schubbruch verursachen). Ferner wird der besondere Einfluss der Auflagervorderkante – um die sich die Balkenhälfte bei größeren Schlankheiten dreht – als „Störstelle“ nicht explizit berücksichtigt.

9.3.3.2 Ansatz einer alternativen Knotengeometrie

Im Folgenden wird eine alternative Knotengeometrie untersucht, die die in Kapitel 9.3.3.1 angesprochenen, besonderen Randbedingungen beinhaltet.

Um ein Schubversagen ausreichend zu berücksichtigen, wird der Übergang zum Druckspannungsfeld durch zwei ebene Knotenränder abgebildet. Während der obere Knotenrand horizontal ist, soll der seitliche Knotenrand in einem Winkel zur Richtung der größten Hauptspannungstrajektorien stehen, bei dem die Resultierende der an dieser Fläche angreifenden Scherspannungen einen Maximalwert erreicht. Das an dem Auflagerknoten anschließende Druckspannungsfeld ist wiederum fächerförmig (Abbildung 9.11).

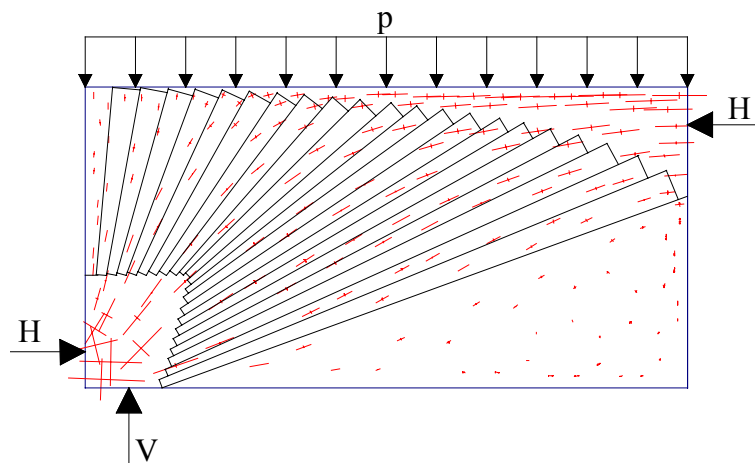


Abbildung 9.11: Fächerförmiges Druckspannungsfeld mit alternativer Knotengeometrie

Durch die Annahme von zwei Knotenrändern muss jedoch eine eindeutige Festlegung getroffen werden, welcher Knotenrand durch welchen Anteil der Spannungstrajektorien belastet wird. Hierfür wird eine Einflusslänge l_e definiert, die denjenigen Bereich des Balkens begrenzt, dessen Spannungstrajektorien in die obere Knotenfläche einfließen.

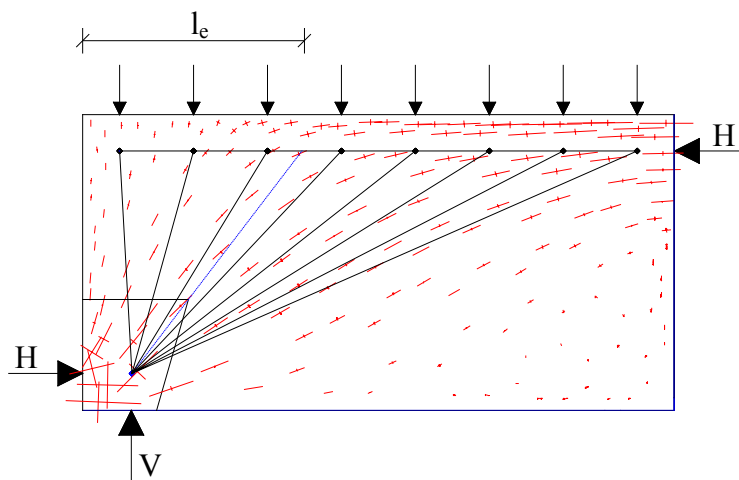


Abbildung 9.12: Trajektorienbild mit verfeinertem Stabtragwerkmodell

Dem liegen folgende Überlegungen zugrunde:

Werden die Spannungstrajektorien durch ein Stabwerk angenähert, dessen Geometrie der Abbildung 9.12 entspricht, so durchlaufen die Verbindungsstäbe zwischen dem Auflagerknoten und den übrigen Knoten entweder die obere oder die seitliche Knotenberandung. Hierbei wird mit zunehmender Stabanzahl die Gleichstreckenlast wirklichkeitsnäher berücksichtigt. Die Grenze zwischen denjenigen Stäben, die durch die obere Knotenfläche laufen und denjenigen, die die seitliche Knotenfläche schneiden, wird durch die Verlängerung der Verbindungslinie des Auflagerknotens mit dem Eckpunkt der beiden Knotenrandflächen festgelegt (gestrichelte Linie). Der Schnittpunkt dieser Geraden mit der Wirkungslinie der oberen Horizontalkraft H begrenzt die Einflusslänge l_e . Diese ist damit unabhängig von der Anzahl der Stäbe.

Geht die Stabanzahl gegen unendlich, so bietet sich an, alle Stäbe innerhalb dieser Länge durch eine resultierende Kraft S_1 zu ersetzen, die im Schnittpunkt der Wirkungslinien der Resultierenden der Auflast $p \cdot l_e$ und der oberen Horizontalkraft H angreift (Abbildung 9.13).

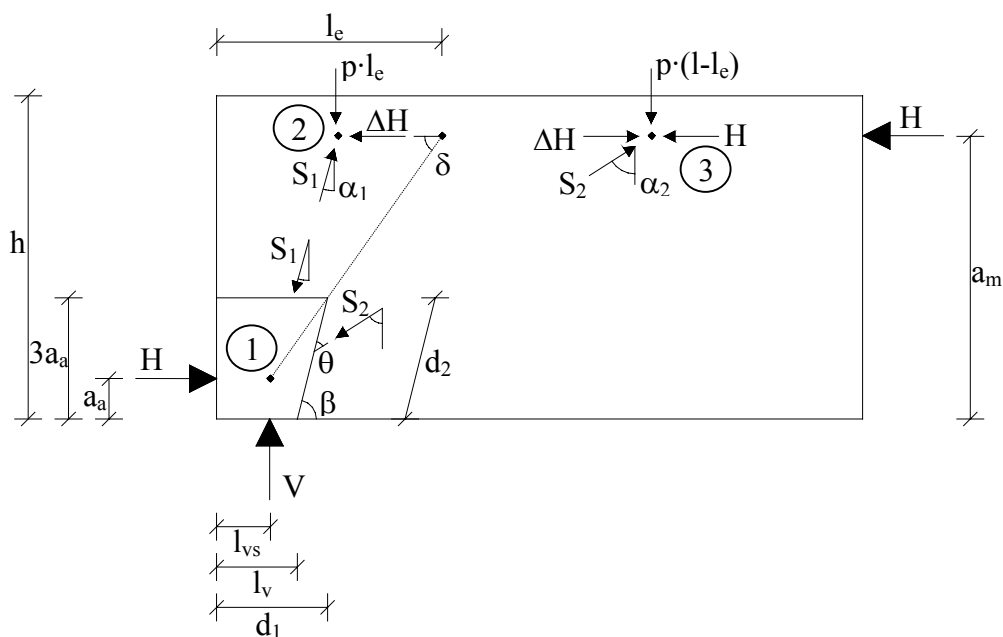


Abbildung 9.13: Alternative Knotengeometrie und resultierende Stabkräfte

Analog können auch die übrigen Stabkräfte durch eine resultierende Kraft S_2 ersetzt werden. Diese Vereinfachung ist zulässig, sofern die Tragfähigkeitsnachweise an den beiden Knotenrändern über die mittleren Spannungen bzw. über die resultierenden Kräfte geführt werden, die *Verteilungen* der Spannungen am Knotenrand also nicht maßgebend sind.

Die Spannungsverteilung am *vertikalen* Auflagerrand wird als dreieckförmig angenommen. Ferner wird für die Auflagervorderkante eine lokale Plastifizierung berücksichtigt (Abbildung 9.14).

Aus den FEM-Berechnungen geht hervor, dass die vertikale Auflagerspannung im Auflagerwinkel σ_{VL} stets im folgenden festen Verhältnis zur Auflastspannung p steht:

$$\frac{\sigma_{VL}}{p} \cong 5 \quad [-] \quad (9.18)$$

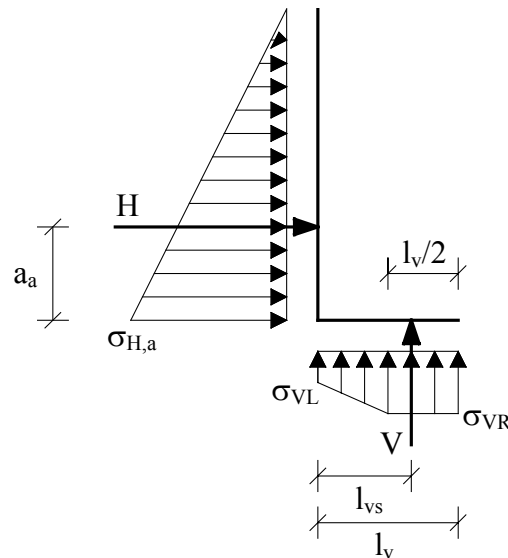


Abbildung 9.14: Spannungsverteilung am Auflager

Aus den Gleichgewichtsbedingungen ergeben sich dann die Auflagerspannungen $\sigma_{H,a}$ und σ_{VR} sowie der Hebelarm l_{vs} von V .

$$\sigma_{H,a} = \frac{2 \cdot H}{3 \cdot a_a} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.19)$$

$$\sigma_{VL} = 5 \cdot p \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.20)$$

$$\sigma_{VR} = \frac{1}{3} \cdot \left(2 \cdot p \cdot \frac{l_v}{l_v} - 5 \cdot p \right) \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.21)$$

$$l_{vs} = \frac{(\sigma_{VL} + 7 \cdot \sigma_{VR}) \cdot l_v^2}{8 \cdot p \cdot l} \quad [\text{mm}] \quad (9.22)$$

Der Winkel β der seitlichen Knotenrandfläche soll so gewählt werden, dass diese Knotenrandfläche eine potentielle Scherfläche wird. Unter Annahme der Mohr-Coulomb'schen Versagensbedingung (Abbildung 9.15) beträgt der Winkel zur Richtung der größeren Hauptspannung:

$$\theta = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \quad [^\circ] \quad (9.23)$$

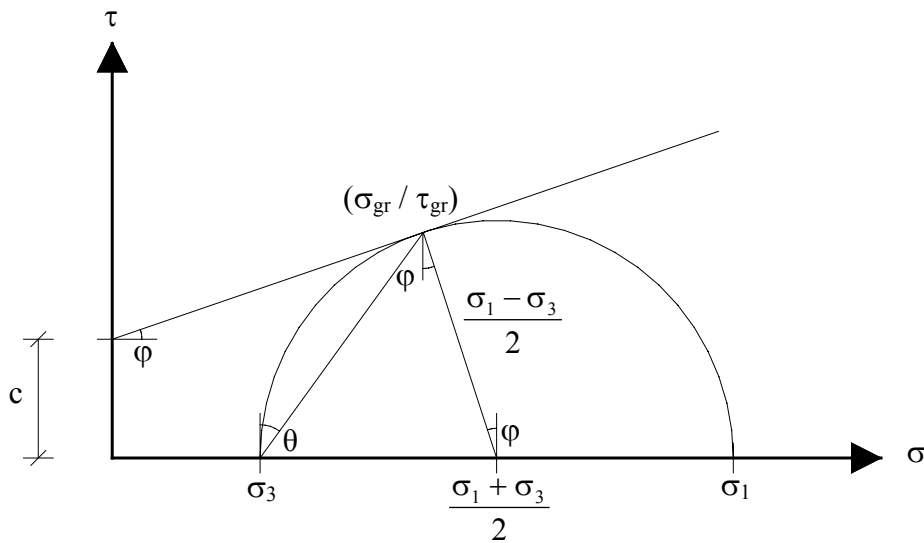


Abbildung 9.15: Mohr'scher Spannungskreis mit Schergerade nach Coulomb

Werden die Spannungstrajektorien durch das in Abbildung 9.13 gezeigte, vereinfachte Stabwerkmodell ersetzt, so muss die resultierende Stabkraft S_2 mit dem seitlichen Knotenrand den oben angesprochenen Winkel einschließen. Die Richtung von S_2 ist aber wiederum abhängig von der Einflusslänge l_e und damit letztlich wieder vom Winkel β . Die Berechnung der Knotengeometrien muss also iterativ erfolgen, wobei als erster Näherungswert für die Richtung von S_2 der Winkel der Resultierenden der Auflagerkräfte H und V angenommen werden kann:

$$\beta = 135^\circ - \frac{\varphi}{2} - \arctan\left(\frac{H}{V}\right) \quad [^\circ] \quad (9.24)$$

Die Längen der Knotenränder (Abbildung 9.13) ergeben sich zu:

$$d_1 = l_v + \frac{3 \cdot a_a}{\tan \beta} \quad [\text{mm}] \quad (9.25)$$

$$d_2 = \frac{3 \cdot a_a}{\sin \beta} \quad [\text{mm}] \quad (9.26)$$

Der Winkel der Verbindungslinie vom Auflagerknoten zum Eckpunkt der Knotenrandflächen berechnet sich über:

$$\delta = \arctan\left(\frac{2 \cdot a_a}{d_1 - l_{vs}}\right) \quad [^\circ] \quad (9.27)$$

Hieraus bestimmt sich die Einflusslänge zu:

$$l_e = l_{vs} + \frac{a_m - a_a}{\tan \delta} \quad [\text{mm}] \quad (9.28)$$

Der Ansatz der Gleichgewichtsbedingungen ergibt am Knoten 2 (Abbildung 9.13):

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{0,5 \cdot l_e - l_{vs}}{a_m - a_a}\right) \quad [^\circ] \quad (9.29)$$

$$S_1 = \frac{p \cdot l_e}{\cos \alpha_1} \quad [\text{N/mm}] \quad (9.30)$$

$$\Delta H = S_1 \cdot \sin \alpha_1 \quad [\text{N/mm}] \quad (9.31)$$

und am Knoten 3:

$$S_{2h} = H - \Delta H \quad [\text{N/mm}] \quad (9.32)$$

$$S_{2v} = p \cdot \left(\frac{1}{2} - l_e\right) \quad [\text{N/mm}] \quad (9.33)$$

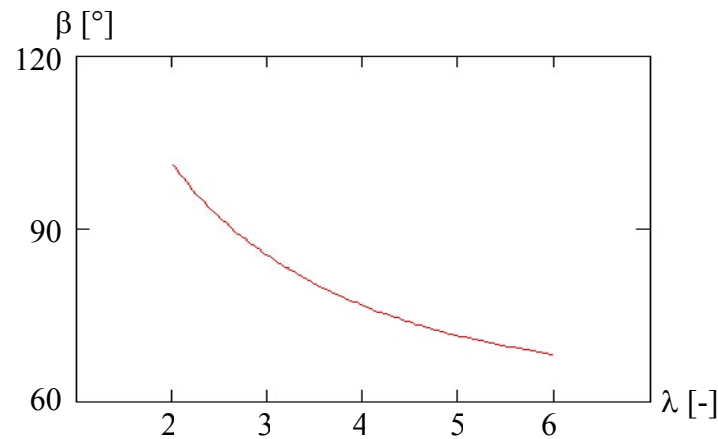
$$S_2 = \sqrt{S_{2h}^2 + S_{2v}^2} \quad [\text{N/mm}] \quad (9.34)$$

$$\alpha_2 = \arctan\left(\frac{S_{2h}}{S_{2v}}\right) \quad [^\circ] \quad (9.35)$$

Hieraus lässt sich schließlich wieder die erforderliche Neigung der seitlichen Knotenrandfläche berechnen:

$$\beta = 135^\circ - \frac{\varphi}{2} - \alpha_2 \quad [^\circ] \quad (9.36)$$

Mit dem oben genannten Startwert (Gleichung (9.24)) führte in allen bisherigen Berechnungen bereits die dritte Iteration zu einer guten Näherungslösung. Für $\varphi = 0^\circ$ ist in Abbildung 9.16 der Kurvenverlauf der Funktion von β in Abhängigkeit von λ grafisch dargestellt.

Abbildung 9.16: Neigungswinkel der seitlichen Knotenfläche für $\varphi = 0^\circ$

Eine Aufteilung der Stabkräfte S_1 und S_2 in die Anteile senkrecht und parallel zur Knotenrandfläche führt zu:

$$N_1 = p \cdot l_e \quad [\text{N/mm}] \quad (9.37)$$

$$T_1 = \Delta H \quad [\text{N/mm}] \quad (9.38)$$

$$N_2 = S_2 \cdot \sin(\alpha_2 + \beta - 90^\circ) = S_2 \cdot \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [\text{N/mm}] \quad (9.39)$$

$$T_2 = S_2 \cdot \cos(\alpha_2 + \beta - 90^\circ) = S_2 \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [\text{N/mm}] \quad (9.40)$$

Der Scherwiderstand entlang der beiden Knotenrandflächen berechnet sich für einen Boden mit dem inneren Reibungswinkel φ und der Kohäsion c nach der bekannten Beziehung:

$$R_{T1} = N_1 \cdot \tan \varphi + c \cdot d_1 \quad [\text{N/mm}] \quad (9.41)$$

$$R_{T2} = N_2 \cdot \tan \varphi + c \cdot d_2 \quad [\text{N/mm}] \quad (9.42)$$

Das Verhältnis des Widerstandes zur Einwirkung kann nun wiederum in Form eines Ausnutzungsgrads ausgedrückt werden:

$$\frac{1}{\eta_{N1}} = \frac{N_1}{q_u \cdot d_1} \quad [-] \quad (9.43)$$

$$\frac{1}{\eta_{N2}} = \frac{N_2}{q_u \cdot d_2} \quad [-] \quad (9.44)$$

$$\frac{1}{\eta_{T1}} = \frac{T_1}{R_{T1}} \quad [-] \quad (9.45)$$

$$\frac{1}{\eta_{T2}} = \frac{T_2}{R_{T2}} \quad [-] \quad (9.46)$$

Zur Bestimmung des Ausnutzungsgrads an der Stelle der maximalen horizontalen Auflagerspannung $\sigma_{H,a}$ wird ebenfalls auf die Scherfestigkeit zurückgegriffen. Da an der Stelle des Maximalwertes von $\sigma_{H,a}$ (also im Auflagerwinkel) der Spannungszustand bekannt ist, kann hier das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb angesetzt werden (Abbildung 9.15). Der ungünstigste Scherspannungszustand (also derjenige Punkt des Spannungskreises, der den geringsten Abstand zur Schergeraden hat) ergibt sich demnach unter dem Winkel $\theta = 45^\circ - \varphi / 2$ zu:

$$\sigma_{45^\circ-\varphi/2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin \varphi \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.47)$$

$$\tau_{45^\circ-\varphi/2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos \varphi \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.48)$$

Hierbei sind σ_1 und σ_3 allgemein die beiden Hauptspannungen ($\tau = 0$), in diesem Fall also $\sigma_{H,a}$ und σ_{VL} (vgl. Abbildung 9.14), wobei stets gelten muss: $\sigma_1 > \sigma_3$.

Der Scherwiderstand berechnet sich wiederum über:

$$R_\tau = \sigma_{45^\circ-\varphi/2} \cdot \tan \varphi + c \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.49)$$

Der Ausnutzungsgrad des Maximalwertes der Horizontalspannung am Auflager ergibt sich demnach zu:

$$\frac{1}{\eta_{H,a}} = \frac{\tau_{\text{vorh}}}{R_\tau} \quad [-] \quad (9.50)$$

An der Auflagervorderkante sind die Richtung und die Größe der beiden Hauptspannungen nicht bekannt, so dass hier der Ausnutzungsgrad nur über den Vergleich mit der einaxialen Druckfestigkeit q_u bestimmt werden kann:

$$\frac{1}{\eta_{VR}} = \frac{\sigma_{VR}}{q_u} \quad [-] \quad (9.51)$$

Ähnlich dem Ansatz für die Horizontalspannung am Auflager $\sigma_{H,a}$ kann auch beim Nachweis der Horizontalspannung in Balkenmitte $\sigma_{H,m}$ der zweiachsigel Spannungszustand an der Stelle der maximalen Belastung angesetzt werden. Bei der dreieckförmigen Spannungsverteilung liegt diese Stelle am oberen Balkenrand (Abbildung 9.17).

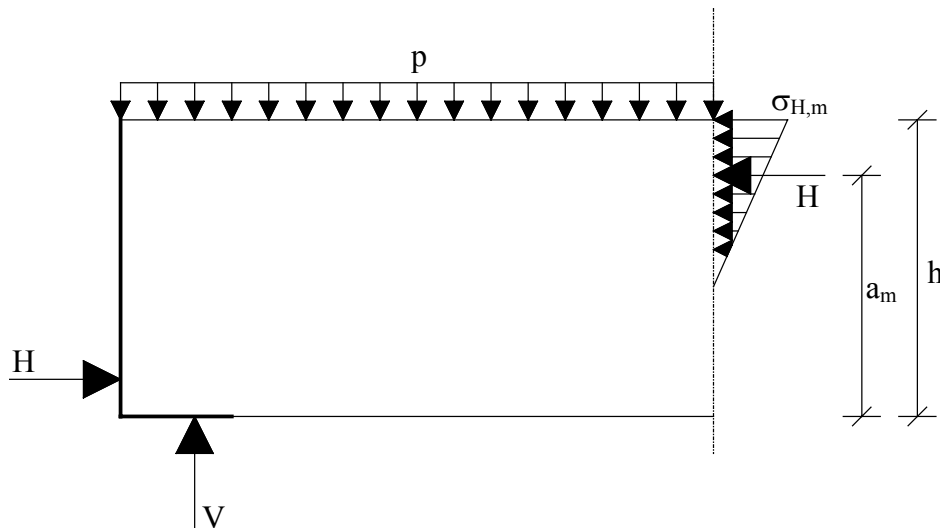


Abbildung 9.17: Geometrie des halben Balkens

Die Hauptspannungen ergeben sich dort zu:

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot H}{3 \cdot (h - a_m)} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.52)$$

$$\sigma_3 = p \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.53)$$

Der Ansatz der Formeln (9.47) bis (9.49) führt wiederum zum Ausnutzungsgrad:

$$\frac{1}{\eta_{H,m}} = \frac{\tau_{\text{vorh}}}{R_\tau} \quad [-] \quad (9.54)$$

Wie bereits in Kapitel 9.3.1 angesprochen, ist für die übrigen, verschmierten Knoten der Tragfähigkeitsnachweis nicht erforderlich.

9.3.4 Betrachtung des Druckspannungsfeldes

Abbildung 9.11 zeigt die Modellvorstellung des fächerförmigen Druckspannungsfeldes. Da die Druckstreben nicht gekrümmt verlaufen, sind auch keine Umlenkkräfte erforderlich. Es sollten sich also theoretisch keine Querzugspannungen entwickeln. Da diese Felder jedoch eine Idealisierung der tatsächlichen Spannungsverläufe darstellen, muss der Einfluss eventuel-

ler Querkzugspannungen auf die Tragfähigkeit des Druckspannungsfeldes berücksichtigt werden. Solange die Querkzugspannungen nicht entscheidend für das Systemversagen sind, erscheint es unter den gegebenen Voraussetzungen hinreichend genau, ihren Einfluss durch eine Abminderung der ansetzbaren zulässigen Druckspannung beim Nachweis des Druckspannungsfeldes zu berücksichtigen. Zudem beinhaltet die Wahl eines geeigneten Stabwerkmodells *mit* Zugstreben rein geometrisch bereits so viele Annahmen, dass das Ergebnis letztendlich auch nicht viel genauer werden würde. Die Duktilität der Dichtwandmasse begrenzt zudem eventuelle Spannungskonzentrationen (z. B. an der Auflagervorderkante) und die damit verbundenen Umlenk- bzw. Querkzugkräfte.

Die in der aktuellen Problemstellung auftretenden Querkzugspannungen sind in den Abbildungen 8.20 bis 8.24 des Kapitels 8 (vgl. auch Abbildung 9.12) ansatzweise erkennbar. Dass sich diese jedoch – im Gegensatz zu vielen üblichen Problemstellungen im Massivbau – nicht als versagensrelevant herausstellen, lässt sich folgendermaßen begründen:

Der Standardversuch an Stahlbetonbalken wird mit Einzellasten durchgeführt, wobei der Probekörper auf zwei Punkten aufgelagert und mit einer oder zwei Einzelkräften belastet wird (Abbildung 9.18).

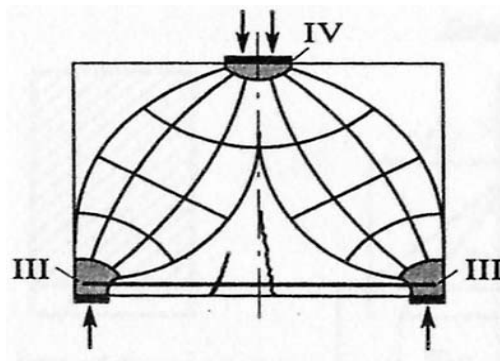


Abbildung 9.18: Druckspannungsfelder beim 3-Punkt-Versuch
(SCHLAICH/SCHÄFER, 2001)

Man kann sich die lastabtragende Druckstrebe als zwei spiegelbildlich angeordnete, *flaschenförmige* Druckspannungsfelder vorstellen. Im Bereich der Lasteinleitung, also sowohl an den Auflagern als auch an den Einzellasten, muss der Kraftfluss stark umgelenkt werden. Diese Umlenkkräfte sind so groß, dass sie vom Beton nicht mehr aufgenommen werden können. Sie sind durch die Anordnung einer Zugbewehrung zu berücksichtigen.

Die in dieser Arbeit untersuchte Problemstellung geht dagegen von einem *fächerförmigen* Druckspannungsfeld aus, in dem theoretisch keine Zugspannungen entstehen, da der Kraftfluss nicht umgelenkt werden muss.

Die größten Spannungen im fächerförmigen Druckspannungsfeld entstehen am Übergang zum singulären Knoten. Der Nachweis der Druckspannungen kann nach SCHLAICH/SCHÄFER (2001) vereinfacht in einem Querschnitt senkrecht zur Stabachse geführt werden (Abbildung 9.19).

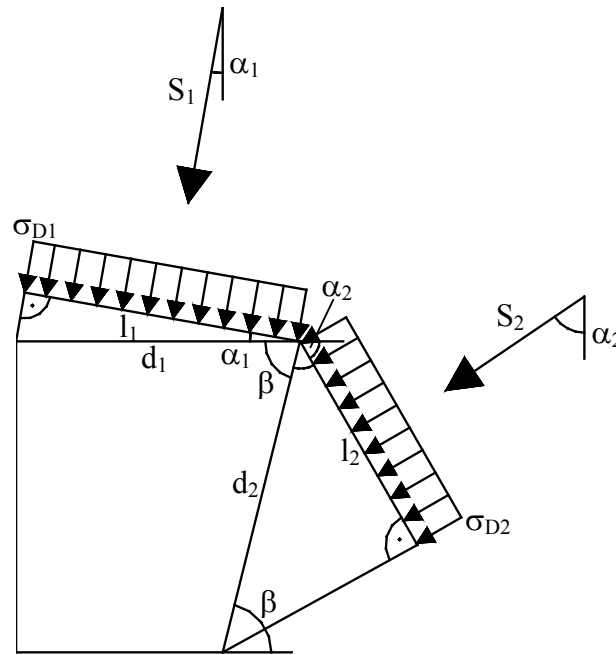


Abbildung 9.19: Auflagerknoten mit Randspannungen

Aus den Längen der Druckflächen

$$l_1 = d_1 \cdot \cos \alpha_1 \quad [\text{mm}] \quad (9.55)$$

$$l_2 = d_2 \cdot \cos(180^\circ - \beta - \alpha_2) = d_2 \cdot \cos\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad [\text{mm}] \quad (9.56)$$

berechnet sich die Spannung im Druckspannungsfeld in einfachster Näherung über:

$$\sigma_{D1} = \frac{S_1}{l_1} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.57)$$

$$\sigma_{D2} = \frac{S_2}{l_2} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.58)$$

und der Ausnutzungsgrad entsprechend über:

$$\frac{1}{\eta_{D1}} = \frac{\sigma_{D1}}{q_u} \quad [-] \quad (9.59)$$

$$\frac{1}{\eta_{D2}} = \frac{\sigma_{D2}}{q_u} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.60)$$

9.3.5 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse des Berechnungsmodells sind für den Knotennachweis in Abbildung 9.20 und für den Nachweis des Druckspannungsfeldes in Abbildung 9.21 dargestellt. Bei der Auswertung der Ergebnisse ist zu beachten, dass bei der Wahl der Scherparameter φ und c in der FEM-Berechnung und in dem Berechnungsmodell *undrainierte* Randbedingungen angesetzt wurden ($\varphi = \varphi_u = 0$; $c = c_u$). Ferner wird darauf hingewiesen, dass die Kurven aus den in Kapitel 9.3.2 angegebenen Näherungsfunktionen hervorgehen, eine Extrapolation der Werte also nicht zulässig ist (z. B. die Aussage, dass die Kurve $1 / \eta_{H,a}$ für $\lambda > 6$ überproportional ansteigen würde).

Letztlich ist bei der Beurteilung der Berechnungsergebnisse zu bedenken, dass die Eingangswerte φ , c und q_u aus Laborversuchen hervorgehen, sie also bereits einer gewissen Material- und Versuchsstreuung unterliegen.

9.3.5.1 Auswertung im Bereich der Knoten

Betrachtet man in Abbildung 9.20 zunächst den Verlauf der Kurve der vertikalen Auflager-spannung σ_{VR} , so fällt auf, dass im Bereich kleiner Schlankheiten λ der Ausnutzungsgrad trotz Ansatz einer lokalen Plastifizierung noch einen Wert bis zu $1 / \eta_{VR} = 1,7$ erreicht, also einen höheren Wert als bei den Ansätzen von SCHLAICH/SCHÄFER (2001) oder BAUMANN (1988). Dieses ist darin begründet, dass die Spannungsverteilung bei deren Ansätzen als rechteckförmig angenommen wird, der Wert der Spannungsordinate bei gleicher Vertikallast V also geringer ist. Im Rahmen der Parametervariation (Kapitel 9.4) wird dieser Effekt nochmals genauer herausgestellt. Der ungewöhnlich hohe Wert kann nur mit dem Einfluss des zweiaxialen Spannungszustandes erklärt werden, der bei dem Ansatz des Ausnutzungsgrads nicht berücksichtigt werden kann, da an der Auflagervorderkante die Größen und Richtungen der beiden Hauptspannungen nicht bekannt sind.

Dass ein lokales Überschreiten der Druckfestigkeit noch keinen Grenzzustand für das Gesamtsystem bedeutet, liegt in der Duktilität der Dichtwandmasse begründet. Hierdurch werden Spannungskonzentrationen lokal begrenzt bzw. teilweise in Nachbarzonen umgelagert.

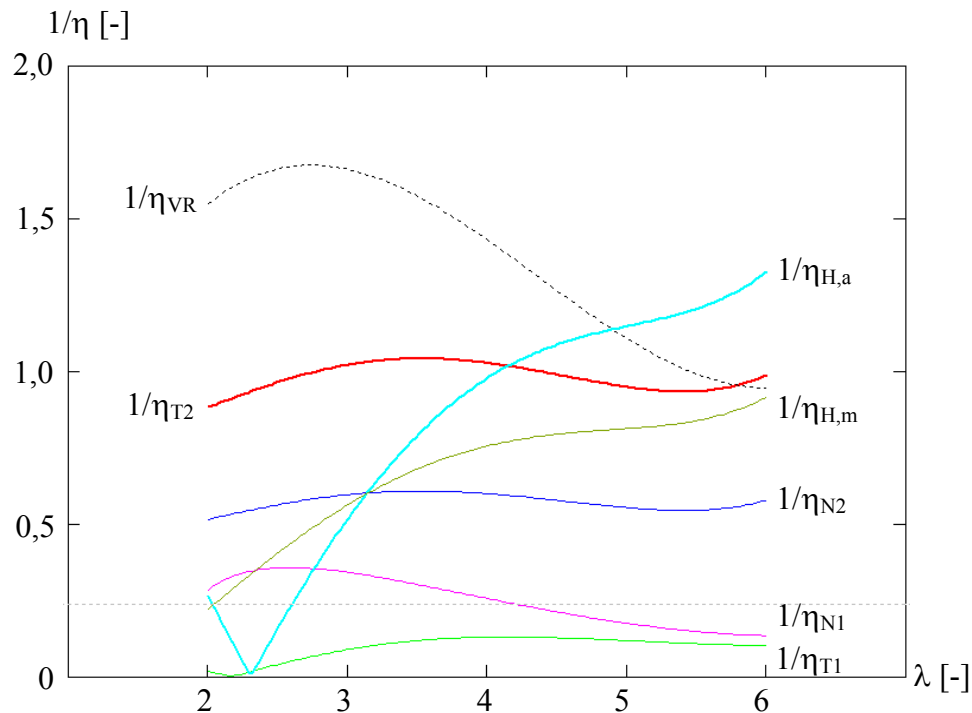


Abbildung 9.20: Ausnutzungsgrade beim Nachweis des Knotens

Die Kurve für den Ausnutzungsgrad der horizontalen Auflagerspannung $1 / \eta_{H,a}$ liegt dagegen unterhalb der vergleichbaren Kurve von SCHLAICH/SCHÄFER (2001) und BAUMANN (1988), obwohl die Spannungsordinate bei dreieckförmiger Verteilung doppelt so groß ist. Die Ursache liegt in der Berücksichtigung des zweiaxialen Spannungszustandes. Für den hier untersuchten Spannungszustand unter undrainierten Bedingungen ($\varphi_u = 0$) bedeutet das:

- Im Vergleich zur einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_1 = q_u$ führt eine Steigerung des Seitendrucks ($\sigma_3 > 0$) zu einer Steigerung der Festigkeit auf einen Wert $\sigma_1 = q_u + \sigma_3$, der Mohr'sche Spannungskreis „verschiebt sich also nach rechts“ (vgl. Abbildung 9.22).
- Der Knick zu Beginn der Kurve weist darauf hin, dass an dieser Stelle die größere Hauptspannung σ_1 ihre Richtung wechselt. Während im Bereich $\lambda < 2,3$ die vertikale Auflagerspannung σ_{VL} die größere der beiden Hauptspannungen darstellt, ist es im Bereich $\lambda > 2,3$ die horizontale Auflagerspannung $\sigma_{H,a}$.

$$\text{Für } \lambda = 2,3 \text{ gilt: } \sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_{VL} = \sigma_{H,a} \Rightarrow \tau_{vorh} = 0$$

Die Kurve des Ausnutzungsgrads $1 / \eta_{H,m}$ der Horizontaldruckspannungen in Balkenmitte ergibt im Bereich großer Schlankheiten Werte bis zu $1 / \eta_{H,m} = 0,88$. Die Spannungen $\sigma_{H,m}$ sind für den Grenzzustand des Systems zwar nicht maßgebend, sie deuten aber darauf hin, dass in Balkenmitte bereits ein Großteil der Scherfestigkeit ausgenutzt wird.

Die Kurve des Ausnutzungsgrads der Resultierenden T_2 der Scherspannung am seitlichen Knotenrand zeigt deutlich, dass in allen Schlankheitsbereichen der Grenzzustand des Systems erreicht ist. Der Einfluss der „Störstelle: Auflagervorderkante“ wird hiermit also in geeigneter Weise berücksichtigt. Die Wellenform der Kurve begründet sich darin, dass sie eine Funktion mit quadratischen und trigonometrischen Faktoren darstellt, die Funktionswerte also nicht über einen größeren Bereich konstant sein können.

Die übrigen Ausnutzungsgrade bleiben im Bereich unterhalb der 0,50, die dazugehörigen Spannungen stellen sich also nicht als relevant für den Grenzzustand des Systems dar.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Scherwiderstand an der seitlichen Knotenrandfläche in allen Schlankheitsbereichen voll ausgenutzt ist. Für $\lambda > 4$ wird zusätzlich die horizontale Auflagerspannung maßgebend für das Versagen, während im Bereich kleiner Schlankheiten die vertikale Auflagerspannung das Bruchkriterium beeinflusst.

9.3.5.2 Auswertung im Bereich des Druckspannungsfeldes

Wie Abbildung 9.21 zeigt, ist die einaxiale Druckfestigkeit am seitlichen Knotenrand (Index 2) im gesamten Schlankheitsbereich zu 100 – 120 % ausgenutzt. Unter idealen Randbedingungen ($\varphi_u = 0$; $q_u = 2 \cdot c_u$; $\sigma_3 = 0$) wären die Ausnutzungsgrade der Druckfestigkeit $1 / \eta_{D2}$ und der Scherfestigkeit $1 / \eta_{T2}$ (Abbildung 9.20) identisch, da der Spannungskreis in diesem besonderen Fall beide Kriterien $\tau_{gr} = \tau_{max} = c_u$ und $(\sigma_1 - \sigma_3) = q_u$ erfüllt (Abbildung 9.22). Dieses weist auch auf einen verträglichen Übergang der Betrachtungsweise der Knoten zu derjenigen des Druckspannungsfeldes hin.

Der Grund dafür, dass der Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit $1 / \eta_{T2}$ hier unterhalb dessen der einaxialen Druckfestigkeit $1 / \eta_{D2}$ liegt, ist das Verhältnis $c > q_u / 2$, das in den Laborversuchen festgestellt und im Berechnungsansatz entsprechend berücksichtigt wurde.

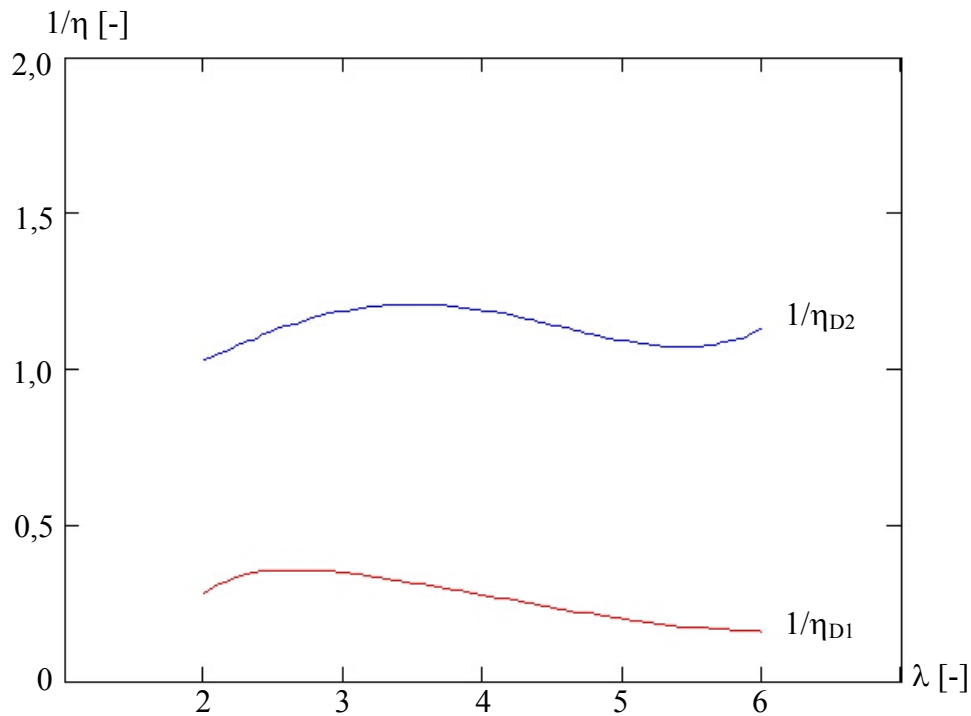


Abbildung 9.21: Ausnutzungsgrade beim Nachweis des Druckspannungsfeldes

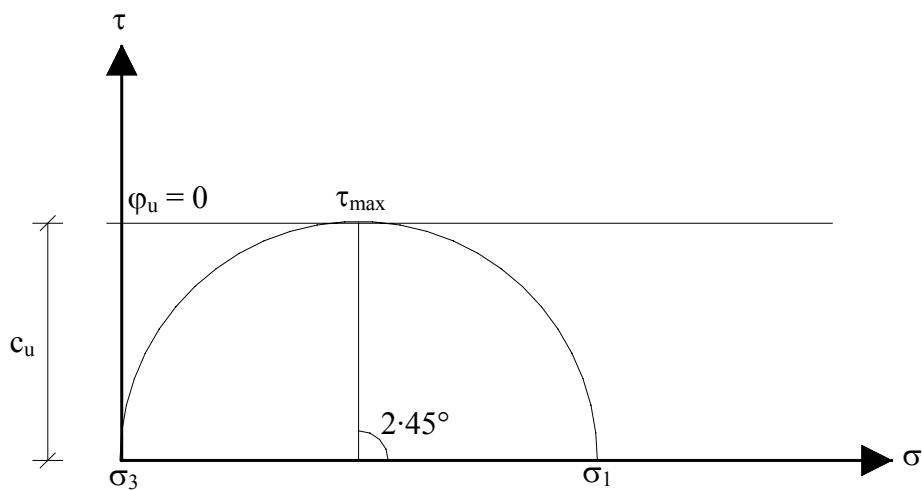


Abbildung 9.22: Mohr-Coulomb'sche Versagensbedingung im undrainierten Zustand

9.4 Parameterstudie

9.4.1 Variation der vertikalen Auflagerspannung

Wie bereits erwähnt, kann mit dem gewählten Versuchsaufbau keine gesicherte Aussage über die Verteilung der vertikalen Auflagerspannung getroffen werden. Während die in der Literatur übliche Knotenbemessung (Kapitel 9.3.3.1) eine mittlere Normalspannung ansetzt (also von einer rechteckförmigen Verteilung ausgeht), führt die Beobachtung des Verformungsverhaltens des Balkens zu einer anderen These: Die Verschiebung in Balkenmitte bedeutet eine

Rotation der einzelnen Balkenhälften, was wiederum eine dreieckförmige Spannungsverteilung – mit der größten Ordinate am vorderen Auflagerrand – vermuten lässt. Dass sich die Spannungsfigur dennoch eher als Rechteck darstellt, wurde bereits mit der Duktilität des Materials begründet.

Werden alle übrigen Berechnungsparameter beibehalten, so verändern sich bei Ansatz einer rechteckförmigen Spannungsverteilung nur die Kurven für $1/\eta_{VR}$ und $1/\eta_{H,a}$ (Abbildung 9.23). Der Ausnutzungsgrad $1/\eta_{VR}$ reduziert sich nur geringfügig von 1,7 auf 1,5, da eine lokale Plastifizierung bereits im ursprünglichen Ansatz berücksichtigt ist. Die höhere Vertikalspannung im Auflagerwinkel dient als Stützspannung für die horizontale Auflagerspannung, so dass sich der Ausnutzungsgrad $1/\eta_{H,a}$ auf einen Wert deutlich unter 1,0 verringert. Dieser Ansatz lässt also für die horizontale Auflagerspannung $\sigma_{H,a}$ nicht auf einen Grenzzustand schließen und liegt damit auf der unsicheren Seite.

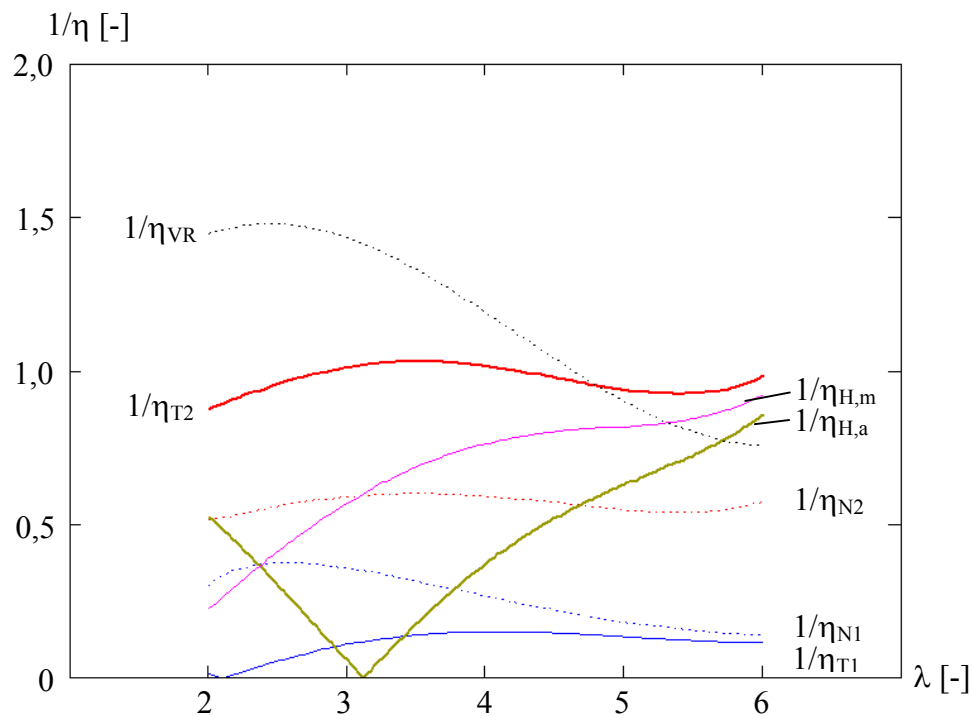


Abbildung 9.23: Ausnutzungsgrade bei einer rechteckförmigen Vertikalspannungsverteilung

9.4.2 Variation der Hebelarme der resultierenden Horizontalkräfte

Neben der Auflast p im Grenzzustand des Systems stellen die Hebelarme a_a am Auflager und a_m in Balkenmitte einen notwendigen numerischen Eingangswert für die Berechnung dar. Unter Annahme einer dreieckförmigen Spannungsverteilung ist mit a_m auch die Dicke des Druckgewölbes gegeben. In einer Vergleichsrechnung soll nun der Einfluss der in der Literatur bekannten Ansätze für die Gewölbedicke (vgl. Kapitel 3) auf das hier vorgestellte Berechnungsmodell herausgestellt werden.

Wie bereits beschrieben, gehen die Ansätze von WEIßENBACH (1977) und BALDAUF/TIMM (1988) von folgenden Annahmen aus:

	<u>WEIßENBACH (1977)</u>	<u>BALDAUFF/TIMM (1988)</u>
Gewölbedicke:	$d_G = \frac{1}{2} \cdot d_W$	$d_G = \frac{1}{2} \cdot d_W$
Spannungsverteilung:	rechteckförmig	dreieckförmig

Hieraus ergeben sich für die Hebelarme a_a und a_m die folgenden Werte:

	<u>WEIßENBACH (1977)</u>	<u>BALDAUFF/TIMM (1988)</u>
$a_a / h [-]$	1/4	1/6
$a_m / h [-]$	3/4	5/6

Abbildung 9.24 verdeutlicht die verschiedenen Werte der Hebelarme nochmals graphisch.

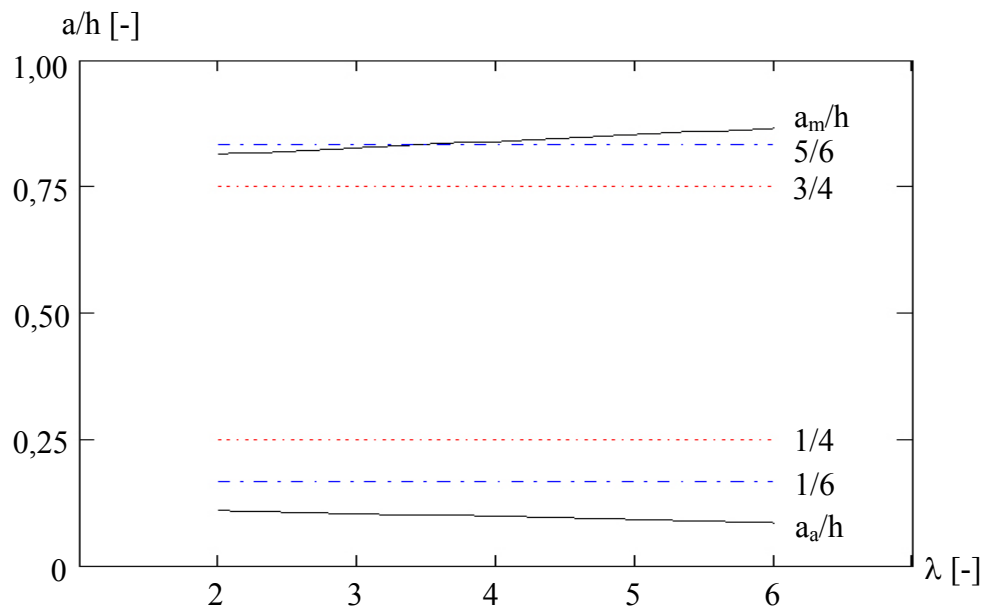


Abbildung 9.24: Hebelarme der resultierenden Horizontalkraft H

Abbildung 9.25 zeigt, dass die Annahme der Gewölbedicke nach BALDAUF/TIMM (1988) bereits zu einer bedeutenden Änderung der einzelnen Ausnutzungsgrade führt.

Der größere Hebelarm a_a im Bereich des Auflagers bedeutet auch eine größeren Randfläche und führt damit zu einer geringeren Horizontalspannung und einem geringeren Ausnutzungsgrad, während die vertikale Auflagerspannung σ_{VR} und deren Ausnutzungsgrad unverändert bleiben.

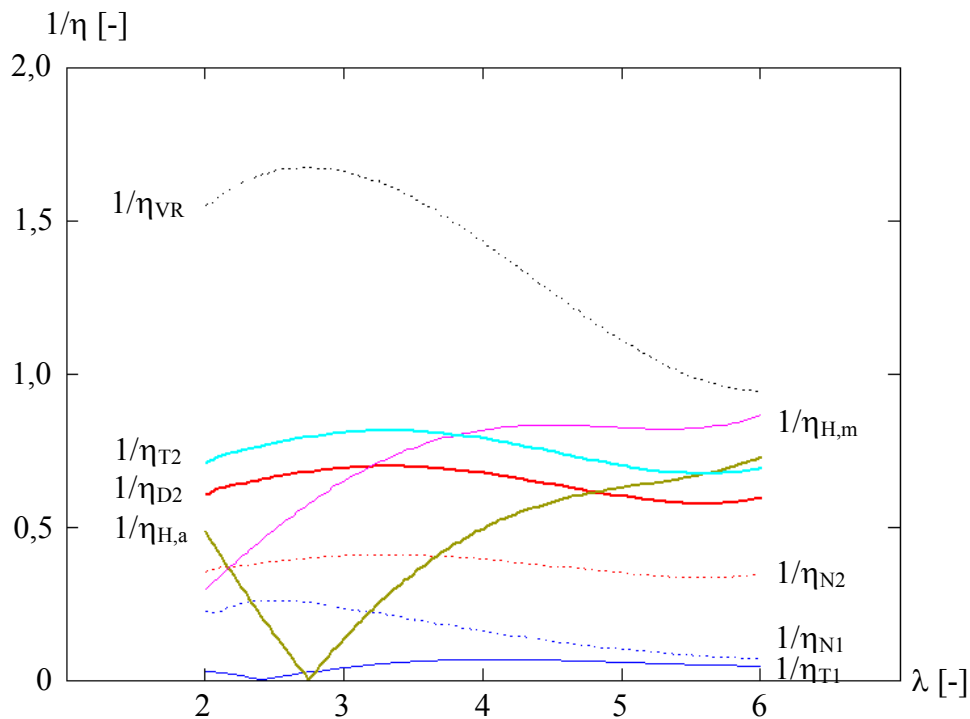


Abbildung 9.25: Ausnutzungsgrade bei Ansatz der Hebelarme (BALDAUFF/TIMM, 1988)

Noch stärker zeigt sich dieser Effekt, wenn anstatt der dreieckförmigen Horizontalspannungsverteilung eine rechteckförmige nach WEIßENBACH (1977) angenommen wird (Abbildung 9.26). Hier werden lediglich Ausnutzungsgrade von maximal 0,75 erreicht. Der Ausnutzungsgrad der Scherspannung an der seitlichen Knotenrandfläche fällt sogar auf einen Wert von ca. 0,50 ab.

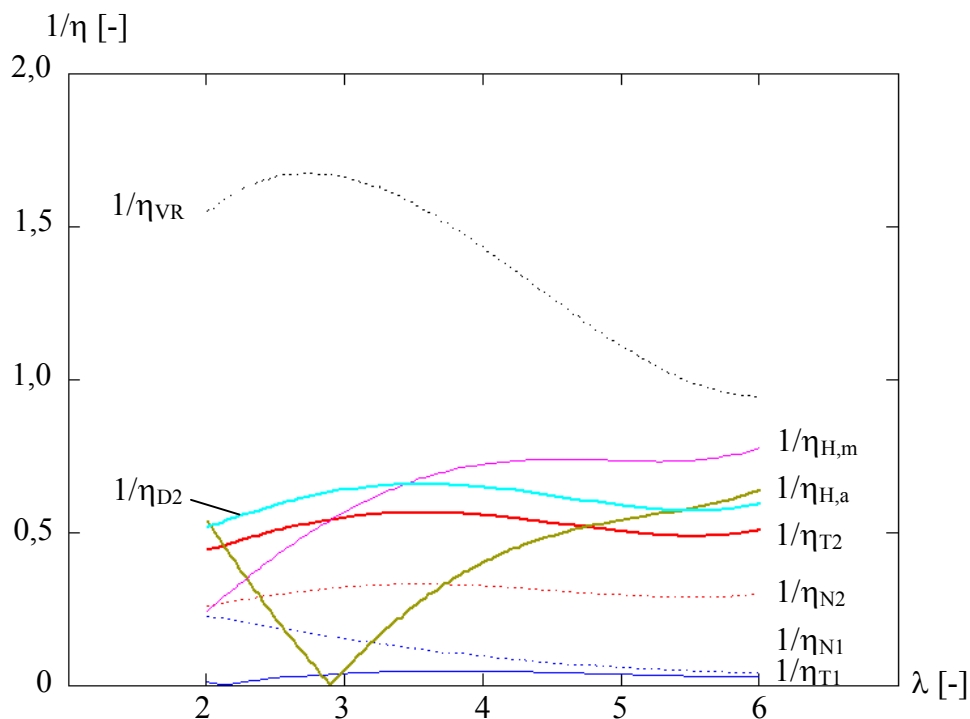


Abbildung 9.26: Ausnutzungsgrade bei Ansatz der Hebelarme (WEIßENBACH, 1977)

Werden also die Annahmen von BALDAUF/TIMM (1988) und WEIßENBACH (1977) mit dem hier vorgestellten Berechnungsansatz kombiniert, so zeigt sich, dass hiermit der Grenzzustand des Systems aus den FEM-Berechnungen nicht für alle Schlankheitsbereiche hinreichend genau beschrieben wird.

Es gilt jedoch zu beachten, dass in den oben angesprochenen Ansätzen ursprünglich nur die Druckspannung in Balkenmitte $\sigma_{H,m}$ betrachtet und diese auf die einaxiale Druckfestigkeit q_u bezogen wird.

Abbildung 9.27 zeigt, dass unter diesen besonderen Voraussetzungen der Ansatz von BALDAUF/TIMM (1988) den Grenzzustand des Systems zumindest für Schlankheiten $\lambda > 4$ sehr gut beschreibt.

Der Ansatz von WEIßENBACH (1977) geht dagegen von einem durchplastifizierten Querschnitt aus. Da in dieser Arbeit der Grenzzustand des Systems jedoch bereits mit dem Beginn der ersten Plastifizierungen definiert wird, muss die Annahme eines durchplastifizierten Querschnitts zu einem Ausnutzungsgrad deutlich unter 1,0 führen.

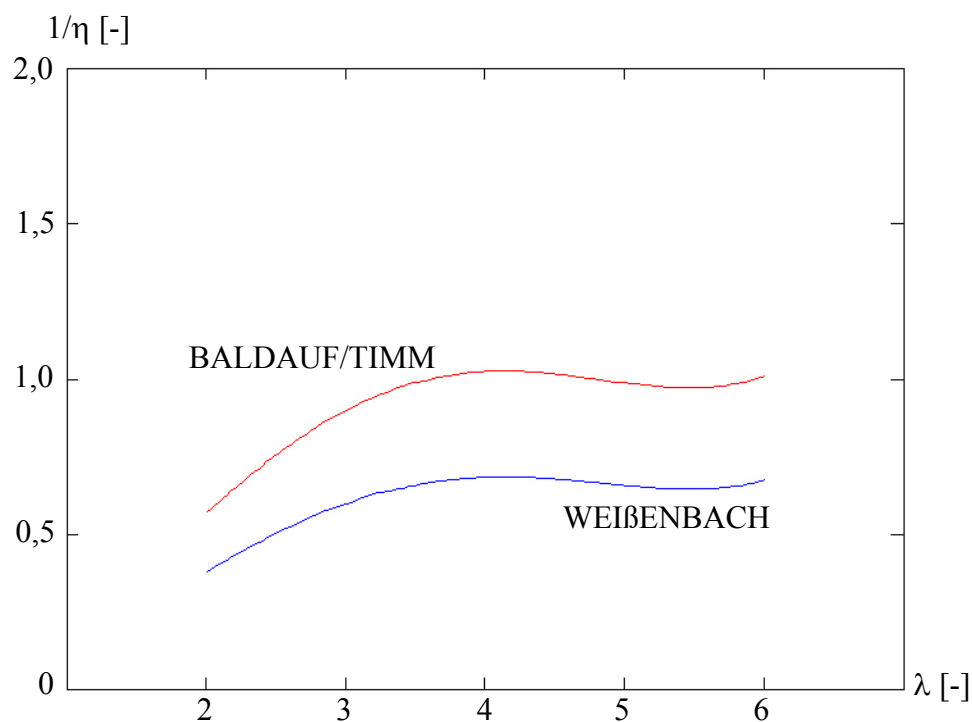


Abbildung 9.27: Ausnutzungsgrade von $\sigma_{H,m}$ zur einaxialen Druckspannung

10 Bemessung von Dichtwandmassen als Ausfachung

10.1 Angaben aus der Literatur für die ansetzbare Druckfestigkeit

BAUMANN (1988) schlägt für die Ermittlung der Druckstrebenfestigkeit im Stahlbetonbau folgende Rechenwerte vor:

$$\sigma_{Rk} = 0,6 \cdot f_{pk} \quad (\text{im allgemein Fall}) \quad (10.1)$$

$$\sigma_{Rk} = 1,0 \cdot f_{pk} \quad (\text{für das einachsig ungestörte Druckspannungsfeld}) \quad (10.2)$$

$$\sigma_{Rk} = 1,2 \cdot f_{pk} \quad (\text{bei zweiachsigem Druck, wenn } \sigma_3 > 0,2 \cdot f_{pk}) \quad (10.3)$$

Der Bezugswert der Beton-Druckfestigkeit ist jeweils die Prismenfestigkeit f_{pk} , die über die Beziehung $f_{pk} = 1,25 \cdot f_{ck}$ (SCHNEIDER, 1996) mit der Zylinderdruckfestigkeit korreliert werden kann. Darüber hinaus sind festigkeitsmindernde Einflüsse (z. B. infolge Dauerbeanspruchung) zu berücksichtigen. Diese charakteristischen Werte im Sinne von DIN EN 1991 (2002) beinhalten keine Sicherheiten.

SUNDERMANN/SCHÄFER (1997) geben in ihren Bemessungsvorschlägen getrennte Empfehlungen für die Druckstreben und für die Knoten an.

Der Bemessungsvorschlag für die *Druckstreben* soll zwei Kriterien erfüllen: die Begrenzung der Druckspannung und den Nachweis der Querkzugkraft.

Die Spannungsbegrenzung am höher belasteten Druckstrebenrand wird über die folgende Bedingung festgelegt:

$$\sigma_{Rd} \leq \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot f_c \quad \text{mit:} \quad f_c = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10.4)$$

Der Beiwert α_1 berücksichtigt die Tatsache, dass die Tragfähigkeit einer Druckstrebe steigt, wenn infolge ihrer geometrischen Form eine starke Einschnürung der Spannungen im Bereich der Knoten stattfindet. In diesem Fall kann die Tragfähigkeit bis zum Faktor $\alpha_1 \leq 1,6$ erhöht werden.

Der Beiwert α_2 berücksichtigt eine Tragfähigkeitsabminderung infolge von Dehnungs-Unverträglichkeiten, die auftreten, wenn Druck- und Zugstreben durch eine ungenaue Modellierung unter einem zu kleinen Winkel aufeinandertreffen.

Da der Nachweis der Querkzugkraft nur für flaschenförmige Spannungsfelder maßgebend ist und die FEM-Berechnung (Kapitel 8) keine solchen Spannungsfelder liefert, wird an dieser Stelle auf eine nähere Erläuterung des Nachweises verzichtet.

Der Bemessungsvorschlag von SUNDERMANN/SCHÄFER für *Druckknoten* begrenzt die größere Knoten-Hauptspannung σ_1 in folgender Form:

$$\sigma_{Rd} = \sigma_1 \leq \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot f_c \quad (10.5)$$

Der Beiwert β_1 stellt eine Festigkeitserhöhung bei Berücksichtigung des zweiaxialen Spannungszustandes in Abhängigkeit von der kleineren Knoten-Hauptspannung σ_3 dar:

$$\beta_1 = 1,0 + 0,4 \cdot \frac{\sigma_3}{f_c} \leq 1,20 \quad (10.6)$$

Der Beiwert β_2 stellt eine Mittelung der Beiwerte α_1 aller an diesen Knoten anschließenden Druckstäbe dar:

$$\beta_2 = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \alpha_{1,i} \quad (10.7)$$

Durch den Ansatz dieser beiden Beiwerte ist an Knoten eine Erhöhung der Druckfestigkeit auf maximal $\sigma_{1,max} = 1,20 \cdot 1,60 \cdot f_c = 1,92 \cdot f_c$ möglich.

Für den Sonderfall, dass die Knotenränder senkrecht zueinander stehen, entspricht σ_1 einer der beiden Randspannungen.

Da den Regelungen für Stabwerkmodelle der DIN 1045-1 (2001) ein Entwurf des Mitautors der Veröffentlichung von SCHLAICH/SCHÄFER (2001) zugrunde liegt, sind die Ansätze der Festigkeiten in beiden Veröffentlichungen weitestgehend identisch. Sie werden nachfolgend zusammengefasst.

Als Bezugswert wird der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} gemäß DIN 1045-1 angesetzt. Der Faktor α berücksichtigt hierbei den Einfluss einer Langzeiteinwirkung.

$$f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10.8)$$

[Hinweis: Im Eurocode 2 ist $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ definiert, also ohne den Faktor α]

in den *Druckstreben* wird dann bestimmt über:

$$\sigma_{Rd} = 1,00 \cdot \eta_1 \cdot f_{cd} \quad (\text{für ungerissene Druckstreben}) \quad (10.9)$$

$$\sigma_{Rd} = 0,75 \cdot \eta_1 \cdot f_{cd} \quad (\text{für Druckstreben parallel zu Rissen}) \quad (10.10)$$

Für den Bemessungswert der Druckfestigkeit am *Knotenrand* gilt:

$$\sigma_{\text{Rd}} = 1,10 \cdot \eta_1 \cdot f_{\text{cd}} \quad (\text{für reine Druckknoten}) \quad (10.11)$$

Der Beiwert η_1 soll dabei eine Reduzierung der Festigkeit bei Leichtbeton berücksichtigen, der Faktor 1,10 berücksichtigt eine 10%ige Festigkeitssteigerung bei zweiaxialen Beanspruchungen.

10.2 Empfehlungen für die Bemessung von Dichtwandmassen als Ausfachung von Verbauwänden mit Hilfe von Stabwerkmodellen

Die Aufgabe des Anwenders bei der Bemessung von Bauteilen mit Hilfe eines Stabwerkmodells liegt darin, für die konkreten Randbedingungen ein spezielles Modell zu entwickeln bzw. ein bewährtes Modell entsprechend anzupassen. Das in Kapitel 9.3 vorgestellte Stabwerkmodell soll aufzeigen, wie eine solche Berücksichtigung der besonderen Randbedingungen bei der Problemstellung „Tragverhalten von Dichtwandmassen als Ausfachung von Verbauwänden“ aussehen kann. An dieser Stelle werden daher lediglich Empfehlungen gegeben, die bei einer Bemessung der Dichtwandmasse mit Hilfe eines Stabwerkmodells hilfreich sein können.

Aufgrund des hohen Wassergehalts der Dichtwandmasse in Verbindung mit einer geringen Wasserdurchlässigkeit ist eine Unterscheidung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit von den Drainagebedingungen unerlässlich. Während der Aushubphase wird die Dichtwandmasse relativ schnell durch den Erd- und Wasserdruck belastet. Dieser Zustand kann mit der Annahme von undrainierten Scherparametern idealisiert werden (Anfangszustand). Nach entsprechender Konsolidationszeit ist der Porenwasserüberdruck abgebaut und die drainierten Scherparameter sind für die Tragfähigkeit maßgebend (Endzustand).

Beim Ansatz der Materialkenngrößen für die Dichtwandmasse ist ferner darauf zu achten, dass sich die ihnen zugrundeliegenden Laborbedingungen teilweise erheblich von den Baustellenbedingungen unterscheiden (z. B. die Umgebungstemperatur während der Hydratation oder der Feststoffeintrag während der Schlitzherstellung; SCHULZ (2001)).

Generell weisen Dichtwandmassen lange Hydratationszeiten auf. Wird also zum Beispiel eine Ausfachung mit einer 28-Tage-Festigkeit bemessen, so steigt ab diesem Zeitpunkt mit zunehmender Druckfestigkeit der Dichtwandmasse auch die Standsicherheit der Ausfachung an.

Zu einer versteckten Sicherheit führt ebenfalls die Vernachlässigung des in situ vorherrschenden Überlagerungsdrucks aus dem Eigengewicht der Dichtwand in einer bestimmten Tiefe.

Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Dichtwandmasse als Ausfachung kann gemäß DIN 1054 (2003) erfolgen:

Demnach sind beim Nachweis zum Schutz vor Materialversagen bei Bauteilen die Bemessungswerte der Beanspruchung mit den Teilsicherheitsbeiwerten der DIN 1054 (2003) zu ermitteln. Da es sich bei dem hier untersuchten Bauverfahren immer um ein temporäres Bau-

werk handelt, können die Teilsicherheitsbeiwerte der Beanspruchungen gemäß DIN 1054, Tabelle 2 (2003) für den Lastfall 2 angesetzt werden.

Für die Bemessungswerte der Widerstände wird auf die entsprechenden Bauartnormen verwiesen, in diesem Fall also auf die DIN 1045-1 (2001). Dichtwandmassen sind dort jedoch nicht explizit berücksichtigt. Da sie hinsichtlich ihrer Dichte jedoch mit einem Leichtbeton vergleichbar sind, können die dafür vorgesehenen Sicherheitsbeiwerte zur Anwendung kommen. Es wird an dieser Stelle nochmals (vgl. Kapitel 3.4) darauf hingewiesen, dass ein herkömmlicher Leichtbeton (z. B. ein Porenbeton) trotz gleicher Dichte im Normalfall eine deutlich höhere Druckfestigkeit aufweist als eine Dichtwandmasse.

Es wird ferner darauf hingewiesen, dass die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit von Dichtwandmassen üblicherweise nach DIN 18136 (1996), also mit Hilfe eines *weggesteuerten* Versuchs erfolgt. Bei Beton wird die einaxiale Druckfestigkeit jedoch mit Hilfe eines *kraftgesteuerten* Versuchs nach DIN 1048-5 (1991) ermittelt, bei dem in der Regel das Probenversagen deutlich schneller eintritt. Wegen der Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit von Dichtwandmassen von der Belastungsgeschwindigkeit liegt der Wert der (niedrigeren) Druckfestigkeit aus dem langsameren, *weggesteuerten* Versuch gegenüber der Druckfestigkeit nach DIN 1048-5 (1991) auf der sicheren Seite.

10.2.1 Bemessung des Druckspannungsfeldes

In dem in Kapitel 9.3 vorgestellten Stabwerkmodell wird lediglich der Auflagerknoten als „singulärer“ Knoten angesehen, die übrigen Knoten wegen der flächenhaften Belastung aus Erd- und Wasserdruck als „verschmierte“ Knoten. Eine genaue Bestimmung der Druckstrebenlängen ist somit nicht möglich und daher auch nicht die Bemessung der Druckstreben nach dem Ansatz von SUNDERMANN/SCHÄFER (1997) (Kapitel 10.1). Eine damit verbundene Vernachlässigung der möglichen Festigkeitserhöhung in eingeschnürten Bereichen der Druckspannungsfelder (Beiwert α_1) liegt jedoch auf der sicheren Seite.

Als Bezugswert für die zulässige Druckfestigkeit wird der Bemessungswert f_{cd} gemäß DIN 1045-1 angesetzt. Der Faktor α zur Berücksichtigung einer Langzeitbelastung kann bei der Bestimmung der Standsicherheit im Anfangszustand entfallen. Im Endzustand sollte der Wert $\alpha = 0,80$ (für Leichtbeton) aus DIN 1045-1 übernommen werden. Er stimmt im Übrigen auch gut mit den in Kapitel 6.5 beschriebenen Ergebnissen der Kriechversuche überein. Diese zeigten, dass bei dem Großteil der Proben bis zu einer Belastung von $0,8 \cdot q_u$ kein Kriechbruch zu beobachten war. Der Teilsicherheitsbeiwert für das Material ist mit $\gamma_c = 1,80$ für unbewehrten Beton anzusetzen. Somit ergibt sich für den Bemessungswert der Druckfestigkeit:

$$f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,00 \cdot \frac{q_u}{1,80} = \frac{q_u}{1,80} \quad (\text{Anfangszustand}) \quad (10.12)$$

$$f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,80 \cdot \frac{q_u}{1,80} = \frac{q_u}{2,25} \quad (\text{Endzustand}) \quad (10.13)$$

Der Bemessungswert der Druckstrebenfestigkeit kann für ungerissene Betondruckzonen gemäß DIN 1045-1 (2001) in folgender Weise bestimmt:

$$\sigma_{Rd} = 1,00 \cdot \eta_1 \cdot f_{cd} \quad (10.14)$$

Der Beiwert η_1 berechnet sich für Leichtbeton in Abhängigkeit von der Dichte ρ [kg/m³]:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \frac{\rho}{2200} \quad (10.15)$$

Allgemein stellt der Knotenrand nur eine Idealisierung der Randbedingungen dar. Tatsächlich gesehen findet der Übergang vom singulären Knotenbereich zum Druckspannungsfeld allmählich statt. Dabei nehmen die Druckspannungen mit zunehmender Entfernung vom Knoten kontinuierlich ab, weil sich die Spannungen ausbreiten.

Unter folgenden Randbedingungen kann von einer Abminderung der Bemessungswerte für die Druckstreben zur Berücksichtigung eines Querkzugversagens nach Gleichung (10.10) abgesehen werden:

1. Die Querkzugspannungen in der FEM-Berechnung im Grenzzustand liegen deutlich unterhalb der Spaltzugfestigkeit des Materials.
2. Das Druckspannungsfeld wird als fächerförmig (nicht flaschenförmig) angesehen und bei der Bemessung der Druckstreben wird *keine* Festigkeitserhöhung infolge eines zweiaxialen Spannungszustands berücksichtigt.
3. Die Einflussfaktoren für unbewehrten Leichtbeton gemäß DIN 1045 (2001) ($\gamma_c = 1,80$ und $\eta_1 = f(\rho)$) kommen zur Anwendung.

Ist ein Überschreiten der Querkzugfestigkeit dennoch nicht auszuschließen, so sind die zulässigen Spannungen im Druckspannungsfeld über die Formel (10.10) zu bestimmen.

Der Nachweis wird über die Bedingung geführt:

$$\sigma_{Ek} \cdot \gamma_E \leq \sigma_{Rd} \quad (10.16)$$

γ_E stellt hierbei den Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchung gemäß DIN 1054, Tabelle 2 (2003) dar, σ_{Ek} ist der charakteristische Wert der einwirkenden Spannung im Druckspannungsfeld.

Ein mögliches Scherversagen innerhalb der Druckstreben ist nicht gesondert nachzuweisen, es wird bereits durch die Nachweise der Scherspannungen an den Knotenrändern berücksichtigt.

10.2.2 Bemessung des Auflagerknotens

Für die Bemessung des Auflagerknotens wird empfohlen, die besonderen Lagerungsbedingungen zu beachten (z. B. unbekannte effektive Länge des horizontalen Auflagers, Spannungsspitzen an der Auflagervorderkante etc.).

Eine mögliche Knotengeometrie ist in Kapitel 9.3 aufgezeigt. Kommt diese zur Anwendung, so kann – bei ausreichender Duktilität der Dichtwandmasse – die Spannungsverteilung am unteren Knotenrand vereinfacht als rechteckförmig angenommen werden. Aus Sicherheitsgründen sollte ferner auf die 10%ige Festigkeitserhöhung gemäß Formel (10.11) verzichtet werden.

Sind in dem gewählten Nachweisverfahren die Widerstände von der einaxialen Druckfestigkeit q_u abhängig, so kann der Bemessungswert – ähnlich wie bei den Druckstreben – in folgender Weise ermittelt werden:

$$\sigma_{Rd} = 1,00 \cdot \eta_1 \cdot f_{cd} \quad \text{mit:} \quad f_{cd} \text{ nach (10.12) bzw. (10.13)} \quad (10.17)$$

Sind die Widerstände dagegen von den Bodenkenngrößen φ und c (bzw. φ_u und c_u) anhängig, so wird empfohlen, hieraus widerstehende Kraftresultierende zu berechnen. Deren Bemessungswerte ergeben sich aus den charakteristischen Werten über die Gleichung:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (10.18)$$

Um für die Nachweise des Druckspannungsfeldes und der Knoten ein konsistentes Sicherheitsniveau zu erhalten, ist für den Teilsicherheitsbeiwert γ_R folgender Ansatz zu wählen:

$$\gamma_R = \frac{\gamma_c}{\eta_1 \cdot \alpha} = \frac{1,80}{\eta_1} \quad (\text{Anfangszustand}) \quad (10.19)$$

$$\gamma_R = \frac{\gamma_c}{\eta_1 \cdot \alpha} = \frac{2,25}{\eta_1} \quad (\text{Endzustand}) \quad (10.20)$$

Der Nachweis am Knoten wird dann über eine der beiden Bedingungen geführt:

$$\sigma_{Ek} \cdot \gamma_E \leq \sigma_{Rd} \quad (\text{für Spannungen}) \quad (10.21)$$

$$E_k \cdot \gamma_E \leq R_d \quad (\text{für Kräfte}) \quad (10.22)$$

γ_E stellt wiederum den Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchung gemäß DIN 1054, Tabelle 2 (2003) dar, σ_{Ek} bzw. E_k sind die charakteristischen Werte der einwirkenden Spannung bzw. einwirkenden Kraftresultierenden am Knotenrand.

Werden für die Bemessung des Auflagerknotens zweiaxiale Spannungszustände in Ansatz gebracht, so ist es unerlässlich, den Effekt der *Strukturverdichtung* im drainierten Zustand der Dichtwandmassen zu beachten (vgl. Kapitel 5.5). Sollten über die Dichtwandmasse keine dahingehenden Werte bekannt sein, ist ab einer Spannung von $\sigma = q_u$ mit einem solchen Effekt zu rechnen.

10.3 Vergleichsrechnung

10.3.1 Beispiel-Randbedingungen

Um die in Kapitel 10.2 gegebenen Bemessungsvorschläge besser beurteilen zu können, werden als einfaches Berechnungsbeispiel Stahlträger IPE 500 gewählt, die mittig in eine 60 cm breite Schlitzdichtwand eingehängt sind. Die Belastung p aus Erd- und Wasserdruck wird vereinfacht vollständig als ständige Last betrachtet. Weiterhin wird von einer rechteckförmigen Verteilung der vertikalen Auflagerspannung σ_v ausgegangen.

Stahlträger IPE 500:

Trägerhöhe:	h	= 500 mm
ansetzbare Auflagerbreite:	l_v	= (200 mm – 10 mm) / 2 = 95 mm
ansetzbare Gewölbehöhe:	d_w	= 550 mm – 50 mm (50 mm Sicherheitsabschlag) = 500 mm

Dichtwandmasse:

Dichte:	ρ	= 1150 kg/m ³
einaxiale Druckfestigkeit:	q_u	= beliebig, da q_u als Bezugswert gewählt wird
Scherfestigkeit		
a) drainiert:	φ	= 40°
	c	= 0,2 · q_u
b) undrainiert:	φ_u	= 0°
	c_u	= 0,5 · q_u

Wie bereits in Kapitel 3.4 beschrieben, lassen sich die Formeln der Gewölbedruckspannungen nach den Bemessungsverfahren von WEIßENBACH (1977) und BALDAUF/TIMM (1988) in folgender Weise umformen:

WEIßENBACH:

$$\sigma_D = \frac{1}{2} \cdot p \cdot \lambda^2 \quad (\text{Gewölbedruckspannung}) \quad (10.23)$$

$$\Leftrightarrow \frac{p}{q_u} = \frac{2}{\lambda^2} \quad (\text{im Grenzzustand: } \sigma_D = q_u) \quad (10.24)$$

$$\Leftrightarrow \frac{p}{q_u} = \frac{2}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{\eta} \quad (\text{im Gebrauchszustand: } \eta = \gamma_E \cdot \gamma_R = 3,0) \quad (10.25)$$

BALDAUF/TIMM:

$$\sigma_D = \frac{3}{4} \cdot p \cdot \lambda^2 \quad (\text{Gewölbedruckspannung}) \quad (10.26)$$

$$\Leftrightarrow \frac{p}{q_u} = \frac{4}{3 \cdot \lambda^2} \quad (\text{im Grenzzustand: } \sigma_D = q_u) \quad (10.27)$$

$$\Leftrightarrow \frac{p}{q_u} = \frac{4}{3 \cdot \lambda^2} \cdot \frac{1}{\gamma_E \cdot \gamma_R} \quad (\text{im Gebrauchszustand: } \gamma_E = 1,20 \text{ gem. DIN 1054, Tab. 2 (LF 2); } \gamma_R \text{ gem. Kapitel 10.2 Gl. (10.19) bzw. (10.20)}) \quad (10.28)$$

10.3.2 Nachweis unter undrainierten Randbedingungen (Anfangszustand)

Da die Nachweise von unterschiedlichen Sicherheitskonzepten ausgehen, wird zunächst der Grenzzustand untersucht, also ohne den Ansatz von Sicherheitsbeiwerten. Abbildung 10.1 zeigt die aufnehmbare Belastung p im Grenzzustand, bezogen auf die Druckfestigkeit q_u . Als Grenzzustand wird bei dem Ansatz nach Kapitel 10.2 derjenige Zustand bezeichnet, in dem eines der Versagenskriterien erreicht wird.

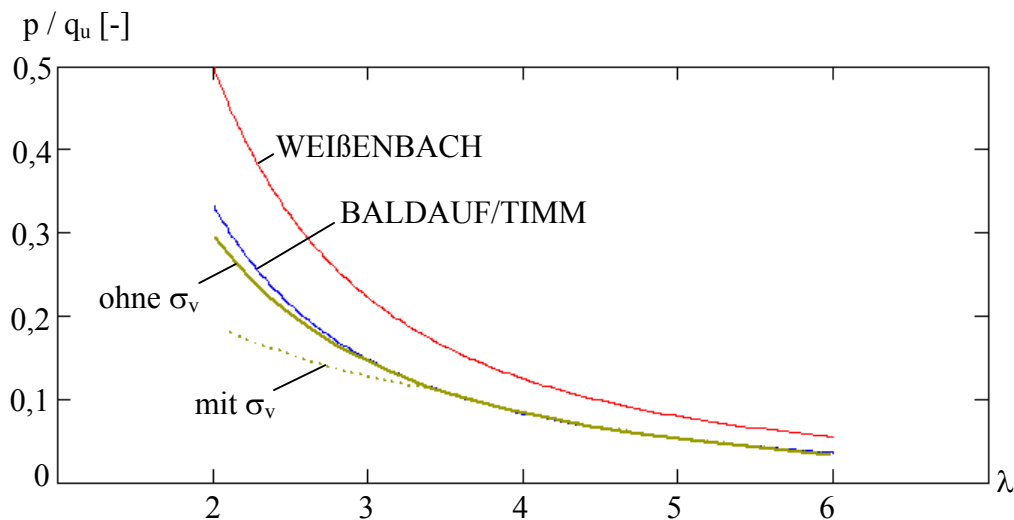


Abbildung 10.1: Auflast im Grenzzustand unter undrainierten Randbedingungen

Bei der Auswertung der Kurven fällt auf, dass die bezogene Auflast nach dem Konzept von WEIßENBACH durchgängig am größten ist. Das ist damit zu begründen, dass dieses Konzept eine vollständige Plastifizierung in der Druckzone des Querschnitts ansetzt, die rechnerische Tragfähigkeit also wesentlich höher sein muss als bei den anderen beiden Konzepten.

Für Schlankheiten $\lambda > 3,5$ entsprechen die Werte nach Kapitel 10.2 denen nach BALDAUF/TIMM. Während jedoch beim Ansatz nach BALDAUF/TIMM die Rand-Druckspannung im Gewölbescheitel maßgebend ist, stellt sich beim Ansatz nach Kapitel 10.2 in diesem Schlankheitsbereich die Spannung $\sigma_{D,2}$ im Druckspannungsfeld (vgl. Kapitel 9.3.5.2 Abbildung 9.23) als maßgebend heraus. Diese ist also von der Knotengeometrie abhängig und steht in keinem direkten Zusammenhang zur Spannung im Gewölbescheitel. Es scheint also nur so, als ob die beiden Kurven in diesem Bereich identisch sind. Die folgende Umformung soll zeigen, dass die beiden Werte nicht direkt abhängig voneinander sind:

Die Spannung im Druckspannungsfeld ergibt sich nach Formel (9.58) zu:

$$\sigma_{D2} = \frac{S_2}{l_2} \quad (9.58)$$

Dieses lässt sich unter Anwendung der Formeln (9.33) und (9.56) umformen zu:

$$\sigma_{D2} = \frac{p \cdot \left(\frac{1}{2} - l_e \right)}{d_2 \cdot \cos \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \cos \alpha_2} \quad (10.29)$$

Wird nun die Auflast im Grenzzustand nach BALDAUF/TIMM gemäß Formel (10.27) eingesetzt, so ergibt sich:

$$\frac{\sigma_{D2}}{q_u} = \frac{\frac{4}{3 \cdot \lambda^2} \cdot \left(\frac{1}{2} - l_e \right)}{d_2 \cdot \cos \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \cos \alpha_2} \quad \text{mit: } \alpha_2 = f(\lambda) \quad (10.30)$$

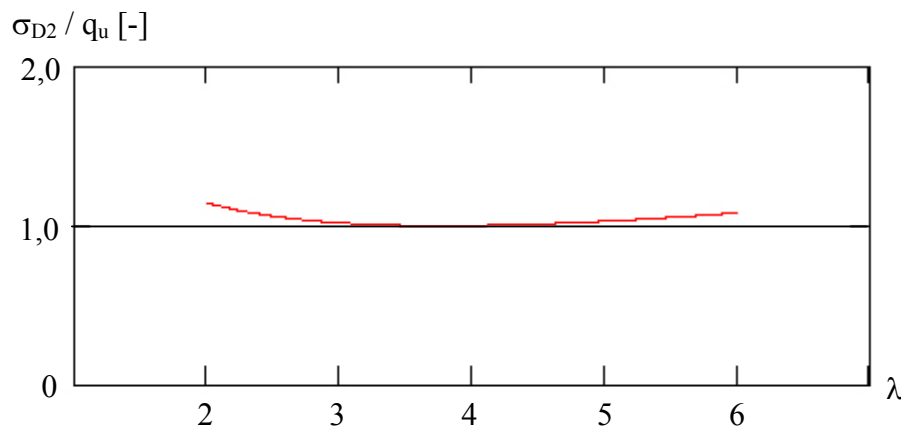


Abbildung 10.2: Bezogene Spannung im Druckspannungsfeld beim Ansatz der Auflast im Grenzzustand (BALDAUF/TIMM, 1988)

Da die bezogene Spannung im Druckspannungsfeld σ_{D2} / q_u nicht durchgängig den Wert 1,0 aufweist, ist von keiner direkten Abhängigkeit der Spannung im Druckspannungsfeld nach dem Ansatz von Kapitel 10.2.1 mit der Gewölbedruckspannung nach dem Ansatz von BALDAUF/TIMM auszugehen. Beide Grenzbedingungen treten also unabhängig voneinander, allerdings fast „zeitgleich“ auf.

Im Bereich $\lambda < 3,5$ weichen die Kurven nach Kapitel 10.2 und nach BALDAUF/TIMM voneinander ab. Als Versagenskriterium stellen sich in diesem Schlankheitsbereich (ohne Berücksichtigung der vertikalen Auflagerspannung σ_v) sowohl die resultierende Schubkraft T_2 als auch die Spannung im Druckspannungsfeld σ_{D2} heraus. Eine Berücksichtigung der vertikalen Auflagerspannungen σ_v würde in diesem Schlankheitsbereich nochmals zu einer deutlichen Reduzierung der Tragfähigkeit führen.

Unter Ansatz der Global- bzw. Teilsicherheitsbeiwerte ergeben sich für den *Gebrauchszustand* die in Abbildung 10.3 gezeigten Kurvenverläufe proportional zu denen im Grenzzustand. Dieses ist auch für die Kurve des Ansatzes nach Kapitel 10.2 der Fall, da – unter den besonderen Randbedingungen dieses Beispiels – im Gebrauchszustand und im Grenzzustand die gleichen Versagenskriterien maßgebend werden.

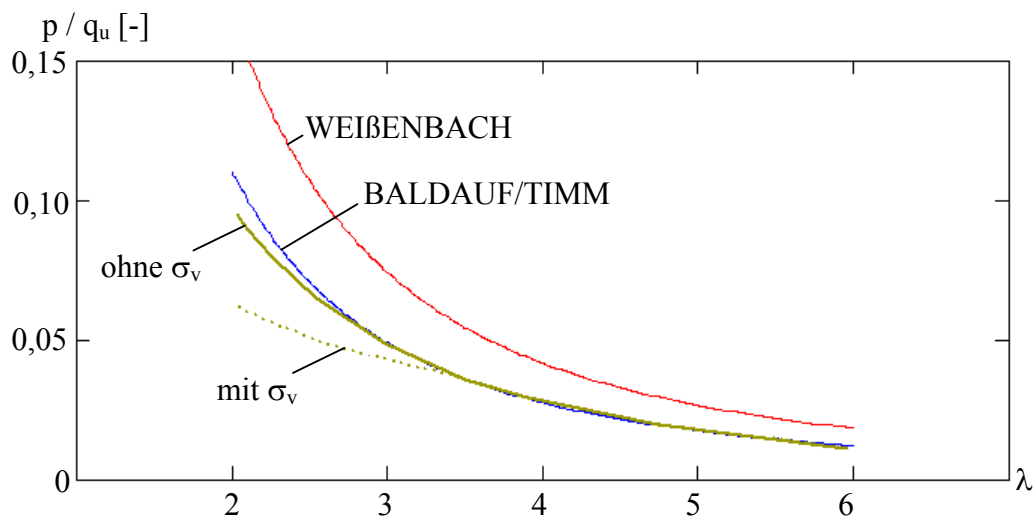


Abbildung 10.3: Auflast im Gebrauchszustand unter undrainierten Randbedingungen

10.3.3 Nachweis unter drainierten Randbedingungen (Endzustand)

Aufgrund des Effektes der „Strukturverdichtung“ der Dichtwandmasse sollte bei der Bestimmung der Bemessungswerte des Widerstands für alle Druckfestigkeiten generell der Wert der einaxialen Druckfestigkeit q_u als Grenzwert genommen werden, ohne eine Festigkeitserhöhung infolge eines zweiaxialen Spannungszustandes in Ansatz zu bringen.

Im Gebrauchszustand ergeben sich die in Abbildung 10.4 dargestellten Kurvenverläufe.

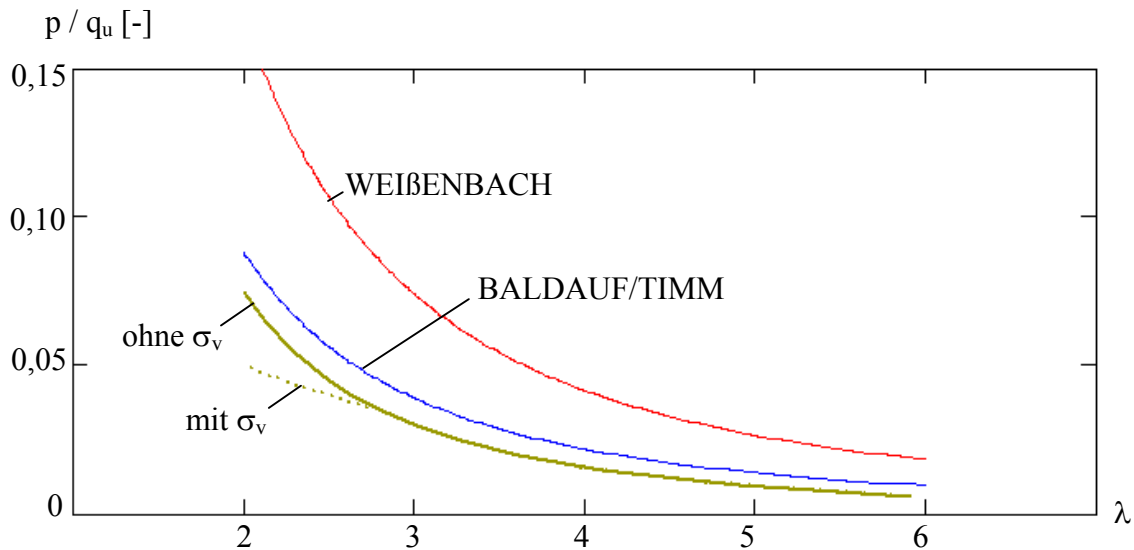


Abbildung 10.4: Auflast im Gebrauchszustand unter drainierten Randbedingungen

Die Kurve nach WEIßENBACH bleibt gegenüber der Abbildung 10.3 unverändert, da dieser Nachweis nicht zwischen einem drainierten und einem undrainierten Tragverhalten unterscheidet. Beim Nachweis nach BALDAUF/TIMM bzw. nach DIN 1045 wird diese Unterscheidung mit der Wahl des Faktors α getroffen (vgl. Gleichungen (10.12) und (10.13)).

Die Kurve nach Kapitel 10.2 verläuft für den drainierten Zustand etwas unterhalb der nach dem Ansatz von BALDAUF/TIMM. Die Ursache wird darin gesehen, dass die Gewölbedicke im Ansatz nach BALDAUF/TIMM größer ist als im Ansatz nach Kapitel 10.2, bei gleichen Horizontalkräften also geringere Spannungen entstehen. Hier ist zu überlegen, ob für die Bemessung auch im unmittelbaren Bereich des Auflagerwinkels, also an der Stelle der maximalen horizontalen Auflagerspannung $\sigma_{H,a}$, eine lokale Plastifizierung (vergleichbar der an der Auflagervorderkante) berücksichtigt werden könnte.

Eine Berücksichtigung der vertikalen Auflagerspannungen σ_v würde auch hier nochmals zu einer deutlichen Reduzierung der zulässigen Belastung führen.

10.3.4 Zusammenfassung

Es kann festgehalten werden, dass unter den einfachen Randbedingungen dieser Beispielrechnung unter undrainierten Randbedingungen die in Kapitel 10.2 vorgestellten Bemessungsvorschläge im Bereich großer Schlankheiten zu etwa den gleichen zulässigen Belastungen führen wie das derzeitige Bemessungsverfahren nach BALDAUF/TIMM. Unterhalb einer gewissen Grenzschlankheit stellen sich jedoch reduzierte zulässige Belastungen ein, da hier die Grenzkriterien der Schubspannung am Auflager und der Spannung im Druckspannungsfeld maßgebend werden. Unter drainierten Randbedingungen führt der Ansatz nach Kapitel 10.2 durchgängig für alle Schlankheiten λ zu etwas geringeren zulässigen Belastungen als nach dem Ansatz von BALDAUF/TIMM.

11 Zusammenfassung / Ausblick

Zusammenfassung:

Das Bauverfahren *Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand* stellt eine kostengünstige Variante für die Errichtung einer wassersperrenden Baugrubenwand dar. Hierbei wird die Dichtwand bis in einen tiefliegenden wassersperrenden Horizont geführt. Für die Lastabtragung im Bereich des Aushubs wird eine Spundwand in die noch frische Dichtwandmasse eingehängt.

Werden statt der Spundwand Stahlträger (I-Profile) im regelmäßigen Abstand in der Dichtwand angeordnet, so wird von einer *Schlitzdichtwand mit eingestellten Trägern* gesprochen. Die Dichtwandmasse wird bei diesem Bauverfahren als eines der Hauptelemente zur Lastabtragung angesetzt. Bei mäßiger Belastung der Wand aus Erd- und Wasserdruck, optimiertem Trägerabstand und optimierter Zusammensetzung der Dichtwandmasse bedeutet die Wahl dieses Bauverfahrens in der Regel eine deutliche Kostenreduktion im Vergleich zu anderen Verbauarten.

Zur Gewährleistung der Wirtschaftlichkeit dieses Bauverfahrens ist jedoch ein Bemessungskonzept erforderlich, das zu einem sicheren, aber auch wirtschaftlich sinnvollen Trägerabstand führt. Das bisherige Konzept der Lastabtragung innerhalb der Dichtwandmasse basiert auf dem Nachweis der Druckspannungen in einem Gewölbe, das sich zwischen den Trägern ausbildet. Die Spannungsverteilung innerhalb des Druckgewölbes kann dabei entweder rechteckförmig (WEIßENBACH, 1977) oder dreieckförmig (BALDAUF/TIMM, 1988) angenommen werden.

Da die Datenbasis der mechanischen Eigenschaften erhärteter Einphasen-Dichtwandmassen noch relativ dünn ist, werden im Rahmen dieser Arbeit zunächst umfangreiche Laborversuche an zwei verschiedenen Fertigprodukten durchgeführt. Hierzu zählen Versuche zur Bestimmung der einaxialen und triaxialen Druckfestigkeit, zum Last-Verformungs-Verhalten unter oedometrischen Bedingungen sowie Versuche zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit, der Querkontraktion und des Kriechverhaltens der Dichtwandmassen.

Zur Simulation der Dichtwandmasse als Ausfachung werden Modellversuche im Maßstab 1 : 8,6 mit balkenförmigen Probekörpern durchgeführt. Diese zeigen, dass das im Bemessungskonzept angesetzte Gewölbedruckversagen nur für größere Schlankheiten (z. B. $\lambda = 4,57$) zu beobachten ist. Bei kleinen Schlankheiten (z. B. $\lambda = 1,86$) findet stattdessen ein Scherversagen im Bereich des Auflagers statt. Die Bruchlasten stimmen für große Schlankheiten im Bereich $\lambda = 4,57$ annähernd mit den nach dem bisherigen Bemessungskonzept zurückgerechneten Werten überein. Im Bereich $\lambda = 1,86$ liegen sie jedoch deutlich darunter. Hier stellt sich der Gewölbedruck nicht als maßgebendes Versagenskriterium heraus, die Proben versagen vielmehr infolge eines Scherversagens.

Berechnungen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FEM) bestätigen diese Beobachtungen. Hierbei werden Balken im Schlankheitsbereich von $\lambda = 1,0$ bis $6,0$ simuliert und deren Versagensmechanismen analysiert. Das Last-Verformungs-Verhalten ist bei beiden Materialien in beiden Probealtern gleich. Es können Näherungsfunktionen gefunden werden, die im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Hebelarme der horizontalen Gewölbedruckresultierenden (am Auflager und in Balkenmitte) und die Auflast dimensionslos beschreiben. Eine Parametervariation bestätigt, dass diese Werte weitgehend unabhängig von den in die Berechnung eingegebenen Materialkenngrößen sind. Trajektorienbilder liefern zusätzlich Aussagen über die Spannungsverteilung in den Balken und bilden damit die Grundlage für die Herleitung einer neuen Modellvorstellung zum Tragverhalten der Dichtwandmasse.

Diese Modellvorstellung wird auf der Grundlage eines Stabwerkmodells analog zum Massivbau entwickelt. Der lastabtragende Bereich wird hierbei in die Auflagerknoten und ein darüber anschließendes Druckspannungsfeld unterteilt. Die genaue Knotengeometrie ergibt sich jeweils in Abhängigkeit von der Schlankheit. Die Tragfähigkeit des Systems wird dann über den Ansatz von Grenzbedingungen bestimmt, sowohl im Druckspannungsfeld als auch an den Knotenrändern.

An einem konkreten Bemessungsbeispiel wird die Anwendung des gewählten Stabwerkmodells erläutert und mit dem bisherigen Bemessungskonzept verglichen. Hierbei stellt sich heraus, dass für undrainierte Randbedingungen im Bereich größerer Schlankheiten das neue Bemessungskonzept zu etwa den gleichen zulässigen Belastungen führt wie das bisherige Bemessungskonzept. Im Bereich kleinerer Schlankheiten lässt das neue Konzept jedoch nur geringere Belastungen zu. Es berücksichtigt somit auch das Versagen am Auflager.

Ausblick:

Da die Modellversuche und deren Simulation nur unter bestimmten Randbedingungen stattfinden konnten, sind die Aussagen dieser Arbeit auch zunächst nur für diese Randbedingungen gültig. Hierzu zählen die Drainagebedingungen (undrainiert), aber auch geometrische Größen (z. B. das Verhältnis der Auflagerlänge zur Gesamtlänge). Weitere dahingehende Untersuchungen wären erforderlich, um die bisherigen Erkenntnisse allgemeingültiger zu formulieren und somit eine größere Sicherheit bei der Bemessung gewährleisten zu können.

Ist das Tragverhalten der Dichtwandmasse weitestgehend geklärt, so kann der Frage nachgegangen werden, wie sich der anliegende Boden bei einer Verformung der Dichtwandmasse verhält bzw. unter welchen Randbedingungen es zu einer Erddruckumlagerung und damit zu einer Entlastung der Dichtwandmasse kommen kann.

Auf der konstruktiven Seite besteht ebenfalls noch Forschungsbedarf. So ist zum Beispiel vorstellbar, der Dichtwandmasse eine Faserbewehrung zuzugeben (vgl. BRINKMANN, 2002) und die Bemessung im Zustand I, also mit ungerissenem Querschnitt, durchzuführen. Eine ähnliche Funktion können auch Tragelemente erfüllen, die zusätzlich zwischen die Träger platziert werden, um die Zugspannungen im Querschnitt aufzunehmen. Es ist jedoch zu beachten, dass sich mit zunehmendem konstruktiven Aufwand die Wirtschaftlichkeit des Bauverfahrens reduziert und somit auch dessen Hauptvorteil gegenüber der Schlitzdichtwand mit eingestellter Spundwand.

Literaturverzeichnis

- BALDAUF, H. (1988) Betonkonstruktionen im Tiefbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
TIMM, U.
- BAUMANN, P. (1988) Die Druckfelder bei der Stahlbetonbemessung mit Stabwerkmodellen, Dissertation, Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, Eigenverlag
- BONZEL, J. (1965) Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Betons, Beton-Verlag, Düsseldorf
- BRINKMANN, A. (1999) Klein- und großmaßstäbliche Versuche zur Ermittlung des mechanischen Verhaltens einer ton-zementgebundenen Dichtwand, Bauingenieur 74 (1999) Nr. 9, S. 390-396
AMANN, P.
- BRINKMANN, A. (2002) Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von ton-zementgebundenem Dichtmaterial für das Zweiphasen-Verfahren, Dissertation, Institut für Geotechnik der ETH Zürich, Band 216, Verlag vdf an der ETH Zürich
- DIN 1045-1 (2001) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN 1048-5 (1991) Prüfverfahren für Beton, Teil 5, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN 1054 (2003) Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN 18130 (1998) Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes, Teil 1, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN 18135 (1999) Eindimensionaler Kompressionsversuch, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN 18136 (1996) Einaxialer Druckversuch, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN 18137-2 (1990) Bestimmung der Scherfestigkeit, Teil 2, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin

- DIN 4093 (1987) Einpressen in den Untergrund, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN 4127 (1986) Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 196-1 (1995) Prüfverfahren für Zement, Teil 1: Bestimmung der Festigkeit, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 197-1 (2001) Zement, Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 12362 (1996) Bestimmung der Spaltzugfestigkeit von Betonprobekörpern, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 1991-1-1 (2002) Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke, Teil 1-1 Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin
- FABIAN (2002) Dichtwände in Schlitzwandbauweise, Leistungsnachweis am Lehr- und Forschungsgebiet Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Bergischen Universität Wuppertal, unveröffentlicht
- FAHN (1967) Was ist Bentonit, Aus Vorträgen auf den Arbeitstagen über die Schlitzwandbauweise im München, Süd-Chemie A.G., München
- FALTBLATT
BETONMARKETING (2002) Falblatt „Blaufärbung von Betonoberflächen“ 11-2002, Verband BetonMarketing Nord, Sehnde
- FEESER, V.
HAHN, T.
MÄRTEN, A.
MÜRDEL, J. (2000) Zur Tauglichkeit der Bruchstauchung mineralischer Dichtwandmassen als Ausschreibungskriterium, Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 63, S. 239-254, Eigenverlag
- GDA-
EMPFEHLUNGEN (1997) Geotechnik der Deponien und Altlasten, 3. Auflage, Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin

- GEBRAUCHS-
MUSTER (1994) Rollennummer: G 9308824.8, Gegenstand: Wandelement, Inhaber: Josef Riepl Bau-AG, München, Bekanntmachung im Patentblatt 08.12.1994
- GEIL, M. (1989) Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspension im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 28, Eigenverlag
- HASS, H.
ORLIA, W. (1992) Dichtwandmassen, Vortrag anlässlich der LGA-Tagung in Nürnberg, S. 312-340
- HEITFELD (1989) Geotechnische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dichtwandmassen bei hohen Beanspruchungen, Dissertation, Mitteilungen zur Ingenieurgeologie und Hydrogeologie der RWTH Aachen, Heft 33, Eigenverlag
- ISSLER, L.
RUOß, H.
HÄFELE, P. (1997) Festigkeitslehre – Grundlagen, Springer-Verlag, Berlin
- JENNEWEIN, M.
SCHÄFER, K. (1992) Standardisierte Nachweise von häufigen D-Bereichen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 430, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- KANI, G. (1968) Was wissen wir über heute über die Schubbruchsicherheit?, Der Bauingenieur 43, Heft 5, S. 167-174
- KAYSER, J. (1995) Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 49, Eigenverlag
- KÉZDI, Á. (1973) Handbuch der Bodenmechanik, Band III: Bodenmechanisches Versuchswesen, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- KÖNIG, G.
TUE, N. (1998) Grundlagen des Stahlbetonbaus, Verlag B. G. Teubner, Stuttgart

- KONG, F.-K. (1970) Web Reinforcement Effects on Deep Beams, ACI Journal
ROBINS, P. J. December 1970, Title No. 67-73, S. 1010-1017
COLE, D. F.
- KORDINA, K. (1985) Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schub-
BLUME, F. tragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente, Deutscher
Ausschuss für Stahlbeton, Heft 364, Verlag Ernst & Sohn,
Berlin
- KRUBASIK, K. (1997) Neuere Entwicklungen von seitlichen Altlasten-
Umschließungen mit sickerwasserresistenten Dichtmassen,
Sicherung von Altlasten, Jessberger, Verlag Balkema,
Rotterdam
- LEHWALTER, N. (1988) Die Tragfähigkeit von Betondruckstreben in
Fachwerkmodellen am Beispiel von gedrungenen Balken,
Dissertation, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau der
TH Darmstadt, D 17, Eigenverlag
- LEONHARDT, F. (1962) Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und
WALTER, R. ohne Schubbewehrung, Deutscher Ausschuss für
Stahlbeton, Heft 151, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- LEONHARDT, F. (1986) Vorlesungen über Massivbau, Teil 2, 3. Auflage, Springer-
Verlag, Berlin
- MAYER, P.-M. (2001) Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch
Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub,
Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik
der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 151,
Eigenverlag
- MESECK, H. (1987) Mechanische Eigenschaften von mineralischen Dichtwand-
massen, Dissertation, Institut für Grundbau und
Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 25,
Eigenverlag
- MÜLLER, H. S. (1986) Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton,
Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungs-
wesen der Universität Fridericiana in Karlsruhe,
Eigenverlag

- MÜLLER-
KIRCHENBAUER, H.
FRIEDRICH, W.
WESELOH, K.
ROGNER, J. (1992) Feststoffverlagerungen an frisch hergestellten Dichtwänden, Vorträge der Baugrundtagung 1992 in Dresden, DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Glückauf, Essen
- PLAXIS (2002) Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 7, PLAXIS BV, P.O. Box 572, 2600 AN DELFT, The Netherlands
- ROSTÁSY, F. S. (1983) Baustoffe, Verlag Kohlhammer, Stuttgart
- RENDCHEN, K. (2000) Hochofenzement – Charakteristische Merkmale und Eigenschaften im Beton, beton, 6/2000, S. 312-317
- SÄNGER, CHR.
STEINHAGEN, P.
MAYER, P.-M. (1994) Friedrichstadt-Passagen Berlin – Planung und Ausführung der Baugrube, Bauingenieur 69 (1994), S. 267-277
- SCHLAICH, J.
SCHÄFER, K. (2001) Konstruieren im Stahlbetonbau, Betonkalender 2001, BK 2, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- SCHNEIDER, K.-J. (1996) Bautabellen für Ingenieure, 12. Auflage, Werner-Verlag, Düsseldorf
- SCHOLZ, CHR.
SCHULZ, T. (2000) Untersuchungen zum Absetzverhalten von Dichtwand-suspensionen, geotechnik 23 (2000), S. 258-260
- SCHOLZ, CHR.
SCHULZ, T. (2000) Untersuchungen zum Absetzverhalten von Bentonit-Zement-Suspensionen, Tiefbau 8/2000, S. 466-467
- SCHOLZ, CHR.
ROSENBERG, M. (2002) Wasserdurchlässigkeitsprüfung von Einphasen-Dichtwandmassen, tis tiefbau ingenieurbau straßenbau 12/2002, S.20-25
- SCHOLZ, CHR.
SCHULZ, T. (2002) Frosteinwirkung auf Dichtwandmassen, tis tiefbau ingenieurbau straßenbau 3/2002, S.15-20
- SCHOLZ, CHR.
ROSENBERG, M.
DIETRICH, J.
MÄRTEN, A. (2003) Laborative Eignungsprüfungen von Einphasen-Dichtwandmassen, geotechnik 26 (2003) Nr. 1, S. 33-41

- SCHOLZ, CHR.
ROSENBERG, M.
DIETRICH, J.
MÄRTEN, A. (2003) Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes an Einphasen-Dichtwandmassen, Bautechnik 80 (2003), Heft 2, S. 90-97
- SCHULZ, T. (2001) Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen, Dissertation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 70, Eigenverlag
- SCHULZE, E.
MUHS, H. (1967) Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin
- SCHWEITZER, F. (1991) Eignung von Fertigmischungen für Dichtungsschlitzwände, Wasserwirtschaft 81 (1991) 5, S.222-231
- SIMMER, K. (1999) Grundbau, Teil 2, 18. Auflage, Verlag B. G. Teubner, Stuttgart
- SMOLTCZYK (1990) Grundbau Taschenbuch, Teil 1, 4. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- SPECHT, M.
SCHOLZ, H. (1995) Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C12 bis C 115, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 453, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- SUNDERMANN, W.
SCHÄFER, K. (1997) Tragfähigkeit von Druckstreben und Knoten im D-Bereich, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 478, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- VOLKMANN, S.
KÜHNERT, U. (1999) Aktueller Entwicklungsstand bei Dichtwandfertigmischungen, altlasten spektrum, 2/99, S. 77-85
- VOGT, N.
STIEGELER, R. (2003) Vertikales Gleichgewicht einer in den Suspensionsschlitz eingehängten Spundwand, Felsbau 21, Nr. 5, 2003
- WALZ (1999) Skript zur Vorlesung „Messen in der Geotechnik“, Lehr- und Forschungsgebiet Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik, Univ.-Prof. Dr.-Ing. B. Walz, Bergische Universität Wuppertal

- WEIßENBACH (1977) Baugruben, Teil III, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- WESCHE (1981) Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2, 2. Auflage, Bauverlag, Wiesbaden
- WORMUTH, R. (2000) Baulexikon, Erläuterung wichtiger Begriffe des Bauwesens
SCHNEIDER, K.-J. mit vielen Abbildungen, Bauwerk Verlag, Berlin

Anhang

Die Gleichungen (9.12), (9.13), (9.14) und (9.17) der Ausnutzungsgrade der Druckspannungen beim Ansatz der Knotengeometrien nach SCHLAICH/SCHÄFER (2001) und BAUMANN (1988) aus Kapitel 9.3.3.1 können auch als Funktion der Schlankheit λ dargestellt werden.

Mit den Näherungsfunktionen

$$\tilde{p}(\lambda) = \frac{p}{q_u} = 0,01 \cdot \lambda^2 - 0,1266 \cdot \lambda + 0,4401 \quad (8.1)$$

$$\tilde{a}_a(\lambda) = \frac{a_a}{h} = -0,006 \cdot \lambda + 0,121 \quad (8.2)$$

$$\tilde{a}_m(\lambda) = \frac{a_m}{h} = 0,013 \cdot \lambda + 0,788 \quad (8.3)$$

$$\tilde{w}(\lambda) = \frac{w}{h} = 0,006 \cdot \lambda - 0,008 \quad (8.4)$$

und den bezogenen Längen

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad (\text{Balkenschlankheit})$$

$$\tilde{l}_v(\lambda) = \frac{l_v}{h} \quad (\text{bezogene Auflagerlänge, vgl. Abb. 9.8})$$

ergeben sich die nachfolgenden Funktionen:

Ausnutzungsgrad der vertikalen Auflagerspannung (Gleichung (9.13)):

$$\frac{1}{\eta_v} = \frac{\sigma_v}{q_u} = \tilde{\sigma}_v(\lambda) = \frac{1}{2} \cdot \tilde{p}(\lambda) \cdot \frac{\lambda}{\tilde{l}_v(\lambda)}$$

Ausnutzungsgrad der horizontalen Auflagerspannung (Gleichung (9.12)):

$$\frac{1}{\eta_{H,a}} = \frac{\sigma_{H,a}}{q_u} = \tilde{\sigma}_{H,a}(\lambda) = \frac{\tilde{p}(\lambda) \cdot \lambda \cdot (\lambda - 2 \cdot \tilde{l}_v(\lambda))}{16 \cdot \tilde{a}_a(\lambda) \cdot (\tilde{a}_m(\lambda) - \tilde{w}(\lambda) - \tilde{a}_a(\lambda))}$$

Ausnutzungsgrad im Druckspannungsfeld nach SCHLAICH/SCHÄFER (Gleichung (9.14)):

$$\frac{1}{\eta_{D,S}} = \frac{\sigma_{D,S}}{q_u} = \tilde{\sigma}_{D,S}(\lambda)$$

$$= \frac{\frac{1}{2} \cdot \tilde{p}(\lambda) \cdot \lambda \cdot \sqrt{1 + \frac{(\lambda - 2 \cdot \tilde{l}_v(\lambda))^2}{16 \cdot (\tilde{a}_m(\lambda) - \tilde{w}(\lambda) - \tilde{a}_a(\lambda))^2}}}{-\sqrt{\tilde{l}_v^2(\lambda) + 4 \cdot \tilde{a}_a^2(\lambda)} \cdot \sin\left(-\arctan\left(\frac{1}{4} \cdot \frac{\lambda - 2 \cdot \tilde{l}_v(\lambda)}{\tilde{a}_m(\lambda) - \tilde{w}(\lambda) - \tilde{a}_a(\lambda)}\right) - \arctan\left(\frac{\tilde{l}_v(\lambda)}{2 \cdot \tilde{a}_a(\lambda)}\right)\right)}$$

Ausnutzungsgrad im Druckspannungsfeld nach BAUMANN (Gleichung (9.17)):

$$\frac{1}{\eta_{D,B}} = \frac{\sigma_{D,B}}{q_u} = \tilde{\sigma}_{D,B}(\lambda) = \frac{1 + \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{\lambda - 2 \cdot \tilde{l}_v(\lambda)}{2 \cdot \tilde{a}_m(\lambda) - \tilde{w}(\lambda) - 1}\right)^2}{\frac{\tilde{\sigma}_{H,a}(\lambda)}{\tilde{\sigma}_v(\lambda)} + \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{\lambda - 2 \cdot \tilde{l}_v(\lambda)}{2 \cdot \tilde{a}_m(\lambda) - \tilde{w}(\lambda) - 1}\right)^2}$$

Die Auswertung der Formeln erfolgt mit der bezogene Auflagerlänge aus den Modellversuchen.

$$\tilde{l}_v(\lambda) = \frac{l_v}{h} = \frac{11}{70}$$

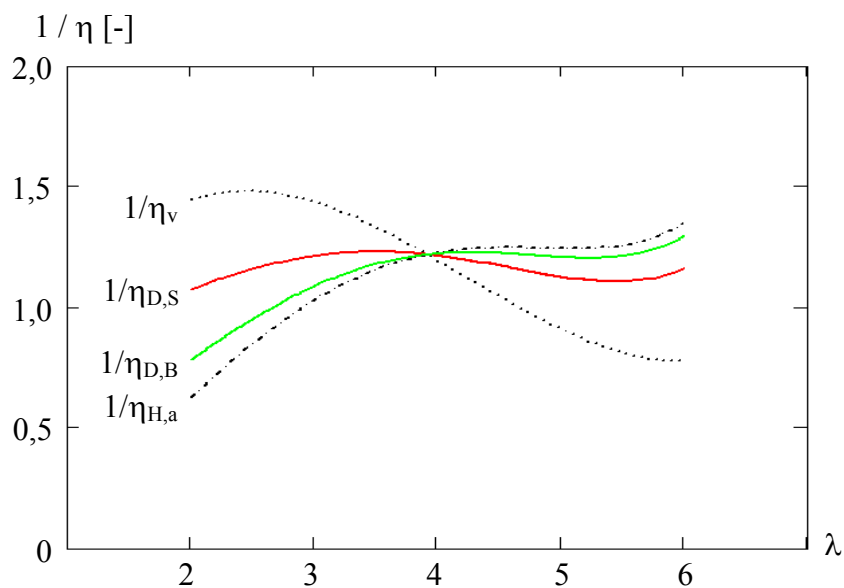


Abbildung A 1: Ausnutzungsgrade nach SCHLAICH/SCHÄFER und BAUMANN

Die Kurvenverläufe entsprechen exakt denen der Abbildungen 9.9 und 9.10 aus Kapitel 9.3.3.1.