

DECKBLATT

	Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Aufgabe	UA	Lfd. Nr.	Rev.
	N A A N	M N N N N N N N N N	N N N N N N	X A A X X	A A	N N N N	N N
EU 424	9K	35215	---	GH	RB	0015	00

Titel der Unterlage: Ergebnisse des Untersuchungsprogramms im Bereich der Unterkreide (343 m Sohle)
(Bericht AI)

Seite: I.

Stand:
22.03.91

Ersteller:



Textnummer:

Stempelfeld:

PSP-Element TP...../..:

zu Plan-Kapitel: 3.1.10.2-4.2 und 3.95

PL
29.04.1991

PL
29.04.1991

Freigabe für Behörden

Diese Unterlage unterliegt samt Inhalt dem Schutz des Urheberrechts sowie der Pflicht zur vertraulichen Behandlung auch bei Beförderung und Vernichtung und darf vom Empfänger nur auftragsbezogen genutzt, vervielfältigt und Dritten zugänglich gemacht werden. Eine andere Verwendung und Weitergabe bedarf der ausdrücklichen Zustimmung des BfS.

Revisionsblatt

BfS

	Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Aufgabe	UA	Lfd. Nr.	Rev.
	N A A N	N N N N N N N N N N	N N N N N N	X A A X X	A A	N N N N	N N
EU 424	9K	35215	---	GH	RB	0015	00

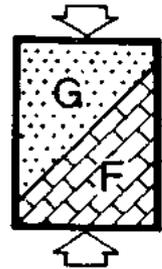
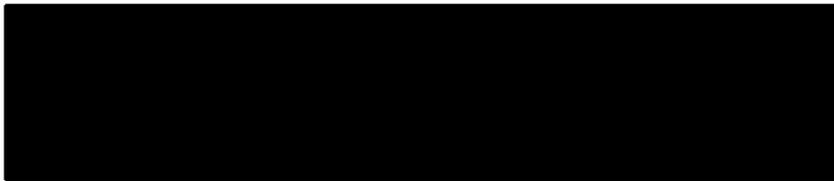
Titel der Unterlage: Ergebnisse des Untersuchungsprogramms im Bereich der Unterkreide (343 m Sohle) (Bericht A I)

Seite:
II.

Stand:
22.03.91

Rev.	Revisionsst. Datum	verant. Stelle	Gegenzeichn. Name	rev. Seite	Kat. *)	Erläuterung der Revision

*) Kategorie R = redaktionelle Korrektur
 Kategorie V = verdeutlichende Verbesserung
 Kategorie S = substantielle Änderung
 Mindestens bei der Kategorie S müssen Erläuterungen angegeben werden.



Endlager Konrad
Schachtverfüllung / Alte Bohrungen

Bericht Teil AI
Ergebnisse des Untersuchungsprogramms
im Bereich der Unterkreide
(343 m-Sohle)

Text

Aachen, den 22.03.1991

Der Bericht wurde im Auftrag des Bundesamtes für Strahlenschutz (BfS) erstellt. Das BfS behält sich alle Rechte vor. Insbesondere darf dieser Bericht nur mit Zustimmung des BfS zitiert, ganz oder teilweise vervielfältigt bzw. Dritten zugänglich gemacht werden.

Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Funktion	Komponente	Baugruppe	Aufgabe	UA	Lfd.Nr	Rev.
NAAN	NNNNNNNNNN	NNNNNN	NNAAAANN	AANNNA	AANN	XAAXX	AA	NNNN	NN
9K	35215					GH	32	000500	

Zusammenfassung

Im Rahmen des Genehmigungsverfahrens für das Endlager Konrad sollen quantitative Nachweise der Dichtigkeit für die alten Tiefbohrungen im Modellgebiet Konrad und für die später zu verfüllenden Schächte geführt werden. Hierzu ist die Kenntnis der mechanischen und hydraulischen Kennwerte des Gebirges im Bereich der die natürliche Barriere bildenden Schichten der Unterkreide erforderlich. Zur Ermittlung dieser Kennwerte und zur unmittelbaren Beobachtung des Gebirgsverhaltens wurden im Rahmen eines Untersuchungsprogrammes vom Schacht Konrad 2 aus je eine Untersuchungsstrecke im Mittelalb (343 m-Sohle) und im Mittelbarrême (541 m-Sohle) aufgefahren. Weiterhin wurden von den Untersuchungsstrecken aus Bohrungen zur Durchführung von Feldversuchen hergestellt.

Im vorliegenden Teil AI des Berichtes zur Schachtverfüllung und Dichtigkeit der alten Bohrungen werden die Ergebnisse der Untersuchungen im Alb (343 m-Sohle) mitgeteilt.

Mit Hilfe von Bohrlochaufweitungsversuchen und Laborversuchen (Druckversuche, Quellversuche) wurden unter Berücksichtigung der Kartierungsergebnisse die Verformbarkeit und die Festigkeit des Gebirges bestimmt und ein mechanisches Modell für das Gebirge entwickelt. Weiterhin wurde der Primärspannungszustand durch in situ-Messungen ermittelt. Durch eine rechnerische Interpretation der in der Strecke und im angrenzenden Gebirge gemessenen Verformungen nach der Methode der Finiten Elemente wurde das mechanische Modell verbessert und für weitere Berechnungen im Zuge der zu führenden Nachweise kalibriert.

Die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges wurde mit Hilfe von Wasserabpreßversuchen sowohl im Bereich des durch den Schacht beeinflussten als auch im Bereich des ungestörten Gebirges bestimmt. Die Wasserabpreßversuche wurden durch Ultraschallmessungen ergänzt, mit denen die durch den Schacht bzw. durch die Strecke verursachten Beeinflussungen des Gebirges nachgewiesen werden konnten. Weiterhin erfolgte eine rechnerische Interpretation dieser Ergebnisse.

II

Die Standsicherheit von Bohrlöchern in den Schichten des Alb wurde mit Hilfe von Fernsehsondierungen, Kalibermessungen, Televiwer-messungen und Lotungen beobachtet. Es wurde der Einfluß von Bohrlochfüllungen bestehend aus Süßwasser, Salzwasser und Ton-Wasser-Dickspülung untersucht. Hierbei zeigte sich, daß die Bohrungen insbesondere bei Flüssigkeitsbefüllung eine sehr geringe Standsicherheit besitzen und sich nach einiger Zeit nahezu vollständig mit Nachfall auffüllen. Das nachgebrochene und weitgehend zerfallene Material erwies sich in Laborversuchen als nur gering wasser-durchlässig. Die Bohrlochbeobachtungen wurden durch Zerfallsversuche an Gesteinsproben im Labor ergänzt. Weiterhin wurden umfangreiche mineralogische Untersuchungen durchgeführt.

Das Nachbruch- und Zerfallsverhalten sowie die in den Bohrungen beobachteten Ausbruchsformen konnten anhand der Laborversuche, der Mineralogie und der tektonischen Beanspruchung des Gebirges qualitativ und quantitativ nachvollzogen werden.

Die im Rahmen des Untersuchungsprogramms auf der 343 m-Sohle erhaltenen Ergebnisse können auf der Grundlage der aus der Bohrung Konrad 101 vorliegenden Kenntnisse über die Lithologie, die Mineralogie und die Wasserdurchlässigkeit sowie auf der Grundlage der regionalen tektonischen Verhältnisse auf die gesamte Schichtenfolge des Alb und des Apt im Modellgebiet Konrad übertragen werden. Die Ergebnisse sind für die bezüglich der Schachtverfüllung und der alten Bohrungen zu führenden Nachweise ausreichend, soweit sie das Gebirge im Bereich des Alb und des Apt betreffen.

Die entsprechenden Untersuchungen für den Bereich der Schichten des Barrême und des Hauterive werden in einem ergänzenden Bericht behandelt.

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
1. Einleitung	1 - 1
2. Untersuchungsprogramm	2 - 1
3. Streckenvorbohrung auf der 343 m-Sohle	3 - 1
3.1 Ablauf der Bohrarbeiten	3 - 1
3.2 Bohrerergebnisse	3 - 1
3.3 Fernsehsondierung	3 - 4
3.4 Beobachtungen während des Streckenvortriebs	3 - 4
4. Auffahrung der Untersuchungsstrecke auf der 343 m-Sohle	4 - 1
4.1 Ausbruch und Sicherung	4 - 1
4.2 Kartierungen und Beobachtungen beim Streckenvortrieb	4 - 3
4.3 Auswertung der Kartierungen hinsichtlich der Trennflächenraumstellung	4 - 6
5. Verformungsmessungen	5 - 1
5.1 Meßprogramm	5 - 1
5.2 Meßergebnisse	5 - 2
5.2.1 Meßquerschnitt 3	5 - 2
5.2.2 Meßquerschnitt 4	5 - 6
5.2.3 Meßquerschnitt 1	5 - 7
5.2.4 Meßquerschnitt 2	5 - 9
6. Ergebnisse der Untersuchungsbohrungen und der Feldversuche auf der 343 m-Sohle	6 - 1
6.1 Bohrerergebnisse	6 - 1
6.2 Dilatometerversuche	6 - 4
6.2.1 Versuchsgerät und Versuchsdurchführung	6 - 4
6.2.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche	6 - 6
6.3 Primärspannungsmessungen	6 - 9
6.3.1 Versuchsgeräte und Versuchsdurchführung	6 - 9
6.3.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche	6 - 12
6.4 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)	6 - 16
6.4.1 Versuchsapparatur und Versuchsdurchführung	6 - 16
6.4.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche	6 - 20

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
6.5 Ultraschallmessungen	6 - 25
6.5.1 Versuchsapparatur und Versuchsdurchführung	6 - 25
6.5.2 Auswertung und Ergebnisse der Messungen	6 - 27
6.6 Versuche zum Zerfall und Beobachtungen in Bohrlöchern	6 - 29
6.6.1 Vorgehensweise, Untersuchungsziele und Untersuchungsmethoden	6 - 29
6.6.2 Bohrung U9	6 - 33
6.6.3 Bohrung F1	6 - 34
6.6.4 Bohrung V5	6 - 35
6.6.5 Bohrung V2	6 - 38
6.6.6 Bohrung V3	6 - 46
6.6.7 Bohrung V4	6 - 48
6.6.8 Bohrung V1a	6 - 50
6.6.9 Zusammenfassung der Ergebnisse	6 - 52
7. Laborversuche	7 - 1
7.1 Dichte und Wassergehalt des Gesteins	7 - 1
7.2 Porosität, Korndichte und Sättigungsgrad des Gesteins	7 - 2
7.3 Mineralogische Zusammensetzung des Gesteins	7 - 3
7.4 Verformbarkeit und Festigkeit des Gesteins	7 - 4
7.4.1 Einaxiale Druckversuche	7 - 5
7.4.2 Dreiaxiale Druckversuche	7 - 7
7.5 Quellverhalten des Gesteins	7 - 9
7.5.1 Quelldruck- und Quellhebungsversuche	7 - 9
7.5.2 Quellversuche nach Huder/Amberg	7 - 13
7.5.3 Ableitung der Quellparameter aus den Versuchsergebnissen	7 - 15
7.6 Zerfallsstabilität des Gesteins	7 - 16
7.7 Wasserdurchlässigkeit des zerfallenen Gesteins	7 - 21
8. Interpretation der Verformungsmessungen in der Strecke	8 - 1
8.1 Zielsetzung	8 - 1
8.2 Berechnungsgrundlagen	8 - 2
8.3 Berechnungsausschnitt, Randbedingungen und untersuchte Fälle	8 - 5
8.4 Gebirgsspannungszustand vor dem Auffahren	

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
8.5 Spannungs- und Verformungszustand nach dem Auffahren der Strecke unter der Annahme elastischen Gebirgsverhaltens	8 - 8
8.6 Aus den Meßergebnissen abgeleitete vortriebs- bedingte Verschiebungen	8 - 11
8.6.1 Meßquerschnitt 3	8 - 12
8.6.2 Meßquerschnitt 1	8 - 15
8.6.3 Meßquerschnitt 2	8 - 16
8.6.4 Meßquerschnitt 4	8 - 16
8.7 Vergleich der vortriebsbedingten Verschiebungen mit den Berechnungsergebnissen	8 - 17
8.7.1 Meßquerschnitt 3	8 - 17
8.7.2 Meßquerschnitt 4	8 - 22
8.7.3 Meßquerschnitt 1	8 - 23
8.7.4 Meßquerschnitt 2	8 - 24
8.7.5 Interpretation der Sohlhebungen	8 - 24
9. Interpretation der Beobachtungen in den Bohrlöchern	9 - 1
9.1 Streckenvorbohrung B11	9 - 1
9.2 Horizontale Untersuchungsbohrungen U7-U10	9 - 4
9.3 Vertikale Untersuchungsbohrungen	9 - 5
10. Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand	10 - 1
11. Interpretation der Ergebnisse der Feldversuche im Hinblick auf die Ausbildung einer Auflockerungszone	11 - 1
12. Extrapolation der Ergebnisse auf die Schichtenfolge des Alb und des Apt	12 - 1
Literatur	

Abbildungen

- AI-2.1 Übersichtsplan (M 1:200)
- AI-3.1 Streckenvorbohrung B11
Bohrergebnis und Zeitablauf
- AI-3.2.1 Streckenvorbohrung B11
Bohrkernfotos, Teil 1
- AI-3.2.2 Streckenvorbohrung B11
Bohrkernfotos, Teil 2
- AI-3.2.3 Streckenvorbohrung B11
Bohrkernfotos, Details
- AI-3.3 Streckenvorbohrung B11
Fotos zur Fernsehsondierung
- AI-3.4 Streckenvorbohrung B11
Entfestigungszonen im bohrlochnahen Bereich
- AI-3.5 Streckenvorbohrung B11
Fotos der Bohrung während des Streckenvortriebs
- AI-4.1 Untersuchungsstrecke 343 m-Sohle
Ausbruch und Sicherung
- AI-4.2 Untersuchungsstrecke 343 m-Sohle
Kartierung der Stöße und der Firste
- AI-4.3 Untersuchungsstrecke 343 m-Sohle
Ortsbrustkartierungen
- AI-4.4.1 Untersuchungsstrecke 343 m-Sohle
Fotodokumentation, Ortsbrust Station 0,0 m
- AI-4.4.2 Untersuchungsstrecke 343 m-Sohle
Fotodokumentation, Ortsbrust Station 0,5 m
- AI-4.4.3 Untersuchungsstrecke 343 m-Sohle
Fotodokumentation, Ortsbrust Stationen 2,4 m, 5,5 m
und 8,8 m
- AI-4.4.4 Untersuchungsstrecke 343 m-Sohle
Fotodokumentation, Firste Station 11,0 m und
Ortsbrust Station 16,0 m
- AI-4.4.5 Untersuchungsstrecke 343 m-Sohle
Fotodokumentation, rechter Stoß Station 37,5 bis
40,0 m, Ortsbrust Stationen 28,3 m und 40,0 m

- AI-4.5 Untersuchungsstrecke 343 m-Sohle
 Statistische Auswertung der Trennflächenkartierungen
- AI-5.1 Untersuchungsprogramm zur Messung der beim Vortrieb
 der Strecke aufgetretenen Gebirgsverformungen
- AI-5.2 MQ3 (Station 15,3 m): Zeitlicher Verlauf der
 Verschiebungen - Stoßextensometer E1
- AI-5.3 MQ3 (Station 15,3 m): Zeitlicher Verlauf der
 Verschiebungen - Diagonalextensometer E2
- AI-5.4 MQ3 (Station 15,3 m): Zeitlicher Verlauf der
 Verschiebungen - Firstextensometer E3
- AI-5.5 MQ3 (Station 15,3 m): Ergebnisse der
 Extensometermessungen (Stand 04.09.1990)
- AI-5.6 MQ3 (Station 14,5 m): Zeitlicher Verlauf der
 Firstsenkung und der Sohlhebung - Nivellements
- AI-5.7 MQ3 (Station 14,5 m): Zeitlicher Verlauf der
 Hohlraumkonvergenzen - vertikale (V) und horizontale
 (H1, H2) Meßstrecken
- AI-5.8 MQ3 (Station 14,5 m): Zeitlicher Verlauf der
 Hohlraumkonvergenzen - diagonale Meßstrecken (D1 bis
 D4)
- AI-5.9 MQ3 (Station 14,5 m): Zeitlicher Verlauf der der
 Hohlraumkonvergenzen - diagonale Meßstrecken (D5 bis
 D8)
- AI-5.10 MQ3 (Station 14,5 m): Ergebnisse der Nivellements und
 Konvergenzmessungen (Stand 04.09.1990)
- AI-5.11 MQ4 (Station 33,1 m): Ergebnisse der Nivellements und
 Konvergenzmessungen (Stand 04.09.1990)
- AI-5.12 MQ1 (Station 1,8 m): Zeitlicher Verlauf der
 Firstsenkung und der Sohlhebung - Nivellements
- AI-5.13 MQ1 (Station 1,8 m): Zeitlicher Verlauf der
 Hohlraumkonvergenzen - vertikale (V) und horizontale
 (H1, H2) Meßstrecken
- AI-5.14 MQ1 (Station 1,8 m): Zeitlicher Verlauf der
 Hohlraumkonvergenzen - diagonale Meßstrecken (D1 bis
 D4)
- AI-5.15 MQ1 (Station 1,8 m): Zeitlicher Verlauf der
 Hohlraumkonvergenzen - diagonale Meßstrecken (D5 bis
 D8)

- AI-5.16 MQ1 (Station 1,8 m): Ergebnisse der Nivellements und Konvergenzmessungen (Stand 04.09.1990)
- AI-5.17 MQ2 (Station 6,0 m): Ergebnisse der Nivellements und Konvergenzmessungen (Stand 04.09.1990)

- AI-6.1.1 Kartierung der Kernbohrungen
Bohrungen V1 und V5
- AI-6.1.2 Kartierung der Kernbohrungen
Bohrung V2
- AI-6.1.3 Kartierung der Kernbohrungen
Bohrung V4
- AI-6.1.4 Kartierung der Kernbohrungen
Bohrungen F1 und F2
- AI-6.1.5 Kartierung der Kernbohrungen
Bohrungen W1 bis W6
- AI-6.1.6 Kartierung der Kernbohrungen
Bohrungen U1 bis U6
- AI-6.1.7 Kartierung der Kernbohrungen
Bohrungen U7 bis U12
- AI-6.2 Dilatometerversuche in V2 und V5
Versuchsgerät und Auswertebeispiel
- AI-6.3 Dilatometerversuche in V2 und V5
Ergebnisse der Versuchsauswertungen
- AI-6.4 Primärspannungsmessungen in F1 und F2
Ergebnisse der Versuchsauswertung
- AI-6.5 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
Versuchsapparatur
- AI-6.6 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
Auswertebeispiel
- AI-6.7.1 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
Einzelergebnisse, Bohrungen W1 und W2
- AI-6.7.2 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
Einzelergebnisse, Bohrung W3
- AI-6.7.3 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
Einzelergebnisse, Bohrung W4
- AI-6.7.4 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
Einzelergebnisse, Bohrungen W5 und W6
- AI-6.7.5 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
Einzelergebnisse, Bohrung W7

- AI-6.8 Wasserabpreßversuche (WD-Tests) und
Ultraschallmessungen: Übersicht Versuchsergebnisse
- AI-6.9 Fotos zur Fernsehsondierung
Bohrung U9
- AI-6.10 Fotos zur Fernsehsondierung
Bohrung F1
- AI-6.11 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des
Zerfalls Bohrung V5
- AI-6.12 Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V5
- AI-6.13 8-Arm-Kaliber-Log
Bohrung V5, Messung am 10.10.1990
- AI-6.14 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des
Zerfalls Bohrung V2
- AI-6.15.1 Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V2, Teil 1
- AI-6.15.2 Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V2, Teil 2
- AI-6.15.3 Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V2, Teil 3
- AI-6.16 8-Arm-Kaliber-Log
Bohrung V2, Messung am 04.05.1990
- AI-6.17 Televiermessungen
Bohrung V2, Messungen nach der 4. Befüllung
- AI-6.18 8-Arm-Kaliber-Log
Bohrung V2, Messung vom 08.11.1990
- AI-6.19 Gamma-Ray-Log und 8-Arm-Kaliber-Log
Bohrung V2, Messungen vom 08.11.1990
- AI-6.20 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des
Zerfalls Bohrung V3
- AI-6.21 Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V3
- AI-6.22 Televiermessungen
Bohrung V3, Messungen nach der 3. Befüllung
- AI-6.23 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des
Zerfalls Bohrung V4
- AI-6.24 Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V4

- AI-6.25 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls Bohrung V1a
- AI-6.26 Zusammenfassung der Ergebnisse der Bohrlochbeobachtungen in den Bohrungen V2, V3, V4 und V5 und Vergleich mit der Mineralogie und der Kornverteilung

- AI-7.1 Streubereich und Häufigkeitsverteilung der Gesteinsdichte (Feuchtdichte)
- AI-7.2 Streubereich und Häufigkeitsverteilung der Wassergehalte
- AI-7.3 Wassergehalt der Proben aus den Bohrungen B11 und V4
- AI-7.4 Porenanteil, Korndichte und Sättigungsgrad von Proben aus der Vorbohrung B11
- AI-7.5 Mineralogische Zusammensetzung der Proben aus der Vorbohrung B11
- AI-7.6 Smektitanteile der Proben aus den Vertikalbohrungen
- AI-7.7 Calcitanteile der Proben aus den Vertikalbohrungen
- AI-7.8 Quarzanteile der Proben aus den Vertikalbohrungen
- AI-7.9 Gewichtsanteile der mineralogischen Hauptkomponenten in Abhängigkeit von der Tiefe
- AI-7.10 Ergebnisse der einaxialen Druckversuche
- AI-7.11 Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche
- AI-7.12 Quellgesetz, Quelldruckversuch und Quellhebungsversuch
- AI-7.13 Ergebnisse der Quelldruckversuche an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11
- AI-7.14 Ergebnisse der Quellhebungsversuche mit destilliertem Wasser an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11
- AI-7.15 Ergebnisse der Quellhebungsversuche mit Salzwasser an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11
- AI-7.16 Quellversuche nach Huder/Amberg
- AI-7.17 Ergebnisse der Huder/Amberg-Versuche mit destilliertem Wasser an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11
- AI-7.18 Ergebnisse der Huder/Amberg-Versuche mit Salzwasser aus dem Hilssandstein an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11

- AI-7.19 Ergebnisse der Huder/Amberg-Versuche mit Salzwasser aus der Oxford (Ort 300) an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11
- AI-7.20 Auswertung der Quellversuche im Hinblick auf die Quellparameter
- AI-7.21 Tauchversuch zur Untersuchung der Zerfallsstabilität nach Mederer
- AI-7.22 Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Vorbohrung B11
- AI-7.23 Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung E1
- AI-7.24 Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung E2
- AI-7.25 Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung E3
- AI-7.26 Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung V4
- AI-7.27 Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung V2
- AI-7.28 Versuche zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit des zerfallenen Gesteins an Proben aus der Bohrung V2

- AI-8.1 Programmsystem FESWELL: Modell für das Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges
- AI-8.2 Interpretation der Verformungsmessungen: Berechnungsausschnitt, FE-Netz und Randbedingungen
- AI-8.3 Fälle A, B und Q: Felsmechanische Kennwerte und Horizontalspannungen
- AI-8.4 Gebirgsspannungszustand vor dem Auffahren der Strecke
- AI-8.5 Fälle A1: Gebirgsspannungen in der Umgebung der Strecke
- AI-8.6 Fälle A1: Vortriebsbedingte elastische Verschiebungen in Abhängigkeit vom E-Modul
- AI-8.7 Fälle B1: Vortriebsbedingte elastische Verschiebungen in Abhängigkeit vom E-Modul
- AI-8.8 Abschätzung der nicht gemessenen Anteile der vortriebsbedingten Gebirgsverschiebungen
- AI-8.9 MQ3 (Station 14,5 m): Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen

- AI-8.10 MQ3 (Station 15,3 m): Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen - Extensometer E3
- AI-8.11 MQ3 (Station 15,3 m): Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen - Extensometer E2
- AI-8.12 MQ3 (Station 15,3 m): Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen - Extensometer E1
- AI-8.13 MQ3: Gesamtdarstellung der abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen
- AI-8.14 MQ1: Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen
- AI-8.15 MQ1: Darstellung der abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen
- AI-8.16 MQ2: Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen
- AI-8.17 MQ2: Darstellung der abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen
- AI-8.18 MQ4: Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen
- AI-8.19 MQ4: Darstellung der abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen
- AI-8.20 MQ3 - Fall A2: Vergleich Messung - Rechnung
- AI-8.21 MQ3 - Fall A3: Vergleich Messung - Rechnung
- AI-8.22 MQ3 - Fall A4: Vergleich Messung - Rechnung
- AI-8.23 MQ3 - Fall A5: Vergleich Messung - Rechnung
- AI-8.24 MQ3 - Fall A6: Vergleich Messung - Rechnung
- AI-8.25 MQ3 - Fall A7: Vergleich Messung - Rechnung
- AI-8.26 MQ1 - Fälle A2 bis A7: Vergleich Messung - Rechnung
- AI-8.27 MQ2 - Fälle A2 bis A7: Vergleich Messung - Rechnung
- AI-8.28 MQ1 und MQ2: Interpretation der Sohlhebungen
- AI-9.1 Streckenvorbohrung B11
Spannungszustand im Bohrlochnahbereich und Bruchkriterium
- AI-9.2 Streckenvorbohrung B11
Interpretation der Beobachtungen vor und während des Streckenvortriebs
- AI-9.3 Horizontalbohrungen U9 und U10
Spannungszustand und Interpretation der Beobachtungen im Bohrloch
- AI-9.4 Vertikalbohrungen
Interpretation der Ausbrüche, Prinzipdarstellung

- AI-9.5 Vertikalbohrungen
Interpretation der Ausbrüche, Rechnerische
Betrachtungen
- AI-10.1 Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand
- AI-11.1 Aus den Ergebnissen der WD-Versuche abgeleitete
mittlere Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für die
Auflockerungszone und das unverritzte Gebirge
- AI-11.2 Fälle S1 und S2: FE-Netz, Rechenablauf und Kennwerte
- AI-11.3 Fälle S1 und S2: Berechnungsergebnisse
- AI-11.4 Modell für die Änderung der Wasserdurchlässigkeit des
Gebirges im Bereich des Schachtes
- AI-11.5 Wasserdurchlässigkeit in Abhängigkeit von der
Spaltweite der Risse
- AI-11.6 Aus den Ergebnissen der Fälle S1 und S2 abgeschätzte
Rißweiten und Wasserdurchlässigkeiten in Schachtnähe
- AI-12.1 Mineralogische Untersuchungen im Bereich des Alb und
des Apt: Vergleich von Ergebnissen aus der K101 und
aus Bohrungen von der 343 m-Sohle

1. Einleitung

Die im Hangenden des projektierten Endlagers KONRAD anstehenden Tonsteine der Unterkreide mit einer Gesamtdicke von mehreren hundert Metern stellen hinsichtlich des Transports radionuklid belasteter Wasser eine natürliche Barriere dar. Diese Barriere ist im Rahmen der Erkundung des unterhalb der Unterkreide-Tonsteine liegenden Erzlagers (Oxford) im Verlauf der vergangenen Jahrzehnte mit einer Reihe von Erkundungsbohrungen durchteuft worden. Außerdem stellen die zwei für die Erzgewinnung hergestellten Schächte (Konrad 1 und 2) Durchbrüche durch die dichtenden Gesteinsschichten dar. Die alten Tiefbohrungen und die Schächte werden als potentielle Wegsamkeiten für den beschleunigten Transport radionuklid belasteter Wasser in die Biosphäre angesehen.

Im Rahmen des Genehmigungsverfahrens für das Endlager KONRAD sollen quantitative Nachweise der Dichtigkeit für die alten Tiefbohrungen im Modellgebiet Konrad und die später zu verfüllenden Schächte geführt werden. Die Anforderungen an die Wasserdurchlässigkeit der verfüllten Schächte und Bohrungen ergeben sich aus Modellberechnungen zur Grundwasserbewegung und zur Radionuklidausbreitung.

Im Bereich der Unterkreide betragen die Anforderungen an die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte nach Angabe des BfS für die wiederverfüllten Schächte $k_f \leq 10^{-8}$ m/s und für die alten Tiefbohrungen $k_f \leq 10^{-5}$ m/s. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Schächte und Bohrungen infolge von Spannungsumlagerungen von Auflockerungszonen begrenzter Ausdehnungen umgeben sind, in denen u.U. eine im Vergleich zum ungestörten Gebirge erhöhte Wasserwegigkeit vorhanden ist. Die an die Dichtigkeit gestellten Anforderungen beziehen somit die Auflockerungszonen ein und die o.g. Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte stellen integrale Werte für die verfüllten Hohlräume mit den umgebenden Auflockerungszonen über die gesamte Dicke der Unterkreide-Tonsteine dar. Unter der Annahme, daß bei einem bestimmten Gefälle eine bestimmte Durchflußmenge nicht überschritten werden darf, sind für größere Durchflußquerschnitte kleinere Durchlässigkeitsbeiwerte erforderlich als für kleinere Durchfluß-

querschnitte. Die k_f -Werte verhalten sich umgekehrt proportional zu den durchströmten Flächen (A_1, A_2)

$$k_{f1}/k_{f2} \approx A_2/A_1$$

Für eine Beurteilung der Machbarkeit der Schachtverschlüsse und der Dichtigkeit der alten Bohrungen müssen die mechanischen und hydraulischen Kennwerte (E-Modul, Festigkeit, Primärspannungen, Quellparameter, k_f -Werte ...) für das Gebirge im ungestörten Zustand und im Bereich der Auflockerungszonen zuverlässig bekannt sein. Dazu gehören außerdem Angaben über die Ausbildung des Trennflächengefüges und die Ausdehnung der die Schächte und Bohrungen umgebenden Auflockerungszonen. Um diese Informationen zu erhalten wurde ein Untersuchungs- und Versuchsprogramm konzipiert und ausgeführt.

Vom Schacht Konrad 2 aus wurden zwei Versuchsstrecken aufgefahren und darin felsmechanische Kartierungen und Deformationsmessungen durchgeführt. In den Versuchsstrecken und vom Schacht aus wurden Kernbohrungen für in-situ Tests abgeteuft und Proben für Laborversuche und mineralogische Untersuchungen gewonnen. Die Planung des Untersuchungsprogramms und dessen Ausführung erfolgte im Auftrag des Bundesamts für Strahlenschutz (BfS). Die Vortriebs-, Sicherungs- und Bohrarbeiten wurden von der [REDACTED] ausgeführt. Die in-situ Tests in Bohrungen wurden von verschiedenen Spezialunternehmungen durchgeführt:

- WD-Tests: [REDACTED]
[REDACTED], in Zusammenarbeit mit [REDACTED]
[REDACTED]
- Bohrlochaufweitungsversuche: Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA), Stuttgart
- Primärspannungsmessungen: [REDACTED]
[REDACTED]
- Ultraschallmessungen: Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA), Stuttgart
- Fernsehsondierungen: [REDACTED]
[REDACTED]

- Kalibermessungen: [REDACTED]
[REDACTED] in Zusammenarbeit mit [REDACTED]

- Televiermessungen: [REDACTED]
[REDACTED]

Zur Bestimmung der mineralogischen Zusammensetzung des Gesteins wurden bei der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) in Hannover eine große Anzahl von Proben aus den Strecken und Bohrungen untersucht. Die Laborversuche zur Ermittlung der Gesteinsfestigkeit, der Quellparameter, der Zerfallseigenschaften und der Wasserdurchlässigkeit des zerfallenen Gesteins wurden am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen durchgeführt.

Die die Barriere darstellenden Schichten der Unterkreide besitzen im Bereich des Schachtes Konrad 2 eine Gesamtmächtigkeit von ca. 400 m (246 m - 645,5 m). Von oben nach unten werden sie in die Schichten des Alb (224 m), des Apt (31,5 m), des Barrême (82,5 m) und des Hauterive (61,5 m) untergliedert.

Wie erwähnt wurden zwei Versuchsstrecken aufgefahren, eine im Mittelalb (343 m-Strecke) und eine im Mittelbarrême (541 m-Strecke). Die Untersuchungen und Versuche in der unteren Strecke sind jedoch noch nicht abgeschlossen, so daß nachfolgend zunächst nur die Ergebnisse aus der 343 m-Strecke wiedergegeben und erläutert werden. Mit den daraus gewonnenen Kenntnissen und Schlußfolgerungen wird der Nachweis zur Machbarkeit der Schachtverschlüsse und zur Dichtigkeit der alten Bohrungen geführt. Die Ergebnisse aus der 541 m-Strecke dienen dann überwiegend zur Ergänzung und Absicherung der getroffenen Aussagen sowie zu deren Extrapolation auf die gesamte Barriere der Unterkreide-Tonsteine.

2. Untersuchungsprogramm

Für die Realisierung des Endlagers KONRAD ist die Frage der Dichtigkeit der alten Bohrungen und der Schachtverschlüsse sowie der diese Hohlräume umgebenden Auflockerungszonen von entscheidender Bedeutung. Um den Nachweis der Dichtigkeit führen zu können, müssen die felsmechanischen und felshydraulischen Eigenschaften des die Barriere bildenden Gebirges zuverlässig bekannt sein. Dazu war es notwendig, Erkundungen und ein auf die besonderen Fragestellungen abgestimmtes Untersuchungsprogramm durchzuführen.

Nach den einschlägigen Empfehlungen für den Felsbau unter Tage [1], [2] sind Art und Umfang der Baugrunderkundungen grundsätzlich den an das Bauwerk gestellten Anforderungen anzupassen. Da sich die Eigenschaften von geklüftetem Fels immer von denen des Gesteins unterscheiden, lassen sich die erforderlichen Informationen auch nicht aus Untersuchungen an vergleichsweise kleinen Gesteinsbruchstücken aus Bohrungen alleine gewinnen. Im Hinblick auf die schwierige Aufgabenstellung wurde deshalb die Herstellung begehbbarer Aufschlüsse für erforderlich gehalten. Nur so bestand die Möglichkeit, den Fels großflächig visuell und durch Kartierung der Trennflächen zu erfassen. Ein begehbarer Aufschluß bot außerdem die Möglichkeit, sich den jeweiligen Erkenntnissen schnell anzupassen und das Untersuchungsprogramm zu modifizieren. Außerdem konnten von dort aus kurze Bohrungen für Versuchszwecke hergestellt werden.

Zur Ausführung kamen zwei ca. 40 m lange Versuchsstrecken, die vom Schacht Konrad 2 heraus in 343 m und 541 m Teufe aufgefahren wurden. Die Höhenlagen der beiden Versuchsstrecken wurden so gewählt, daß einerseits ausreichend große Sicherheitsabstände zu der wasserführenden Hilssandsteinbank eingehalten wurden und andererseits über relativ kurze Bohrungen auch die übrigen Schichten der Unterkreideformation erkundet werden konnten.

Die 343 m-Strecke sowie die daraus und vom Schacht aus für Versuchszwecke gestoßenen Bohrungen sind in der Abbildung AI-2.1 dargestellt. Vor Beginn der Streckenauffahrung wurde vom Schacht aus im Bereich des Ausbruchsquerschnitts eine ca. 40 m lange Kernboh-

rung zur Vorauserkundung hergestellt. An den dabei gewonnenen Gesteinsproben wurden umfangreiche mineralogische Untersuchungen und einige Festigkeitsprüfungen durchgeführt. Beim Auffahren der Strecke wurden Ortsbrust- und Stoßkartierungen erstellt, aus denen Informationen über die Ausbildung und die Raumstellung der Trennflächen erhalten werden konnten. Außerdem wurde dabei die den Schacht umgebende Auflockerungszone in ihrer Beschaffenheit und Ausdehnung visuell erfaßt und beurteilt. Beim Streckenvortrieb konnten darüberhinaus an Hand der Beobachtungen und mit Hilfe von begleitend durchgeführten Konvergenz- und Extensometermessungen Erfahrungen im Hinblick auf die Standsicherheit der Strecken und damit auf die Felseigenschaften gewonnen werden. Nach Beendigung der Vortriebs- und Sicherungsarbeiten wurden von der Strecken- und von der im Schacht installierten Bühne aus insgesamt 30 Bohrungen zwischen 8 m und 51 m Länge gestoßen (Abbildung AI-2.1), davon wurden 28 Bohrungen als Kernbohrungen ausgeführt.

Ziel der Untersuchungen war es zunächst, die das Spannungsverformungsverhalten und die Festigkeit des Gebirges beschreibenden Parameter festzustellen und in Verbindung mit den Streckenkartierungen daraus ein mechanisches Modell zu entwickeln, mit dem quantitative Aussagen zu den Verformungen und Spannungen sowie zur Ausbildung von plastischen Zonen in der Umgebung der Schächte und Bohrungen abgeleitet werden können. Zu diesem Zweck wurden an ausgewählten Bohrkernstücken im Laboratorium ein- und dreiaxiale Druckversuche [3] durchgeführt, aus denen die Scherfestigkeit (c , φ) und die elastischen Konstanten (E , ν) für das Gestein erhalten wurden. Außerdem wurden an Gesteinsproben Quellversuche nach Huder/Amberg [4] sowie Quellhebungs- und Quelldruckversuche [5] zur Bestimmung der Quelleigenschaften ausgeführt. Die Verformbarkeit des Gebirges wurde mit Hilfe von Dilatometerversuchen [3] in zwei in der Sohle der Versuchsstrecke gestoßenen Bohrungen (V2 und V5, Abbildung AI-2.1) bestimmt. Außerdem wurden in zwei in der Firste der Versuchsstrecke angeordneten Bohrungen (F1 und F2, Abbildung AI-2.1) Primärspannungsmessungen nach der Überbohrmethode [6] durchgeführt, um Angaben über die im Gebirge herrschenden Spannungen und das Verhältnis der vertikalen zu den horizontalen Spannungen (Seitendruckverhältnis) zu erhalten. Auf der Grundlage der aus den Feld- und Laborversuchen erhaltenen Ergebnisse

sollen die in der Versuchsstrecke gemessenen Konvergenzen, Sohlhebungen und Extensometerverschiebungen mit Hilfe von Berechnungen nach der FE-Methode interpretiert werden, um daraus den Elastizitätsmodul und die die Festigkeit beschreibenden Scherparameter für das Gebirge abzuleiten. Auf diese Weise wird das für das Gebirge entwickelte mechanische Modell kalibriert und seine Übertragbarkeit auf andere Gebirgsbereiche ermöglicht.

Im Hinblick auf die spätere Abdichtung der Schächte und deren Machbarkeit ist die Kenntnis der Beschaffenheit und Ausdehnung der den Schacht umgebenden durch die Herstellung des Schachts beeinflussten Zone von besonderem Interesse. Erste Hinweise wurden beim Auffahren der Strecke durch Inaugenscheinnahme und felsmechanische Kartierungen erhalten. Um quantitative Angaben machen zu können, wurden vom Schacht 2 aus 8 annähernd horizontale Bohrungen und in dichten Abständen hinter der Schachtausmauerung von der Strecke aus 4 vertikale Bohrungen von 11,70 m - 12,75 m Länge gestoßen (W1-W6 und U1-U6, Abbildung AI-2.1), in denen Wasserdurchlässigkeitsversuche (WD-Tests) und Durchschallungsversuche mit Ultraschall durchgeführt wurden. Mit Hilfe der WD-Tests sollte die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges im Bereich des den Schacht umgebenden Gebirges untersucht werden. Außerdem sollte aus der Abnahme der Durchlässigkeitsbeiwerte mit zunehmendem Abstand vom Schacht die Ausdehnung der den Schacht umgebenden Zone mit erhöhter Wasserdurchlässigkeit bestimmt werden. Ergänzend wurden in einer 20 m langen Schrägbohrung am Streckenende (W7) Wasserdurchlässigkeitsversuche im ungestörten Gebirge durchgeführt.

Ergänzend zu den Wasserdurchlässigkeitsversuchen wurden jeweils zwischen zwei parallel gerichteten Bohrungen (U1/U2, U3/U4 und U5/U6, Abbildung AI-2.1) Durchschallungsversuche mit Ultraschall ausgeführt. Aus den Laufzeiten der Schallwellen und deren Veränderungen mit der Bohrlochtiefe sollten Hinweise auf die Auflockerung des Gebirges hinter der Hohlraumwand erhalten werden. Im Zusammenhang mit der Interpretation der in der Versuchsstrecke durchgeführten Deformationsmessungen wurden noch an drei weiteren Stellen in der Strecke, die vom Schacht unbeeinflusst sein dürften, Durchschallungsversuche zwischen Bohrungen ausgeführt (U7/U8, U9/U10 und U11/U12, Abbildung AI-2.1). Die Ergebnisse dieser Untersuchun-

gen sollten Aufschluß über die Ausbildung der vortriebsbedingten plastischen Zonen im Gebirge um die Strecke herum liefern.

Einen Ansatz für die Nachweisführung, daß die alten Tiefbohrungen ausreichend dicht sind, bieten die Beobachtungen bei Kalibermessungen in der Bohrung Konrad 101. Auskesselungen der Bohrung im Alb und im Apt, aber vor allem auch im Barrême und im Hauterive deuten darauf hin, daß die Bohrlöcher im Ton- und Tonmergelstein bereichsweise nicht standsicher sind und nachbrechen. Darüberhinaus ist bekannt, daß die Tonsteine der Unterkreide in unterschiedlichen Mengen quellfähige Tonminerale besitzen und bei Wasserlagerung im entspannten Zustand zerfallen. Es lag daher die Vermutung nahe, daß die im Bohrloch nachbrechenden Tonsteine zerfallen und sedimentieren und dadurch eine Selbstabdichtung bewirken. Zur Beantwortung der Frage, ob die mit nachgebrochenem und zerfallenem Gestein verfüllten Bohrungen ausreichend dicht sind, mußten zunächst der Zerfallsvorgang und die Bedingungen, unter denen der Zerfall eintritt, geklärt werden. Außerdem war der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert der Zerfallsprodukte zu ermitteln. Zu diesem Zweck wurden verschiedene Labor- und Feldversuche durchgeführt.

Besondere Untersuchungen im Hinblick auf die Nachweisführung der Dichtigkeit der alten Tiefbohrungen waren in 5 in größerer Entfernung vom Schacht abgeteuften bis zu 51 m tiefen Bohrungen vorgesehen (V1a-V5, Abbildung AI-2.1). In diesen Bohrungen sollten in erster Linie die Vorgänge beim Nachfall und beim Gesteinszerfall beobachtet werden. Dazu wurden die Bohrlöcher nach der Herstellung zunächst mit Hilfe von Kalibermessungen vermessen und durch Fernsehsondierungen untersucht. Vier der fünf Bohrungen wurden nach der ersten Messung oder zu einem späteren Zeitpunkt mit Süß-, Salzwasser oder Dickspülung gefüllt, um ein Nachbrechen der benetzten Bohrlochwandungen sowie die Sedimentation und den Zerfall des dabei entstehenden Nachfalls im 1:1 Versuch verfolgen zu können. Dabei wurden die Oberflächen der zugefallenen Bohrlochabschnitte regelmäßig eingemessen und durch Kalibermessungen und Fernsehsondierungen die Nachbrüche in den Bohrlochwandungen beobachtet. Aus der Bohrung V2 (Abbildung AI-2.1) wurde das nachgefallene Gestein später herausgefördert, um daran Durchlässigkeitsver-

suche im Laboratorium durchzuführen. Parallel zu den in-situ Versuchen in Bohrungen wurden aus den Bohrkernen Proben ausgewählt, an denen im Labor Zerfallsversuche und Wasserdurchlässigkeitstests an den Zerfallsprodukten vorgenommen wurden.

Die Labor- und Feldversuche wurden durch mineralogische Untersuchungen begleitet, um daraus Erklärungen für die beobachteten Phänomene, z.B. das Quellen und die unterschiedlichen Zerfallseigenschaften ableiten zu können.

3. Streckenvorbohrung auf der 343 m-Sohle

3.1 Ablauf der Bohrarbeiten

Zur Vorerkundung des Gebirges im Bereich der Untersuchungsstrecke auf der 343 m-Sohle und zur Gewinnung von Probenmaterial für Laborversuche wurde im Oktober 1989 die horizontale Vorbohrung B11 im Mittelalpb ausgeführt. Der Ansatzpunkt der Bohrung wurde bei 341,86 m unter RHB, d.h. 1,14 m oberhalb der Sohle der aufzufahrenden Strecke gewählt. Bezogen auf den Streckenquerschnitt wurde die Bohrung in einer Entfernung von ca. 1,0 m zum linken Stoß der 2,8 m breiten Strecke angeordnet. Die 40 m lange Horizontalbohrung wurde parallel zur Streckenachse nach Nordwesten (ca. 306°) ausgerichtet.

Die Bohrung wurde im Trockenbohrverfahren mit Luftspülung vom Förderkorb aus mit einem Doppelkernrohr abgeteuft. Der Kerndurchmesser betrug 116 mm und der Bohrlochdurchmesser 146 mm.

Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten ist im unteren Teil der Abbildung AI-3.1 dargestellt. Mit der Bohrung wurde am 17.10. während der Nachtschicht begonnen. In der Nachtschicht des 18.10. ereignete sich bei ca. 19 m ein vermutlich durch Nachfall bedingter Gestängebruch. Das Gestänge konnte jedoch noch während der Nachtschicht geborgen werden. Die Bohrung konnte am 19.10. mit einem neuen 114 mm-Gestänge weiter gestoßen und am 20.10. mit Erreichen der geplanten Endteufe von 40 m abgeschlossen werden.

Die Bohrung B11 wurde nicht verfüllt, da im Bohrloch noch Fernsondierungen durchgeführt werden sollten (s. Abschnitt 3.3).

3.2 Bohrergebnisse

Die aus felsmechanischer Sicht wesentlichen Ergebnisse der Bohrung B11 finden sich in der Abbildung AI-3.1. Die Fotos der Bohrkerne sind in den Abbildungen AI-3.2.1 bis AI-3.2.3 wiedergegeben. Bei dem angetroffenen Gestein handelt es sich überwiegend um dunkelgrauen schluffigen Tonmergelstein mit Karbonatgehalten zwischen ca. 29 % und 38 %.

Die überwiegend bioturbaten, lagenweise auch feingeschichteten Tonmergelsteine führen als Gemengeteile Schluff, untergeordnet Feinsand, helle Glimmer, kohlige Partikel und Glaukonit. Pyrit liegt feinverteilt in der Matrix und in Form von Konkretionen vor. Ein geringer Salzgehalt ist am Handstück feststellbar.

Nach den vorliegenden Ergebnissen der mineralogischen Untersuchungen sind als Hauptkomponenten Smektit, Calcit und etwas untergeordnet Quarz zu nennen. Weiterhin treten als Nebenkomponekte Muskovit-Illit und als Spuren Dolomit, Kaolinit, Chlorit, Feldspat und Siderit auf. Halit konnte mit der Diffraktometrie nicht nachgewiesen werden. Weitere Einzelheiten zur Mineralogie des erbohrten Gesteins finden sich im Abschnitt 7 dieses Berichtes.

Die Schichten fallen mit flachem Winkel um ca. 2° in nordwestliche Richtung ein. Die Schichtung ist in der Regel nur in feinen Lagen mit Lupenvergrößerung feststellbar. Es überwiegt das bioturbate Gefüge.

Parallel zu den Schichtgrenzen sind keine Trennflächen ausgebildet. Klüfte, Störungsflächen und Druckharnische sind auf die Bereiche zwischen ca. 25,50 m und 27,50 m sowie 30,00 m bis 32,00 m konzentriert. Diese Trennflächen schließen mit der Kernachse Winkel zwischen ca. 40° und 70° ein. Die Klüfte bei 25,64 m, 26,65 m, 27,50 m und 30,38 m weisen calcitischen Belag auf. Da die Bohrung nicht orientiert gekernt wurde, sind nur relative Angaben zur Raumstellung der Trennflächen möglich. Vergleiche mit der während der späteren Streckenauffahrung durchgeführten Kartierung (s. Abschnitt 4) lassen jedoch den Schluß zu, daß es sich bei diesen Klüften um etwa senkrecht zur Bohrachse streichende Trennflächen handelt. Eine Detailaufnahme der Klüfte zwischen 30,0 und 32,0 m findet sich bei den Bohrkernfotos in der Abbildung AI-3.2.3.

Einige Trennflächen weisen z.T. kurze Harnischstriemungen auf. Dabei handelt es sich vielfach um lystrisch verlaufende Flächen im dm-Bereich, die sich makroskopisch beurteilt, im Gestein verlieren. Weiterhin wurden in den vorstehend aufgeführten Kluftzonen

auch mehrere durch Calcit nachgezeichnete Trennflächen angetroffen, die mit den Hauptflächen Winkel von ca. 45° einschließen.

Infolge der Beanspruchung beim Bohrvorgang und bei der Entnahme aus den Kernrohren ist der Bohrkern i.a. senkrecht zur Kernachse durchtrennt. Die Kernstücklängen betragen bis ca. 85 cm. Nur ca. 7 % der gesamten Kernstrecke sind in Kernstücke mit einer Länge von weniger als 10 cm zerlegt. Zur Darstellung des Zerlegungsgrades bzw. der Kernqualität ist in der Abbildung AI-3.1 der RQD-Index (Rock Quality Designation) angegeben. Es handelt sich hierbei um eine auf den laufenden Bohrmeter bezogene, prozentuale Angabe der Kernstücke, deren Länge mindestens 10 cm beträgt. Eine Unterscheidung, ob die Kernstücke durch Trennflächen (Klüfte, Schichtfugen) oder durch den Bohrvorgang zerlegt worden sind, erfolgt hierbei nicht. Als Ergänzung des RQD-Indexes ist in der Abbildung AI-3.1 die ebenfalls auf den laufenden Bohrmeter bezogene Anzahl der Kernstücke mit einer Mindestlänge von 10 cm angegeben.

Die Bereiche mit vollständigem Kernverlust (KV) sind ebenfalls in der Abbildung AI-3.1 gekennzeichnet. Sie betragen insgesamt ca. 2,5 % der gesamten Kernstrecke.

Nach der Kernansprache und der photographischen Dokumentation wurden die Bohrkern in Folie verpackt. Die Laborproben wurden unter Vakuum in Folie verschweißt und zum größten Teil zur Durchführung von Laborversuchen (1-axiale und 3-axiale Druckversuche, Quellversuche, Zerfallsversuche, kombinierte Zerfalls-, Sedimentations- und Durchlässigkeitsversuche) an das Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen weitergeleitet. Für ergänzende Zerfalls-, Sedimentations- und Durchlässigkeitsversuche wurde ein Teil des Kernmaterials dem Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der TU Karlsruhe zur Verfügung gestellt. Routinemäßig wurde Probenmaterial aus der Bohrung B11 in der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), Hannover mineralogisch-sedimentologisch untersucht. Die Ergebnisse der boden- und felsmechanischen Laborversuche und der mineralogischen Untersuchungen werden im Abschnitt 7 behandelt.

3.3 Fernsehsondierung

Aus technischen Gründen (Stromversorgung) konnte die Befahrung der Bohrung B11 mit einer Fernsehkamera erst am 29.01.1990 durchgeführt werden. Vor Beginn der Fernsehsondierung wurde versucht, das Bohrloch von zwischenzeitlich örtlich nachgefallenem Gestein zu reinigen. Aufgrund stärkerer Nachbrüche konnte das Bohrloch mit dem Reinigungsgerät nur noch bis ca. 29 m befahren werden. Auch im Bereich zwischen dem Bohrlochmund und dem Nachfall bei 29 m waren insbesondere im First- und Sohlbereich des Bohrlochs Abschalungen zu beobachten, die sich durch den Einsatz von Druckluft zu Reinigungszwecken noch verstärkten. Aufgrund der Ausbrüche im Bohrlochsohlbereich konnte das Bohrloch mit der selbstfahrenden TV-Kamera nur bis ca. 5,7 m befahren werden.

Die Schirmbilder sind für verschiedene Teufen in der Abbildung AI-3.3 wiedergegeben. Daraus geht hervor, daß es sich bei den Nachbrüchen im mit der Kamera befahrbaren Bereich und wahrscheinlich auch größtenteils in den nicht zugänglichen Bohrlochabschnitten überwiegend um an der Schichtung orientierte Ablösungen handelt.

3.4 Beobachtungen während des Streckenvortriebs

Der Zustand des Bohrlochs und des die Bohrung umgebenden Gebirges wurde im Verlauf des Vortriebs der Strecke an der temporären Ortsbrust fortlaufend beobachtet und dokumentiert.

In der Abbildung AI-3.4 sind für 5 verschiedene Vortriebsstationen Form und Größe der im an das Bohrloch angrenzenden Gebirge entstandenen Entfestigungszonen skizziert. In der Abbildung AI-3.5 sind photographische Aufnahmen des Bohrlochbereichs für verschiedene Stationen wiedergegeben.

Wie in der Skizze und auf dem Foto für die Station 5,5 m deutlich erkennbar ist, setzt sich die an der Schichtung orientierte Auflockerung des Gebirgsverbandes oberhalb und unterhalb des Bohrlochs bis zu ca. 0,5 m ins Gebirge fort. Das Gebirge ist in einem relativ deutlich umrissenen Bereich lamellenartig zerlegt. Die Lamellen sind größtenteils zum Bohrloch hin ausgeknickt, wodurch das

Loch selbst fast vollständig mit scherbübig geformten Gesteinsstücken verfüllt ist. Die Breite der Entfestigungszone nimmt mit größer werdendem Abstand vom Bohrloch nach oben und nach unten hin zu. Näherungsweise ist der gesamte entfestigte Bereich doppelsymmetrisch ausgebildet.

Die beschriebene Form der Entfestigungszone wurde mehr oder weniger gleichförmig im gesamten vorderen Teil der Strecke bis etwa zur Vortriebstation 15,5 m angetroffen. Die Höhe und die Breite der Zonen schwankten dabei in der in der Abbildung AI-3.4 für den Bereich A angegebenen Größenordnung.

Es sei an dieser Stelle angemerkt, daß ein Einfluß des Streckenvortriebs auf den Zustand der Bohrung bzw. des die Bohrung umgebenden Gebirges wahrscheinlich ist. Wie aus der Fernsehsondierung, die unmittelbar vor Beginn der Streckenauffahrung durchgeführt wurde, hervorgeht, war die Bohrung zumindest im vorderen Abschnitt zum Zeitpunkt der Sondierung nicht verstimt. Das ausgeprägte Ausknicken der schichtungsparellen Lamellen kann somit erst während des Streckenvortriebs stattgefunden haben.

Etwa ab der Station 15,5 m erstrecken sich die Entfestigungen des Gebirges auch auf die Bereiche neben dem Bohrloch. Die Ausdehnung der Entfestigungszone in der vertikalen Richtung verringert sich dagegen. Bis etwa zur Station 18,0 m weist der entfestigte Bereich eine näherungsweise quadratische Form auf (s. Abbildungen AI-3.4 und AI-3.5).

Bei Station 18,0 m nimmt die Entfestigungszone die Form einer liegenden Ellipse an, deren größte Breite ca. 70 cm beträgt (s. Abbildungen AI-3.4 und AI-3.5). Neben dem Bohrloch ist das Gebirge überwiegend in steil bis vertikal stehende Gesteinslamellen mit einer Dicke von wenigen Zentimetern zerlegt. Oberhalb und unterhalb des Bohrlochs sind auch horizontale Lamellen erkennbar.

Die elliptische Form der Entfestigungszone wurde etwa bis zur Station 21,0 m beobachtet. Daran anschließend nimmt die vertikale Ausdehnung des entfestigten Bereiches wieder zu und ist hinsichtlich der Form bis etwa zur Station 25,5 m mit der Entfestigungs-

zone im Bereich zwischen den Stationen 15,5 m und 18,0 m vergleichbar (s. Abbildung AI-3.4).

Im hinteren Teil der Strecke ab Station 25,5 m ist die Entfestigungszone z.T. unsymmetrisch ausgebildet und weist eine etwa diagonal verlaufende Hauptachse auf (s. Abbildungen AI-3.4 und AI-3.5). Die Lamellenstruktur ist oberhalb und unterhalb der Bohrung i.w. horizontal ausgerichtet. In den aufgelockerten Bereichen unmittelbar neben dem Bohrloch finden sich dagegen wie schon in den zuvor beschriebenen Bereichen auch steilstehende bis vertikale Strukturen.

Nach Form und Größe der aufgelockerten, entfestigten Zonen in der Umgebung des Bohrlochs lassen sich näherungsweise 5 Bereiche A-E unterscheiden, deren charakteristische Merkmale und deren Erstreckung in der Abbildung AI-3.4 dargestellt sind. Die Ausbildung der Entfestigungszonen scheint u.a. wesentlich vom örtlich vorliegenden Gefüge abhängig zu sein. Die unterschiedliche Ausbildung in den einzelnen Bereichen dürfte i.w. auf Unterschiede im Gefüge zurückzuführen sein.

4. Auffahrung der Untersuchungsstrecke auf der 343 m-Sohle

4.1 Ausbruch und Sicherung

Nach Durchführung der Fernsehsondierung in der Vorbohrung B11 wurde am 30.01.1990 mit dem Durchbruch des 50 cm dicken Betonformsteinausbaus im Schacht die Streckenauffahrung begonnen (Abbildung AI-4.1).

Der lichte Durchbruchquerschnitt entspricht dem Ausbruchquerschnitt der Strecke bis zur Vortriebsstation 20,0 m. Es handelt sich um einen Hufeisenquerschnitt mit einer Fläche von ca. 10 m². Die Ausbruchsbreite beträgt ca. 2,80 m und die Ausbruchshöhe in Streckenmitte ca. 3,90 m. Davon entfallen 2,50 m auf die Stoßhöhe und 1,40 m auf das halbkreisförmige Firstgewölbe. Zwischen den Stationen 20,0 m und 25,0 m wurde die Streckenhöhe durch Verringerung der Stoßhöhe auf ca. 3,00 m abgesenkt. Die Ausbruchsfläche wurde dadurch auf ca. 7,5 m² reduziert. Dieser kleinere Querschnitt wurde bis zum Streckenende (Station 40,0 m) beibehalten (Abbildung AI-4.1).

Die Auffahrung der Strecke erfolgte von Hand mit Drucklufthämmern, wobei der Querschnitt jeweils vollflächig ohne Unterteilung ausgebrochen wurde. Für den Ausbruch der oberen Querschnittshälfte wurde dabei ein Stahlrohrgerüst als Arbeitsbühne verwendet.

Als Sofortsicherung der Strecke wurden 2,25 m lange vollvermörtelte Anker (ϕ 25 mm) in einem Raster von 75/75 cm im First- und in den Stoßbereichen eingebaut. Die Streckensohle wurde nicht geankert (s. Abbildung AI-4.1). Weiterhin wurde mit Hilfe der Ankerung im First- und in den Stoßbereichen eine Mattenbewehrung aus Betonstahlgewebe (Q 188) befestigt, die zum einen als Stein-schlagschutz und zum anderen als Bewehrung der abschnittsweise nachgezogenen Spritzbetonsicherung (d = 15 cm) im Gewölbebereich diente. Aus Sicherheitsgründen wurde im Firstbereich vorübergehend zusätzlich Maschendraht angebracht, der vor dem Aufbringen des Spritzbetons im betreffenden Streckenabschnitt wieder entfernt wurde.

Im schachtnahen Streckenabschnitt von Station 0,0 m (Außenkante Schachtmauerung) bis Station 2,4 m wurden als Sofortsicherung insgesamt 5 Stahlausbaubögen mit einem gegenseitigen Abstand von ca. 60 cm eingebaut. Anschließend wurde die Sicherung in diesem Abschnitt mit Ankern, Betonstahlgewebe und Spritzbeton zwischen den Bögen vervollständigt.

Nach Beendigung der Streckenauffahrung wurde die Sohle gesäubert und eine ca. 20 cm dicke bewehrte Sohlbetonplatte eingebaut. Abschließend wurde zwischen den Stationen 10,0 m und 20,0 m die Spritzbetonschale auch in den Stoßbereichen hergestellt. Die Spritzbetonschale wird in diesem Streckenabschnitt als Injektionswiderlager bei den Versuchsinjektionen benötigt.

Der zeitliche Ablauf der einzelnen Arbeiten ist im Detail in der Abbildung AI-4.1 dargestellt. Daraus geht hervor, daß die Vortriebsarbeiten nach Fertigstellung des Schachtausbau-Durchbruchs zu Beginn der 6. KW 1990 aufgenommen wurden. Die Vortriebsarbeiten, die im Dreischichtbetrieb ausgeführt wurden, wurden jeweils an den Wochenenden unterbrochen. Eine längere Unterbrechung von ca. 5 Tagen trat im Zuge der Einrichtung des Extensometermeßquerschnittes bei Station 15,3 m ein. Die Vortriebsleistung lag bis dahin i.M. bei ca. 1 m/Tag. Eine deutliche Steigerung der Vortriebsleistung auf über 1,5 m/Tag konnte infolge der Verringerung der Ausbruchsfläche von 10 m² auf 7,5 m² erzielt werden. Die Ausbruchsarbeiten einschließlich des Einbaus der Bögen, Anker, Betonstahlmatten und eines Teils des Spritzbetons konnten am 02.04.1990 abgeschlossen werden. Bis zum 05.04.1990 wurde dann die Spritzbetonschale im Gewölbebereich vervollständigt. Während der Vortriebsarbeiten war die Spritzbetonsicherung abschnittsweise mit einem Abstand von ca. 3-4 m zur temporären Ortsbrust nachgezogen worden (s. Abbildung AI-4.1).

Nach Abschluß der Spritzbetonarbeiten in der Streckenfirste erfolgte der Einbau der Betonsohle am 06.04.1990. Mit Beginn der 15. KW stand die Strecke für die Durchführung der Untersuchungsbohrungen bereit. Die bereits erwähnten Spritzbetonarbeiten in den Streckenstößen zwischen den Stationen 10,0 m und 20,0 m wurden

erst nach der Durchführung eines großen Teils der Feldversuche am 26.07.1990 ausgeführt.

4.2 Kartierungen und Beobachtungen beim Streckenvortrieb

Während der Streckenauffahrung wurden die Ortsbrust, die Stöße und die Firste kartiert und fotografiert. Im Hinblick auf die petrographischen Verhältnisse ergaben sich dabei im gesamten Streckenbereich keine wesentlichen Unterschiede zum Ergebnis der Vorbohrung B11. Wie bereits im Abschnitt 3 beschrieben handelt es sich durchweg um grauen schluffigen Tonmergelstein in relativ homogener Ausbildung. Die Trennflächen wurden mit dem Gefügekompaß nach CLAR eingemessen. In den Stoß- und Firstbereichen wurden die Kompaßmessungen jedoch teilweise durch die bereits frühzeitig eingebauten Sicherungsmittel aus Stahl (Anker, Bögen, Bewehrungsmatten und Maschendraht) verhindert.

In der Abbildung AI-4.2 sind die Ergebnisse der Stoß- und Firstkartierungen in einer Abwicklung der oberhalb der Sohle liegenden Ausbruchslaibung dargestellt. Weiterhin sind dort die Stationen angegeben, an denen Ortsbrustkartierungen durchgeführt wurden.

In der Abbildung AI-4.3 sind einige ausgewählte Ortsbrustkartierungen dargestellt. Ergänzt werden diese Darstellungen durch einige photographische Aufnahmen der Ortsbrust, der Stöße und der Firste, die in den Abbildungen AI-4.4.1 bis AI-4.4.5 zusammengestellt sind.

Nach dem Durchbruch des Schachtausbaus wurde zunächst die ca. 10-50 cm dicke Hinterfüllung des Ausbaus angetroffen (Abbildungen AI-4.2, AI-4.3 und AI-4.4.1). Die Hinterfüllung ist inhomogen aufgebaut und besteht größtenteils aus gesetzten, vermörtelten Gitterziegeln. Im unteren Teil des Durchbruchquerschnitts wurden geschüttete Berge und Gitterziegel angetroffen, die z.T. vermörtelt waren, während im oberen Teil des Durchbruchs unvermörtelte geschüttete Berge vorgefunden wurde. Durch von oben zulaufendes Tropfwasser war die Hinterfüllung im oberen linken Teil des aufgeschlossenen Querschnitts durchfeuchtet.

Die Ausbauhinterfüllung kann insgesamt als standfest bezeichnet werden. Weder im First- noch in den Stoßbereichen zeigten sich im Zuge des Ausbruchs Nachbrucherscheinungen. Nennenswerte Hohlräume wurden in der Hinterfüllung nicht angetroffen.

Nach Durchfahung der Hinterfüllung wurde im Gebirge eine visuell erkennbare Auflockerungszone angetroffen (Abbildungen AI-4.2, AI-4.3 und AI-4.4.2). Die Dicke dieser Zone beträgt ca. 30-80 cm. Bezogen auf die Außenkante des Schachtausbaus reicht die visuell erkennbare Auflockerungszone bis zu ca. 1 m in das Gebirge. Diese Zone fällt durch schollenartig geformte, steilstehende Bruchflächen auf, die sich offenbar an der Schachtgeometrie orientieren und während des Schachtabteufens entstanden sein dürften. Die Bruchflächen sind teilweise geöffnet und größtenteils infolge Hydratation des im Gestein vorhandenen feinverteilten Pyrit durch zirkulierende Wässer mit rostrotem FeOOH belegt. Auch im Bereich der Auflockerungszone war das Gebirge im oberen linken Teil des Querschnitts durchfeuchtet. Das tonige Gestein war hierdurch in diesem Bereich z.T. entfestigt und aufgeweicht. Weiterhin konnten in diesem Bereich Salzverkrustungen festgestellt werden (s. Abbildung AI-4.3).

Nach der Durchfahung der zuvor beschriebenen Zone konnten im Verlauf des weiteren Vortriebs keine Auflockerungen visuell erkannt werden.

Die beim Vortrieb aufgeschlossenen Trennflächen wurden aufgrund ihrer Ausbildung primären, im Zusammenhang mit tektonischen Bewegungen stehenden Kluftsystemen oder sekundären, durch Abbaueinwirkung verursachten Systemen zugeordnet. Als eindeutig primäre Klüfte sind alle diejenigen Trennflächen beschrieben worden, deren tektonische Genese durch Harnische, Striemungen und Calcitverheilungen im Aufschluß bzw. im Bohrkern erkennbar war. Verwurfbeträge konnten nicht ermittelt werden. In der Abbildung AI-4.2 sind die Ausbiße dieser Klüfte an der Ausbruchslaibung als durchgezogene Linien eingetragen.

Die übrigen eingemessenen Flächen sind nicht in jedem Falle einem Kluftflächensystem zuzuordnen. Die gefügestatistische Auswertung

der eingemessenen Flächen zeigte jedoch, daß ein großer Teil dieser nicht eindeutig primären Trennflächen in Zusammenhang mit dem Trennflächensystem gebracht werden kann (s. Abschnitt 4.3 und Abbildung AI-4.2). In der Abbildung AI-4.2 sind die Ausbiße dieser Trennflächen an der Ausbruchslaibung als gestrichelte Linien eingetragen.

Wie aus der Darstellung der Stoß- und Firstkartierungen in der Abbildung AI-4.2 hervorgeht, zeichnen sich bevorzugte Richtungen der Trennflächen ab. Es handelt sich zum einen um Trennflächen, die näherungsweise quer zur Strecke streichen und in Richtung des Vortriebs einfallen. Insbesondere zwischen den Stationen 25 m und 30 m (bezogen auf die Stöße) sind diese Trennflächen als Primärklüfte aufgeschlossen.

Zum anderen handelt es sich um Trennflächen, die ebenfalls näherungsweise quer zur Strecke streichen, jedoch entgegen der Richtung des Vortriebs einfallen. Diese Trennflächen wurden insbesondere zwischen den Stationen 36,5 m und 40 m am rechten Stoß als calcitverheilte Primärklüfte vorgefunden (s. Abbildung AI-4.2).

Die Trennflächen, die nicht eindeutig als Primärklüfte oder als Neubrüche identifiziert werden konnten, weisen größtenteils ähnliche Raumstellungen wie die Primärklüfte auf. Wie aus dem Verlauf der Ausbiße (Abbildung AI-4.2) ersichtlich ist, folgen sie im oberen Teil des Querschnitts meist den in Vortriebsrichtung einfallenden Trennflächen während sie im unteren Teil überwiegend eine der gegen den Vortrieb einfallenden Kluftschar vergleichbare Raumstellung besitzen. Dieses Phänomen dürfte auf die im Bereich der Ortsbrust vortriebsbedingt stattfindenden Spannungsumlagerungen zurückzuführen sein, die für das unterschiedliche Abscheren und Aufreißen von Gefügeflächen mit verminderter Scher- und Zugfestigkeit im oberen und im unteren Streckenbereich verantwortlich sind.

Von den beiden beschriebenen Haupttrennflächenrichtungen abweichende Trennflächen konnten nur untergeordnet und mit größeren Streuungen in der Raumstellung kartiert werden. Hierauf wird im Abschnitt 4.3 noch näher eingegangen werden.

Bei den Ortsbrustkartierungen (s. Abbildungen AI-4.3 und AI-4.4) sind außer der Lage der Gefügemeßstellen verschiedene Bereiche gekennzeichnet, die sich hinsichtlich der Beschaffenheit der Trenn- bzw. Bruchflächen unterscheiden lassen. Es wurde eine Unterteilung in Bereiche engständiger schwach ausgeprägter Trennflächen, in Bereiche mit uneben und rauh ausgebildeten Flächen und in Bereiche mit glatt und eben ausgebildeten Flächen vorgenommen. Die Einteilung in diese Flächen kann im einzelnen für die dargestellten Ortsbrustkartierungen der Abbildung AI-4.3 entnommen werden. Dort sind ebenfalls die Meßwerte für die jeweils durchgeführten Gefügemessungen zusammengestellt.

Die Messungen des Schichteinfallens ergaben ein Einfallen von ca. 2° in nordwestliche Richtung.

Bemerkenswert ist noch das Austreten von geringen Wassermengen an einem Kluftausbiß in der Streckenfirste bei Station 11,0 m (s. Abbildung AI-4.2). Eine photographische Aufnahme dieser Feuchtstelle findet sich in der Abbildung AI-4.4.4. Die Kluft fällt mit ca. 70° nach SE ein und ist dem quer zur Strecke streichenden, gegen den Vortrieb einfallenden Kluftsystem zuzuordnen.

Als weitere Beobachtung während des Streckenvortriebs konnte ein zeitabhängiges Verhalten des Gebirges festgestellt werden. Beim Abklopfen der Ausbruchslaibung mit einem Hammer konnte nach einiger Zeit die Entstehung von entfestigten Bereichen erkannt werden. Weiterhin zeigten sich nach einiger Zeit Ablösungen an den Stößen und in der Firste.

4.3 Auswertung der Kartierungen hinsichtlich der Trennflächenraumstellung

Ergänzend zur visuellen Beurteilung der Raumstellung der Trennflächen wurde eine statistische Auswertung der Ergebnisse der Gefügemessungen mit Hilfe eines graphischen Verfahrens, der sogenannten Lagenkugelprojektion vorgenommen. Die Darstellung der Ergebnisse dieser Auswertungen ist in der Abbildung AI-4.5 wiedergegeben.

Zunächst ist in der Abbildung das Einmessen einer Trennfläche mit dem Gefügekompas nach CLAR dargestellt. Als Meßwerte ergeben sich der Winkel der Einfallrichtung α_F und der Fallwinkel β .

In der Abbildung AI-4.5 ist weiterhin die untere Hälfte der Lagenkugel in einem Querschnitt sowie deren Abbildung auf das Normalnetz durch flächentreue Polarprojektion dargestellt. Trägt man eine Trennfläche gemäß ihrer Raumstellung in die Lagenkugel ein und fällt vom Kugelmittelpunkt das Lot auf die Mantelfläche der unteren Lagenkugelhälfte, so ergibt sich der Durchstoßpunkt P. Durch Projektion des Durchstoßpunktes auf das Normalnetz kann die Raumstellung der Trennfläche durch einen Punkt eindeutig gekennzeichnet werden. Dieser Punkt wird üblicherweise als Lotpunkt und die Darstellungsweise als Lotpunktdiagramm bezeichnet.

Wie aus der Abbildung in der Abbildung AI-4.5 hervorgeht liegen Lotpunkte, die beispielsweise eine nach E einfallende Trennfläche kennzeichnen im Lotpunktdiagramm auf der W-Seite, d.h. immer auf der gegenüberliegenden Seite des Diagramms. Senkrecht stehende Trennflächen ergeben Punkte auf dem Außenrand des Diagramms, während eine horizontale Trennfläche im Mittelpunkt des Lotpunktdiagramms abgebildet wird.

Um eine Zuordnung der kartierten Trennflächen zu einzelnen Scharen vornehmen zu können, werden nicht nur die einzelnen Meßwerte in das Lotpunktdiagramm eingetragen, sondern die Verteilung der Besetzungsdichten graphisch ermittelt. In der Abbildung AI-4.5 ist diese Darstellungsweise wiedergegeben.

Die Besetzungsdichte gibt an, wieviel Prozent der insgesamt im Lotpunktdiagramm dargestellten Meßwerte innerhalb eines sogenannten Auszählkreises liegen. Der Durchmesser dieses Auszählkreises beträgt ein Zehntel des Durchmessers des Lotpunktdiagramms. Flächen mit einer großen Besetzungsdichte kennzeichnen die Maxima der Trennflächenscharen. Bei der Bewertung der Trennflächenscharen dürfen nur Lotpunkte jeweils gleichartiger tektonischer Elemente zusammengefaßt werden.

Im vorliegenden Fall wurden zunächst die an der Ortsbrust und den Stößen kartierten Primärklüfte im Diagramm 1 und die an der Ortsbrust und den Stößen kartierten Trennflächen ohne eindeutige Zuordnung (Klüfte oder Neubrüche) im Diagramm 2 zusammengefaßt. Die beiden Diagramme zeigen hinsichtlich der Lage der größten Besetzungsdichten eine deutliche Übereinstimmung, die die bereits geäußerte Einschätzung bestätigt, daß die Primärklüfte und die anderen eingemessenen Trennflächen nicht voneinander unabhängig sind. Auffällig ist jedoch die relativ große Streuung der Meßwerte für die Trennflächen im Diagramm 2. Eine zusammenfassende Darstellung aller an der Ortsbrust und den Stößen kartierten Trennflächen ist im Diagramm 3 wiedergegeben. Die Flächen mit den größten Besetzungsdichten stehen für die beiden bereits erwähnten etwa quer zur Strecke streichenden und in bzw. gegen die Vortriebsrichtung einfallenden Haupttrennflächenscharen.

Andere Trennflächenscharen zeichnen sich im Diagramm 3 wegen der großen Streuung nicht ab. Da Trennflächen, die parallel oder spitzwinklig zur Streckenachse streichen, vorzugsweise an den Stößen beobachtet wurden, wurde die Auswertung der Meßwerte zusätzlich nach an der Ortsbrust (Diagramm 4) und nach an den Stößen kartierten Trennflächen (Diagramm 5) unterteilt. Es zeigt sich, daß die beiden bereits mehrfach beschriebenen Trennflächenscharen mit quer zur Strecke verlaufender Streichrichtung überwiegend an der Ortsbrust eingemessen werden konnten. Sie werden im folgenden als K1 ($\alpha_F = 320^\circ$, $\beta = 60^\circ$) und K2 ($\alpha_F = 140^\circ$, $\beta = 45^\circ$) bezeichnet.

An den Stößen zeichnen sich dagegen außerdem zwei etwa diagonal zur Strecke streichende, steil einfallende Trennflächenscharen ab (Diagramm 5). Sie werden im folgenden als K3 ($\alpha_F = 10^\circ$, $\beta = 70^\circ$) und K4 ($\alpha_F = 260^\circ$, $\beta = 60^\circ$) bezeichnet.

Die aus K1 und K2 gebildeten Trennflächenscharen dominieren im Streckenbereich. Die spitzwinklig bis parallel zur Streckenachse verlaufenden Kluftrichtungen sind unterrepräsentiert. Die Bestätigung dieser Annahme findet sich in den gefügestatistischen Untersuchungen der BGR (1988) [7]. Die Abbildungen 32 und 53 des zitierten Berichtes zeigen Schwerpunktmaxima, wie sie auch durch entsprechende Auswertungen in der Untersuchungsstrecke auf der

343 m-Sohle gefunden wurden. Die beim Abteufen des Schachtes 2 angetroffenen Trennflächenscharen weisen im Mittelalb vergleichbare steile Einfallen um 70° auf. Auf die gefügestatistischen Untersuchungen der BGR (1988) [7] wird im Rahmen der Interpretation der Beobachtungen in den Bohrungen im Abschnitt 9 dieses Berichtes noch ausführlicher eingegangen.

In der Abbildung AI-4.5 sind die ermittelten 4 Trennflächenscharen in einer Grundrißdarstellung und in einer isometrischen Darstellung der 343 m-Strecke wiedergegeben.

5. Verformungsmessungen

5.1 Meßprogramm

Während des Vortriebs der 343 m-Sohle wurden vier Meßquerschnitte (MQ) eingerichtet. Die MQ 1 und 2 wurden in Schachtnähe bei den Stationen 1,8 und 6,0 m angeordnet, um das Verformungsverhalten und den Spannungszustand des Gebirges in dem vom Schacht noch beeinflussten Bereich bzw. im Übergangsbereich von dem vom Schacht beeinflussten zum nicht beeinflussten Gebirge zu erfassen. Beide Meßquerschnitte wurden als Konvergenzmeßquerschnitte mit je 6 Meßbolzen und insgesamt 11 Meßstrecken, die in Abbildung AI-5.1 skizziert sind, eingerichtet. Zusätzlich wurden vertikale Nivellements der in der Firste und der Sohle angeordneten Meßbolzen durchgeführt.

Die MQ 3 und 4 wurden außerhalb des vermuteten Einflußbereichs des Schachtes bei den Stationen 14,5 bzw. 15,3 m (MQ 3) und 33,1 m (MQ 4) angeordnet um das Verformungsverhalten und den Spannungszustand des durch den Schacht nicht beeinflussten Gebirges zu erfassen. Die Meßeinrichtungen bei den Stationen 14,5 und 15,3 m wurden zum MQ 3 zusammengefaßt. Die Station 14,5 m wurde als Konvergenzmeßquerschnitt mit 6 Meßbolzen und 11 Meßstrecken entsprechend den MQ 1 und MQ 2 eingerichtet. An den in der Firste und der Sohle angeordneten Meßbolzen wurden Nivellements durchgeführt.

Bei Station 15,3 m wurde ein Extensometermeßquerschnitt eingerichtet. Zur Aufnahme und Verankerung der Extensometerstangen wurden von der Strecke aus drei Kernbohrungen hergestellt. Eine annähernd horizontale Bohrung E1 (mit 5° gegen die Horizontale geneigt, senkrecht zur Streckenachse einfallend), eine Schrägbohrung E2 (mit 45° gegen die Horizontale geneigt, senkrecht zur Streckenachse nach oben gerichtet) sowie eine Vertikalbohrung E3 (Abbildung AI-5.1). Die Endteufen der Extensometerbohrungen wurden mit 9 bzw. 12 m unter der Annahme gewählt, daß sich das Gebirge im Bereich dieser Teufen infolge des Streckenvortriebs kaum noch verformt. Dementsprechend wurden die tiefsten Verankerungspunkte der Extensometer bei der Interpretation der Meßwerte als Bezugspunkte für die vortriebsbedingten Verschiebungen der übrigen Extensometerankerpunkte und der Extensometerköpfe gewählt.

Im Bereich des MQ 4 besitzt die Strecke ein etwas kleineres Profil als im Bereich der übrigen Meßquerschnitte. Der MQ 4 wurde deshalb als Konvergenzmeßquerschnitt mit nur 4 Meßbolzen und insgesamt 6 Meßstrecken eingerichtet (Abbildung AI-5.1). Auch hier wurden an den in der Firste und der Sohle angeordneten Meßbolzen Nivellements durchgeführt. Der Abstand des MQ 4 vom Streckenende beträgt ca. 7 m. Damit kann davon ausgegangen werden, daß auch mit dem MQ 4 die vortriebsbedingten Gebirgsverformungen vollständig erfaßt werden konnten.

Bereits vor dem Auffahren der Strecke wurden im Schacht Konrad 2 die Konvergenzmeßquerschnitte MQ 209 und MQ 210 eingerichtet, die zur Überwachung der Standsicherheit des Schachtes im Bereich der Strecke 343 m dienten (Abbildung AI-5.1).

5.2 Meßergebnisse

5.2.1 Meßquerschnitt 3

In den Abbildungen AI-5.2 bis AI-5.4 sind die mit den Extensometern in den Bohrungen E1 bis E3 des MQ 3 jeweils in axialer Richtung bis zum 04.09.1990 gemessenen Verschiebungen in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Zusätzlich sind in diesen Abbildungen auch die Vortriebsstände der temporären Ortsbrust und der Spritzbetonsicherung über die Zeit angegeben. Die aufgetragenen Verschiebungen sind nicht die jeweils zwischen Extensometerkopf und -ankerpunkt gemessenen Relativverschiebungen sondern die auf den jeweilig tiefsten Extensometerankerpunkt, der als vom Vortrieb unbeeinflusst angenommen wurde, bezogenen Verschiebungen. Die Nullmessung wurde am 07.03.1990 durchgeführt, als der MQ 3 ca. 0,7 m hinter der temporären Ortsbrust der Strecke lag.

In der Abbildung AI-5.2 sind die am Stoßextensometer E1 in annähernd horizontaler Richtung gemessenen Verschiebungen dargestellt. Sie sind in die Strecke hinein gerichtet und man erkennt, daß schon nach kurzer Zeit ein verhältnismäßig großer Anteil der Verschiebungen aufgetreten ist. Innerhalb einer Woche nach der Nullmessung, also bis zum 14.03.1990, sind ca. 60 % der bis zum Ende des dargestellten Meßzeitraums (04.09.1990) gemessenen Verschie-

bungen eingetreten. Dabei ist zu berücksichtigen, daß in diesen 60 % der Anteil der vortriebsbedingten Verschiebungen, der bereits vor der Nullmessung eingetreten war, nicht enthalten ist. Damit beträgt der bis eine Woche nach der Nullmessung tatsächlich eingetretene Anteil der vortriebsbedingten Verschiebungen mehr als 60 %. Zu diesem Zeitpunkt war die temporäre Ortsbrust 4,7 m, also weniger als die doppelte Streckenbreite, vom MQ 3 entfernt. Die danach eingetretenen Verschiebungen, die auch bis zum bisher letzten Meßtermin am 04.09.1990 noch etwas zugenommen haben, sowie wahrscheinlich auch ein nicht unerheblicher Anteil der bis zum 14.03.1990 eingetretenen Verschiebungen, dürften auf plastische Verformungen bzw. auf Verformungen infolge örtlicher Festigkeitsüberschreitungen zurückzuführen sein.

Auch die mit dem Diagonalextensometer E2 sowie dem Firstextensometer E3 gemessenen axialen Verschiebungen sind in die Strecke hinein gerichtet. Die innerhalb einer Woche nach der Nullmessung gemessenen Verschiebungen betragen hier ca. 55 bis 70 % der Verschiebungen, die bis zum Ende des Meßzeitraums erfaßt wurden. Sie sind jedoch erheblich kleiner als die am Stoßextensometer gemessenen Verschiebungen (vgl. Abbildungen AI-5.2, AI-5.3 und AI-5.4). Dementsprechend dürften bei den Extensometern E2 und E3 auch die auf plastisches Verhalten zurückzuführenden Anteile an den gemessenen Verschiebungen gering sein, wobei auch hier zu berücksichtigen ist, daß die bereits vor der Nullmessung eingetretenen vortriebsbedingten Verschiebungen in den Meßwerten nicht enthalten sind.

In der Abbildung AI-5.5 sind die in den Bohrungen E1 bis E3 bis zum 09.04.1990 gemessenen Verschiebungen im Vertikalschnitt senkrecht zur Streckenachse dargestellt. Diese Darstellung läßt das Abklingen der gemessenen Verschiebungen mit zunehmendem Abstand von der Strecke erkennen. Der Verlauf der Horizontalverschiebungen seitlich des Stoßes läßt dort eine etwa 3 m in das Gebirge hineinreichende Auflockerungszone vermuten, die auf Festigkeitsüberschreitungen zurückzuführen ist. Der ebenfalls in der Abbildung AI-5.5 eingetragene Verlauf der Horizontalverschiebungen, der am 08.03.1990, 12.03.1990 und am 04.04.1990 gemessen wurde, läßt er-

kennen, daß die Erstreckung dieser Auflockerungszone im Laufe der Zeit zugenommen hat.

In den Abbildungen AI-5.6 bis AI-5.9 sind die Ergebnisse der am MQ 3 bei Station 14,5 m bis zum 04.09.1990 durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen über die Zeit dargestellt. Auch in diesen Darstellungen sind jeweils die Vortriebsstände der temporären Ortsbrust und der Spritzbetonsicherung enthalten. Die Nullmessung wurde am 28.02.1990 durchgeführt, als der MQ 3 ca. 0,5 m hinter der temporären Ortsbrust der Strecke lag.

Die Nivellements zeigen erwartungsgemäß, daß sich die Firste beim Vortrieb der Strecke senkt und die Sohle hebt, wobei die Sohlhebung zwischen Juni und September noch deutlich zugenommen hat (Abbildung AI-5.6). Da zwischen Juni und September keine weiteren Messungen durchgeführt wurden und die Folgemessung im Oktober keine weitere Zunahme der Sohlhebung ergeben hat wird vermutet, daß die Zunahme der Sohlhebung zwischen Juni und September auf eine Beschädigung oder Veränderung des Sohlbolzens in diesem Zeitraum beruht.

Bei den horizontalen Konvergenzmeßstrecken H1 und H2 tritt, ebenso wie bei den Meßpunkten des Stoßextensometers E1, in kurzer Zeit ein verhältnismäßig großer Anteil der bis zum 04.09.1990 gemessenen Verschiebungen auf (Abbildung AI-5.7). Am 12.03.1990, als die temporäre Ortsbrust ca. 5,5 m vom MQ entfernt war, waren ca. 50 bzw. 70 % der bis zum 04.09.1990 gemessenen Konvergenzen eingetreten. Bei der vertikalen Konvergenzmeßstrecke V ist dieser Anteil mit ca. 30 % deutlich geringer, weil auch diese Konvergenz, ähnlich wie die Sohlhebung, zwischen den beiden letzten Meßterminen noch erheblich zugenommen hat (Abbildung AI-5.7).

Die Meßwerte der diagonalen Konvergenzmeßstrecken D1 bis D8 lassen auf ein annähernd achsensymmetrisches Verformungsbild der Hohlraumwand schließen. Für die Meßstrecken zwischen First- bzw. Sohlbolzen und den entsprechenden Bolzen auf der linken und rechten Ulme wurden nämlich, mit Ausnahme der Meßstrecken D1 und D2, links und rechts annähernd gleiche Verschiebungen gemessen (Abbildungen AI-5.8 und AI-5.9).

In der Abbildung AI-5.10 sind noch einmal die am MQ 3 bis zum 04.09.1990 gemessenen Nivellements und Konvergenzen graphisch dargestellt und zahlenmäßig angegeben. Daraus ist ebenfalls das, wenn man die Meßstrecken D1 und D2 ausnimmt, annähernd achsensymmetrische Verformungsbild der Hohlraumwand zu erkennen. Teilt man unter der Annahme der Achsensymmetrie die gemessenen horizontalen Konvergenzen auf beide Stöße auf, dann betragen die Horizontalverschiebungen an den Stößen ca. 28 bzw. 31 mm (Abbildung AI-5.10). Mit dem Stoßextensometer E1 wurden während des Meßzeitraums mit ca. 22 mm nur ca. 80 bzw. 70 % dieser Werte gemessen (vgl. Abbildung AI-5.5).

Teilt man die für die vertikale Konvergenzmeßstrecke V ermittelte Konvergenz von 25,4 mm unter Berücksichtigung der First- und Sohl-nivellements auf Firste und Sohle auf, dann beträgt die Firstsenkung 8,8 mm und die Sohlhebung 16,7 mm (Abbildung AI-5.10). Mit dem Firstextensometer E3 wurde dagegen während des Meßzeitraums nur eine Firstsenkung von 5,5 mm gemessen (vgl. Abbildung AI-5.5).

Für diese Unterschiede, die nur wenige mm betragen, gibt es verschiedene mögliche Ursachen:

1. Der Abstand zur temporären Ortsbrust war zum Zeitpunkt der Nullmessung bei den Konvergenzmessungen und Nivellements (Station 14,5 m) mit 0,5 etwas geringer als bei den Extensometermessungen (Station 15,3 m) mit 0,7 m.
2. Die Verankerungspunkte der Extensometer im Bohrlochtiefsten, auf die die Extensometermessungen bezogen sind, haben möglicherweise noch geringe vortriebsbedingte Verschiebungen erfahren (s. Abschnitt 8).
3. Die Horizontalverschiebungen beider Stöße sind nur näherungsweise gleich groß. Sie sind möglicherweise für die Streckenwand, in die auch der Stoßextensometer E1 eingebaut wurde, etwas kleiner als für die gegenüberliegende Streckenwand^{*)}.

^{*)} Eine Überprüfung dieser Hypothese mit Hilfe der durch die diagonalen Meßstrecken ermittelten Konvergenzen führt zu keinem eindeutigen Ergebnis.

4. Durch örtliche Gesteinsinhomogenitäten können geringfügige felsmechanische Unterschiede zwischen den Stationen 14,5 m (Nivellements und Konvergenzmessungen) und 15,3 m (Extensometermessungen) vorhanden sein.

Unter Berücksichtigung dieser Einflußfaktoren kann die Übereinstimmung der für den MQ 3 mit Extensometern, Konvergenzmessungen und Nivellements gemessenen Gebirgsverformungen als gut bezeichnet werden.

5.2.2 Meßquerschnitt 4

In der Abbildung AI-5.11 sind die Ergebnisse der im MQ 4 bei Station 33,1 m bis zum 04.09.1990 gemessenen Nivellements und Konvergenzen dargestellt. Die Nullmessung an den Konvergenzmeßstrecken wurde am 28.03.1990 durchgeführt, als der Abstand des MQ 4 zur temporären Ortsbrust der Strecke ca. 0,6 m betrug. Die ersten Nivellements wurden zwei Tage später am 30.03.1990, als der Abstand des MQ 4 zur temporären Ortsbrust bereits 4,9 m betrug, durchgeführt.

Um die Nivellements mit der vertikalen Konvergenz der Meßstrecke V vergleichen zu können, wurden die seit dem 30.03.1990 gemessenen Nivellements auf den 28.03.1990 "extrapoliert". Dazu wurde die bis zum 04.09.1990 gemessene Firstsenkung und Sohlhebung jeweils mit der Hälfte der Zunahme der Konvergenz V vom 28.03.1990 bis 30.03.1990 beaufschlagt. Die Summe der auf diese Weise extrapolierten Vertikalverschiebungen entspricht dann näherungsweise der bis zum 04.09.1990 gemessenen vertikalen Konvergenz (Abbildung AI-5.11).

Die diagonalen Konvergenzen zwischen Sohlbolzen und linkem bzw. rechtem Ulmenbolzen (Meßstrecken D3 und D4) sind annähernd gleich groß. Eine entsprechende Aussage für die Konvergenzen der Meßstrecken D1 und D2 ist nicht möglich, weil die Messungen an der Konvergenzmeßstrecke D1 am 30.03.1990 vorzeitig abgebrochen werden mußten. Dennoch wird auch für den MQ 4, wie für den MQ 3, von einer annähernd achsensymmetrischen Verformung der Hohlraumwand

ausgegangen. Unter dieser Annahme lassen sich in den Stößen nach innen gerichtete Horizontalverschiebungen von ca. 33,5 mm ableiten. Für die Firstsenkung läßt sich ein Wert von ca. 8 mm und für die Sohlhebung ein Wert von ca. 7,5 mm angeben, wenn man die Extrapolation der Nivellements berücksichtigt (Abbildung AI-5.11).

Im Vergleich zum MQ 3 wurde im MQ 4 also eine etwas größere Horizontalverschiebung der Stöße und eine etwa um die Hälfte geringere Sohlhebung gemessen, während die gemessene Firstsenkung in beiden MQ etwa gleich groß ist (vgl. Abbildungen AI-5.10 und AI-5.11).

5.2.3 Meßquerschnitt 1

In den Abbildungen AI-5.12 bis AI-5.15 sind die Ergebnisse der im MQ 1 bei Station 1,8 m bis zum 04.09.1990 durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen über die Zeit dargestellt. In diesen Abbildungen sind jeweils auch die Vortriebsstände der temporären Ortsbrust und der Spritzbetonsicherung enthalten.

Während die am MQ 1 gemessene Firstsenkung nur geringfügig größer ist als am MQ 3 und MQ 4 wurden für die Sohlhebung am MQ 1 wesentlich größere Werte gemessen. Die Sohlhebungen nehmen von der Nullmessung bis zum Einbau des Sohlbetons am 06.04.1990 praktisch mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit zu, obwohl bis zu diesem Zeitpunkt schon die gesamte Strecke aufgefahren war. Erst nach dem Betonieren der Sohle nehmen die Sohlhebungen nur noch mit stark verminderter Verformungsgeschwindigkeit zu, wobei auch zwischen den letzten beiden Meßterminen noch eine Zunahme festzustellen war (Abbildung AI-5.12). Bei der bis zum 04.09.1990 gemessenen Sohlhebung von ca. 59 mm muß zusätzlich berücksichtigt werden, daß hier ein verhältnismäßig großer Verformungsanteil nicht erfaßt wurde, weil die Nullmessung für die Nivellements erst am 14.02.1990 durchgeführt wurde, als der MQ 1 bereits 4,7 m hinter der temporären Ortsbrust der Strecke lag. An der zeitlichen Entwicklung der Sohlhebung zeigt sich ein ausgeprägtes zeitabhängiges Gebirgsverhalten, wie es z.B. bei einem Quellen des Gesteins auftritt.

In der Abbildung AI-5.13 sind die am MQ 1 gemessenen vertikalen und horizontalen Konvergenzen in Abhängigkeit von der Zeit darge-

stellt. Der Anteil der in den ersten Tagen nach der Nullmessung an den Konvergenzmeßstrecken V und H1 gemessenen Verschiebungen an den gesamten, bis zum 04.09.1990 gemessenen Verschiebungen ist wesentlich geringer als beim MQ 3. Vom Zeitpunkt der Nullmessung am 09.02.1990, als der MQ 1 ca. 0,6 m hinter der temporären Ortsbrust der Strecke lag, bis zum 14.02.1990 (Abstand des MQ 1 zur temporären Ortsbrust der Strecke 4,7 m) betragen diese Anteile nur 9 bzw. 23 %. Dieses Ergebnis läßt darauf schließen, daß die elastischen Anteile an den Gesamtverschiebungen hier geringer sind als beim MQ 3. An der zweiten horizontalen Meßstrecke H2 wurde die Nullmessung erst am 21.02.1990 durchgeführt. Auch an dieser Darstellung ist zu erkennen, daß die Verformungsgeschwindigkeit der vertikalen Meßstrecke V bis zum Einbau der Betonsohle annähernd konstant ist und sich danach stark verringert. Die Ergebnisse der Nivellements lassen darauf schließen, daß die Zeitabhängigkeit der Relativverschiebung der Meßstrecke V im wesentlichen durch Sohlhebungen bedingt ist.

An den diagonalen Konvergenzmeßstrecken D1 bis D8 zwischen First- bzw. Sohlbolzen und den entsprechenden Bolzen im linken und rechten Stoß wurden links und rechts annähernd gleiche Verschiebungen gemessen (Abbildungen AI-5.14 und AI-5.15). Diese Ergebnisse lassen auch im Bereich des MQ 1 auf ein Verformungsbild der Hohlraumwand schließen, das näherungsweise symmetrisch zur Vertikalebene durch die Hohlraumachse ist. Bei den Meßstrecken D7 und D8, die den Sohlbolzen enthalten, ist wie bei der Meßstrecke V das ausgeprägt zeitabhängige Verhalten bis zum Einbau des Sohlbetons zu erkennen (Abbildung AI-5.15). Die an den Meßstrecken D1 bis D6 gemessenen Konvergenzen sind relativ klein, weil hier die Nullmessung erst am 21.02.1990 durchgeführt wurde, als der MQ 1 bereits 9,7 m von der temporären Ortsbrust der Strecke entfernt war.

In Abbildung AI-5.16 sind noch einmal die am MQ 1 bis zum 04.09.1990 gemessenen Nivellements und Konvergenzen graphisch dargestellt und zahlenmäßig angegeben. Daraus kann abgeleitet werden, daß die Verschiebung der Hohlraumwand annähernd symmetrisch zur Vertikalebene durch die Hohlraumachse ist.

Weil beim MQ 1 die Nullmessungen für die einzelnen Meßpunkte und Meßstrecken an drei verschiedenen Tagen durchgeführt wurden, müssen auch hier wie beim MQ 4, um alle Meßwerte miteinander vergleichen zu können, einzelne Meßwerte extrapoliert werden. Dazu wurde die bis zum 04.09.1990 gemessene Firstsenkung und Sohlhebung jeweils mit der Hälfte der Zunahme der Konvergenz V vom 09.02.1990 bis 14.02.1990 beaufschlagt. Die Summe der auf diese Weise extrapolierten Vertikalverschiebungen von Firste und Sohle entspricht dann näherungsweise der bis zum 04.09.1990 gemessenen vertikalen Konvergenz (Abbildung AI-5.16).

Um die horizontale Konvergenz der Meßstrecke H2 mit der von H1 vergleichbar zu machen wurde angenommen, daß die Zunahme der Konvergenz von H2 vom 09.02.1990 bis 21.02.1990 der Zunahme der Konvergenz von H1 im gleichen Zeitraum entspricht (Abbildung AI-5.16).

Unter der Annahme einer symmetrischen Verschiebung der Hohlraumwand, die durch die Meßwerte belegt wird, lassen sich mit den auf diese Weise auf den 09.02.1990 extrapolierten Meßwerten in den Stößen nach innen gerichtete Horizontalverschiebungen von ca. 6,5 mm bzw. 9 mm ableiten. Für die Firstsenkung lassen sich Werte von ca. 15 bis 17 mm und für die Sohlhebung Werte von ca. 63 bis 64 mm ableiten (Abbildung AI-5.16).

5.2.4 Meßquerschnitt 2

In der Abbildung AI-5.17 sind die Ergebnisse der im MQ 2 bei Station 6,0 m bis zum 04.09.1990 gemessenen Nivellements und Konvergenzen dargestellt. Die Nullmessung an den Konvergenzmeßstrecken wurde am 14.02.1990 durchgeführt, als der Abstand des MQ 2 zur temporären Ortsbrust der Strecke ca. 0,5 m betrug. Die Nullmessung der Nivellements wurden erst eine Woche später am 21.02.1990 durchgeführt, als der Abstand des MQ 2 zur temporären Ortsbrust der Strecke bereits ca. 5,5 m betrug.

Wie beim MQ 1 ergeben sich auch beim MQ 2 für die Sohlhebung sowie die Konvergenzmeßstrecken V, D7 und D8 bis zum Einbau des Sohlbetons große Verformungsgeschwindigkeiten, die danach geringer wer-

den, aber noch nicht gegen null konvergieren. Auch hier wird die Zeitabhängigkeit dieser Verschiebungen vermutlich durch ein Quellen des Gesteins im Sohlbereich der Strecke verursacht.

Um die Nivellements mit der vertikalen Konvergenz der Meßstrecke V vergleichen zu können wurden die seit dem 21.02.1990 gemessenen Nivellements auf den 14.02.1990 "extrapoliert". Dazu wurde die bis zum 04.09.1990 gemessene Firstsenkung und Sohlhebung jeweils mit der Hälfte der Zunahme der Konvergenz von V vom 14.02.1990 bis 21.02.1990 beaufschlagt. Die Summe der auf diese Weise extrapolierten Vertikalverschiebungen von Firste und Sohle entspricht dann näherungsweise der bis zum 04.09.1990 gemessenen vertikalen Konvergenz. Für die Firstsenkung am MQ 2 ergeben sich auf diese Weise etwas kleinere Werte als sie für den MQ 1 abgeleitet wurden. In der Sohle des MQ 2 ergeben sich dagegen deutlich größere Hebungen als im MQ 1 (vgl. Abbildungen AI-5.16 und AI-5.17).

Die diagonalen Konvergenzen des MQ 2 lassen zunächst auf ein sehr unsymmetrisches Verformungsbild der Hohlraumwand schließen. Unter der Annahme, daß der Firstpunkt und der Sohlpunkt keine horizontalen Verschiebungen erfahren haben, würde sich aus den Meßwerten für die diagonalen Konvergenzmeßstrecken eine nach außen gerichtete Verschiebung des rechten Stoßes und eine nach innen gerichtete Verschiebung des linken Stoßes ableiten lassen. Da sich ein solches Verformungsbild weder geologisch noch mechanisch begründen läßt ist allerdings eher anzunehmen, daß sich First- und/oder Sohlbolzen horizontal verschoben haben. Eine solche Verschiebung könnte z.B. in der Sohle dadurch entstanden sein, daß der Sohlbolzen sich bei der Entstehung der relativ großen Hebungen etwas verdreht hat oder durch den Baubetrieb in Mitleidenschaft gezogen wurde. Entsprechend kann auch der Firstbolzen, z.B. durch Verdrehung infolge örtlicher Auflockerung, eine scheinbare Horizontalverschiebung erfahren haben. Diese oder ähnliche Ursachen können zu Horizontalverschiebungen des First- und/oder Sohlpunktes geführt haben. Auch hier kann man jedoch davon ausgehen, daß sich die Hohlraumwand insgesamt auch im Bereich des MQ 2 annähernd symmetrisch verformt hat. Unter dieser Annahme lassen sich aus den Meßergebnissen an den Stößen nach innen gerichtete Horizontalverschiebungen von ca. 11 bzw. 19 mm ableiten (Abbildung AI-5.17).

Diese Verschiebungen liegen zwischen den am MQ 1 und den am MQ 3 bzw. MQ 4 gemessenen Werten.

6. Ergebnisse der Untersuchungsbohrungen und der Feldversuche auf der 343 m-Sohle

6.1 Bohrerergebnisse

Die in der Abbildung AI-2.1 in der Übersicht dargestellten Bohrungen im Bereich der 343 m-Sohle wurden mit Ausnahme der beiden Vertikalbohrungen V1a und V3 als Kernbohrungen ausgeführt. Es kamen hierbei Doppelkernrohre vom Typ K3 zur Anwendung. Die Kern- bzw. Bohrlochdurchmesser wurden entsprechend den Erfordernissen der in den jeweiligen Bohrungen vorgesehenen Versuche festgelegt. Im einzelnen ergaben sich hieraus die im folgenden aufgeführten Durchmesser:

- Bohrungen für Dilatometerversuche (V2, V5):
Kern 58 mm Bohrloch 86 mm (spätere Aufweitung auf 146 mm)
- Bohrungen für Primärspannungsmessungen (V1, F1, F2):
Kern 116 mm Bohrloch 146 mm
- Bohrungen für Wasserabpreßversuche (W1-W7):
Kern 58 mm Bohrloch 86 mm
- Bohrungen für Ultraschallmessungen (U1-U12):
Kern 86 mm Bohrloch 116 mm
- Bohrungen für Extensometereinbau (E1-E3):
Kern 58 mm Bohrloch 86 mm
- Bohrung für Zerfallsversuche (V4):
Kern 116 mm Bohrloch 146 mm

Sämtliche Bohrungen wurden im Trockenbohrverfahren mit Luftspülung ausgeführt.

Die Ergebnisse der Bohrkernkartierungen sind in den Abbildungen AI-6.1.1 bis AI-6.1.7 dargestellt. Bei dem erbohrten Gestein handelt es sich bei allen Bohrungen überwiegend um einen mittel-dunkelgrauen schluffigen, örtlich auch feinsandig-schluffigen Tonmergelstein. Aufgrund des schwankenden Karbonatanteils ist das Gestein bereichsweise auch als Tonstein-Tonmergelstein anzusprechen.

Das Gestein weist i.a. ein bioturbates Gefüge auf; untergeordnet ist bereichsweise eine Feinschichtung erkennbar. Im allgemeinen enthält das Gestein Konkretionen aus meist feinverteiltern, z.T.

auch in Nestern angeordnetem Pyrit, Glimmerschuppen und häufiger auch kohlige Partikel. Weiterhin wurden örtlich kleine Phosphoritknollen angetroffen.

Nach den Ergebnissen der mineralogischen Untersuchungen, auf die im Abschnitt 7 dieses Berichtes ausführlicher eingegangen wird, besteht das Gestein aus den drei Hauptkomponenten Smektit, Quarz und Calcit. Als Nebenkomponekte tritt Muskovit-Illit auf. In deutlich geringeren Mengen (Nebenkomponekte bis Spuren bzw. Spuren) treten die Minerale Dolomit, Kaolinit, Chlorit, Feldspat, Pyrit, Siderit, Halit, Goethit und Mixed-Layer-Tonminerale auf.

Wie aus der vorstehenden Beschreibung hervorgeht, ist das Gestein in den durch die Bohrungen ober- und unterhalb der Untersuchungsstrecke aufgeschlossenen Bereichen dem in der Vorbohrung und bei der Streckenauffahrung angetroffenen Gestein vergleichbar (vgl. Abschnitte 3 und 4). Die Gesteinsausbildung ist insgesamt als relativ einheitlich zu bezeichnen. Aus diesem Grunde wurde bei der qualitativen lithologischen Ansprache der Bohrkerne (s. Abbildungen AI-6.1.1 bis AI-6.1.7) auf eine Untergliederung innerhalb der Bohrungen verzichtet. Die auftretenden Unterschiede werden anhand der Ergebnisse der quantitativen mineralogischen Untersuchungen im Abschnitt 7 genauer erläutert.

Die in den Abbildungen AI-6.1.1 bis AI-6.1.7 wiedergegebenen Kartierungen beschränken sich demzufolge i.w. auf Angaben zur Kernqualität und zu den angetroffenen Trennflächen.

Zur Veranschaulichung der Qualität der erbohrten Kerne ist der auf den laufenden Meter bezogene prozentuale Kerngewinn dargestellt. Hierbei werden nur Kernstücke berücksichtigt, die eine Länge von mindestens 10 cm aufweisen. Diese Angabe des Kerngewinns entspricht dem RQD-Index (vgl. Abschnitt 3.2). Eine Unterscheidung, ob die Kernstücke durch Trennflächen oder durch den Bohrvorgang zerlegt worden sind, erfolgt hierbei nicht. Weiterhin kann aus der Angabe des Kerngewinns nicht entnommen werden, wie lang die Kernstücke sind. Zur Ergänzung der Angaben zum Kerngewinn wurden daher die mittleren Längen der Kernstücke bestimmt. Bei der Mittelwert-

bildung wurden wie beim Kerngewinn nur die Stücke berücksichtigt, die eine Mindestlänge von 10 cm besitzen.

Bei Bohrkernen, deren Zerlegungsgrad sehr groß ist und bei denen die Kernstücklängen überwiegend weniger als 10 cm betragen, wurde eine abweichende Definition gewählt. Sowohl bei der Darstellung des Kerngewinns als auch bei der Bestimmung der mittleren Kernstücklängen wurden hier Kernstücke berücksichtigt, deren Mindestlänge 5 cm beträgt. Auf diese Weise lassen sich auch bei Bohrungen mit hohem Zerlegungsgrad die Unterschiede zwischen verschiedenen Bohrkernabschnitten deutlich zeigen.

Zur Bohrkernqualität bzw. zum Zerlegungsgrad der Bohrungen kann festgestellt werden, daß ein deutlicher Einfluß des Bohrkerndurchmessers und der Orientierung der Bohrungen vorhanden ist. Die Kerne der vertikal gerichteten Bohrungen sind i.a. stärker in kurze Stücke zerlegt als die der horizontalen Bohrungen. Dies dürfte auf den Einfluß der Schichtung des Gebirges zurückzuführen sein. Die Zerlegung ist um so ausgeprägter, je kleiner der Kerndurchmesser ist.

Neben den Angaben zur Kernqualität sind in der graphischen Profildarstellung in den Abbildungen AI-6.1.1 bis AI-6.1.7 jeweils die Stellen markiert, an denen Trennflächen vorgefunden wurden. Weiterhin sind die Winkel zwischen den Trennflächen und der Bohrachse angegeben. Da es sich nicht um orientierte Bohrungen handelt, kann die Raumstellung der Trennflächen nicht angegeben werden. Auf den Trennflächen waren häufig deutlich ausgeprägte Harnischstriemungen zu erkennen. Die entsprechenden Trennflächen sind in den Kartierungen mit einer Anmerkung versehen. Weiterhin sind verheilte Klüfte (i.a. mit Calcit) gekennzeichnet.

Die an den Kernen der Vertikalbohrungen eingemessenen Klüfte schließen mit der Bohrachse überwiegend Winkel zwischen ca. 25° und 65° ein. Der Mittelwert liegt etwa bei 45°. Der auf die Horizontale bezogene Einfallswinkel der Klüfte beträgt somit im Mittel ebenfalls ca. 45°. Bei Horizontalbohrungen ist eine derartige Abschätzung des Einfallswinkels aus den eingemessenen Winkeln zwischen den Trennflächen und der Bohrachse nicht möglich.

Die in den Bohrkernen kartierten Klüfte konzentrieren sich häufig auf Kluftzonen von wenigen Dezimetern bis Metern Länge. Beispielfürhaft seien die Bohrungen V1 (Kluftzone 3,5-5,0 m, s. Abbildung AI-6.1.1), V4 (Kluftzone 6,3-7,2 m, s. Abbildung AI-6.1.3), F1 und F2 (Kluftzonen 0-5,5 m bzw. 3,8-5,3 m, s. Abbildung AI-6.1.4) genannt.

Auch in den horizontalen Bohrungen lassen sich derartige Kluftzonen erkennen.

Bei den horizontalen Bohrungen von der Schachtbühne aus (W1-W4 und U1-U4, s. Abbildungen AI-6.1.1 bis AI-6.1.6) wurden im unmittelbar an die Ausbauhinterfüllung angrenzenden Gebirgsbereich Kluftzonen angetroffen, in denen die Trennflächen rostbraun verfärbt waren. Die Erstreckung dieser Zonen reicht nach den vorliegenden Bohrerergebnissen gemessen von der Außenkante des Ausbaus bzw. der Hinterfüllung bis ca. 0,5 m ins Gebirge. Dies stimmt weitgehend mit der Ausdehnung der bei der Streckenauffahrung angetroffenen, visuell erkennbaren Auflockerungszone überein (vgl. Abschnitt 4).

6.2 Dilatometerversuche

6.2.1 Versuchsgerät und Versuchsdurchführung

Der Dilatometerversuch ist ein in-situ-Versuch, bei dem ein Bohrlochabschnitt rotationssymmetrisch aufgeweitet wird. Er dient der Untersuchung des Spannungs-Verformungsverhaltens eines begrenzten Gebirgsbereiches. Als Kennwerte werden auf der Grundlage der Elastizitätstheorie Verformungs- bzw. Elastizitätsmoduli bestimmt.

Die Dilatometerversuche in den Bohrungen V2 und V5 auf der 343 m-Sohle wurden von der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA) mit der Dilatometersonde ϕ 86 mm (System BGR, Fabrikat Stitz) durchgeführt. Eine Darstellung des Versuchsgerätes findet sich in der Abbildung AI-6.2.

Das Dilatometer besteht aus einem Stahlgrundkörper, der in der Mitte mit drei, um je 120° versetzt angeordneten induktiven Wegaufnehmern versehen ist. Grundkörper und Wegaufnehmer sind von

einem 1 m langen Hochdruckformschlauch überzogen, der hydraulisch oder pneumatisch gegen die Bohrlochwandung gepreßt werden kann. Der Durchmesser des Dilatometers beträgt im druckfreien Zustand ca. 85 mm. Maximal kann der Schlauch bis auf ca. 95 mm aufgeweitet werden. Der maximal aufbringbare Druck ist abhängig von der Qualität der Bohrlochwandung und des Formschlauches. Bei guten Randbedingungen beträgt er ca. 10 MN/m^2 (100 bar).

Das Dilatometer wird an einer Seilwinde hängend in das Bohrloch mit einem Mindestdurchmesser von 86 mm und einem Maximaldurchmesser von 90 mm hinabgelassen. Mittels eines Orientierungsgestänges kann das Dilatometer nach der Wegaufnehmerrichtung positioniert werden.

Der Druck im Hochdruckformschlauch wird vorgegeben und mittels Feinmeßmanometer kontrolliert. Der Anlegedruck bei Versuchsbeginn beträgt im allgemeinen $0,5 \text{ MN/m}^2$ (5 bar). Die anschließende Erhöhung des Druckes wird stufenweise aufgebracht und innerhalb jeder Laststufe solange konstant gehalten, bis die Verformung annähernd zum Stillstand gekommen ist. Üblicherweise wird der Versuch mit mehreren Be- und Entlastungszyklen durchgeführt, wobei der maximale Druck dem Verformungsverhalten des Gebirges angepaßt wird. Die Höchstlast ist erreicht, wenn die Kapazität des Dilatometers erschöpft ist oder sich ein Versagen des Gebirges im Verlauf der Spannungs-Verschiebungslinie (Arbeitslinie) ankündigt.

Auf der Schachtanlage Konrad wurden zunächst die Versuche in der 51,5 m tiefen Vertikalbohrung V2 durchgeführt. Die Bohrung wurde vor Versuchsbeginn in voller Länge als unverrohrte Kernbohrung mit einem Bohrlochsolldurchmesser von 86 mm abgeteuft. Während der Durchführung der Dilatometerversuche zeigte sich jedoch, daß der Bohrlochdurchmesser im oberen Teil der Bohrung mehr als 90 mm betrug.

Durch Vermessung mit einer mechanischen 8-Arm-Kalibersonde konnte gezeigt werden, daß das Bohrloch nach oben hin trompetenförmig aufgeweitet war.

Wegen der Überschreitung des Meßbereiches der Dilatometersonde im aufgeweiteten Bereich waren daher in der Bohrung V2 erst Versuche ab einer Teufe von 22,5 m möglich. Durch örtliche ungleichmäßige Aufweitungen konnten zudem nicht an jeder Meßstelle auswertbare Meßwerte für jeden der drei Wegaufnehmer erhalten werden. Weiterhin wurde im Verlauf der Versuchsdurchführung einer der 3 Wegaufnehmer beschädigt. Eine Reparatur oder Ersatzbeschaffung war nach Angabe der FMPA innerhalb des Versuchszeitraumes nicht möglich. Bei den 10 in der Bohrung V2 zwischen 22,5 m und 49,5 m durchgeführten Dilatometerversuchen konnten aus diesen Gründen die Verschiebungen bei 2 Versuchen nur mit einem Wegaufnehmer und bei 4 Versuchen nur mit zwei Wegaufnehmern erfaßt werden.

Um auch für den Teufenabschnitt oberhalb von 22,5 m Informationen über das Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges zu erhalten, wurden in der 32 m tiefen vertikalen Kernbohrung V5 ergänzende Dilatometerversuche durchgeführt. Wegen der Beschädigung des einen Wegaufnehmers an der Sonde und wegen nicht ausreichender Maßhaltigkeit des Bohrlochs konnten bei vier der fünf Versuche in der Bohrung V5 die Verschiebungen nur mit einem Weggeber gemessen werden. Die Meßstellen in der Bohrung V5 lagen in Teufen zwischen 7,5 m und 25,5 m.

6.2.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche

Die Auswertung der während der Dilatometerversuche protokollierten Meßwerte erfolgte gemäß der in der Abbildung AI-6.2 am Beispiel des Versuches Nr. 1.5 (Bohrung V2, Teufe der Sondenmitte 41,5 m) dargestellten Vorgehensweise.

Die Spannungs-Verschiebungslinien (Arbeitslinien) wurden für jeden Weggeber getrennt aufgetragen. Ein Vergleich der Arbeitslinien der einzelnen Weggeber zeigt, daß der Verlauf der Arbeitslinien qualitativ und quantitativ ähnlich ist und keine nennenswerte Richtungsabhängigkeit vorliegt. Dies gilt nicht nur für das in der Abbildung AI-6.2 dargestellte Beispiel, sondern für alle durchgeführten Versuche, bei denen Meßwerte für mehr als einen Weggeber vorliegen. Auch der im Beispiel gezeigte Verlauf der Arbeitslinien ist typisch für sämtliche in den Bohrungen V2 und V5 durchgeführ-

ten Versuche. Auf die Wiedergabe der Arbeitslinien der anderen Versuche wird daher an dieser Stelle verzichtet.

Wegen der vorliegenden isotropen Verhältnisse wurden die Verschiebungsmeßwerte der einzelnen Weggeber für jede Laststufe eines Versuches gemittelt und als gemittelte Arbeitslinie aufgetragen (s. Abbildung AI-6.2). Die Bestimmung der Verformungsmoduln erfolgte sodann unter Verwendung dieser gemittelten Arbeitslinie.

Unter der Voraussetzung eines elastischen und isotropen Spannungsdehnungsverhaltens gilt für die Ermittlung der Verformungsmoduln die folgende Spannungs-Verformungsbeziehung:

$$E = (1 + \nu) \cdot d \cdot \frac{\Delta p}{\Delta d}$$

Hierin sind ν die Poissonzahl, d der Durchmesser der Bohrung vor der Aufweitung und Δd die infolge der Belastungsänderung Δp eintretende Durchmesseränderung.

Die Poissonzahl ν kann im vorliegenden Fall auf der Grundlage der Ergebnisse von Laborversuchen und aufgrund von Erfahrungen mit ausreichender Genauigkeit zu 0,33 angenommen werden. Der Bohrlochdurchmesser kann mit Hilfe der Dilatometersonde bestimmt werden, während sich die Größen Δd und Δp aus der Arbeitslinie ergeben.

Bei der Arbeitslinie wurde als Nullmessung der unter dem Anlegedruck von 5 bar gemessene Weggeberwert herangezogen. Bei Belastungssteigerung zeigen sich im niedrigen Lastbereich relativ große, nicht linear zunehmende Verschiebungen. Erst bei Sondendrücken von ca. 30-50 bar geht die Arbeitslinie in einen näherungsweise linearen Verlauf über, der bis zum Höchstdruck von 100 bar anhält. Bei Laststufen von 50 und 75 bar wurde jeweils ein Entlastungszyklus bis auf 5 bar mit anschließender Wiederbelastung eingeschaltet. Die Arbeitslinie verläuft in der Entlastungsphase grundsätzlich steiler als in der Erstbelastungsphase, während sie in der Wiederbelastungsphase weitgehend dem Verlauf in der Erstbelastungsphase folgt. Durch das Eintreten von plastischen Verfor-

mungsanteilen verläuft der Wiederbelastungsast jedoch gegenüber dem Erstbelastungsast versetzt.

Der Verlauf der Arbeitslinie läßt darauf schließen, daß sich das Gebirge unmittelbar um das Bohrloch herum relativ rasch entfestigt und sich eine Auflockerungszone ausgebildet hat. Zur Bestimmung der Verformungsmoduln des Gebirges außerhalb dieser Zone darf nur der quasilineare Abschnitt der Arbeitslinie herangezogen werden. Der Verlauf der Arbeitslinie wurde in diesem Abschnitt sowohl für den Erstbelastungs- als auch für den Entlastungsast durch eine Gerade ausgeglichen. Anschließend wurden die Größen Δp und Δd aus der Zeichnung abgegriffen (s. Abbildung AI-6.2). Für den Wiederbelastungsast der Arbeitslinie wurde auf die entsprechende graphische Auswertung verzichtet. Es können hier näherungsweise die Werte für die Erstbelastung angenommen werden.

Die gemessenen Verschiebungen enthalten beim Dilatometerversuch stets einen unvermeidbaren Anteil aus der Komprimierung des Hochdruckformschlauches. Messungen der FMPA in einem annähernd starren Stahlrohr haben gezeigt, daß eine Komprimierung nur bis zu einer Belastung von ca. 25 bar auftritt und der diesbezügliche Verschiebungsfehler im Lastintervall zwischen 5 und 25 bar (Erstbelastung) maximal ca. 0,15 mm beträgt. Der zur Bestimmung der Verformungsmoduln des Gebirges herangezogene Abschnitt der Arbeitslinie ist demzufolge von der Komprimierung des Hochdruckformschlauches nicht betroffen.

Im dargestellten Beispiel ergeben sich nach der bereits genannten Spannungs-Verformungsbeziehung für die Belastungsphase ein Verformungsmodul von 4520 MN/m^2 und für die Entlastungsphase ein Modul von 7540 MN/m^2 .

Die in der entsprechenden Weise für die anderen Versuche in den Bohrungen V2 und V5 bestimmten Verformungsmoduln sind auf der Abbildung AI-6.3 teufenabhängig dargestellt. Daraus geht hervor, daß die Verformungsmoduln insgesamt relativ wenig voneinander abweichen. Für die Belastungsphase liegen sie überwiegend in der Größenordnung von ca. $4000\text{-}4600 \text{ MN/m}^2$. Der kleinste ermittelte Wert beträgt 3490 MN/m^2 , während der größte Wert zu 6630 MN/m^2 bestimmt

wurde. In der statistischen Auswertung ergibt sich für den Belastungsmodul ein arithmetischer Mittelwert von 4510 MN/m^2 . Der entsprechende Mittelwert für den Entlastungsmodul beträgt 8680 MN/m^2 . Die Einzelwerte der Entlastungsmoduli können der Abbildung AI-6.2 entnommen werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß sich die bereits bei der Beschreibung der Bohrerergebnisse (s. Abschnitt 6.1) genannten relativ einheitlichen Gebirgsverhältnisse auch in den Ergebnissen der Dilatometerversuche widerspiegeln. Die Streuung der Versuchsergebnisse ist für die Versuchsart als sehr gering zu bezeichnen.

Bei der Bewertung der Ergebnisse ist zu beachten, daß in Dilatometerversuchen nur ein relativ kleiner Gebirgsbereich getestet wird. Großräumig sind daher i.a. für das Gebirge geringere Verformungsmoduln anzusetzen, als sie sich aus Dilatometerversuchen ergeben. Weiterhin ist zu beachten, daß in den durchgeführten Versuchen wegen der vertikalen Orientierung der Versuchsbohrungen nur die Verformbarkeit des Gebirges in der horizontalen Ebene, d.h. parallel zur Schichtung bestimmt wurde. In der Ebene senkrecht zur Schichtung kann die Verformbarkeit des Gebirges erfahrungsgemäß größer, d.h. die Verformungsmoduln kleiner sein. Aufgrund der bei der Streckenauffahrung gewonnenen Eindrücke wird jedoch nicht davon ausgegangen, daß das Gebirge im ungestörten Zustand hinsichtlich der Verformbarkeit eine ausgeprägte Anisotropie aufweist.

6.3 Primärspannungsmessungen

6.3.1 Versuchsgeräte und Versuchsdurchführung

In den unter 5° gegen die Vertikale nach oben gerichteten Bohrungen F1 und F2 wurden insgesamt 9 Primärspannungsmessungen als Überbohr-Entlastungsversuche durchgeführt, nachdem sich die ursprünglich vorgesehene Durchführung der Versuche in der unter 5° nach unten gerichteten Bohrung V1 als nicht praktikabel erwiesen hatte (s. Abbildungen AI-2.1 und AI-6.4).

Beim Überbohr-Entlastungsversuch wird in-situ die Deformation eines Bohrkernabschnittes gemessen, die infolge der Entspannung durch das Überbohren auftritt. Die durch diese Entspannung beding-

ten Dehnungen werden mit Hilfe einer Spannungsdehnungsbeziehung im Hinblick auf die Gebirgsspannungen interpretiert.

Die Ermittlung der Entspannungsdeformationen erfolgte unter Verwendung der HI-Cell (Hollow Inclusion Stress Cell) der CSIRO (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation). Die Lieferung der in Australien gefertigten Sonden und die Durchführung der Versuche wurde durch die [REDACTED] vorgenommen.

Die CSIRO-Sonde besteht aus einem Kunststoffhohlzylinder, in dessen Wandung gleichmäßig über den Umfang verteilte Rosetten, bestehend aus sich kreuzenden Dehnungsmeßstreifen, eingebettet sind. Durch die insgesamt 12 Dehnungsmeßstreifen kann der räumliche Dehnungszustand während der Bohrkernentspannung vollständig erfaßt werden.

Die Sonde wird in ein von der temporären Bohrlochsohle aus hergestelltes, koaxiales Pilotbohrloch (Durchmesser ca. 38 mm) mit Hilfe eines Setzgestänges eingeführt. Die Länge der vorausgehenden Pilotbohrung beträgt ca. 60-80 cm. An ihrem vorderen Teil enthält die Sonde ein mit Kunstharzkleber gefülltes Reservoir und eine als Einführhilfe dienende Kolbenstange. Während des Einschiebens der Sonde in das Pilotbohrloch wird mit Hilfe der Kolbenstange der flüssige Kleber aus dem Reservoir gepreßt. Da die Sonde an beiden Enden mit einer ringförmigen Gummilippendichtung versehen ist, kann der ausströmende Kleber nur den Ringraum zwischen Sonde und Pilotbohrlochwandung ausfüllen. Die auf diese Weise in das Pilotbohrloch eingeklebte Sonde kann nach einer Aushärtezeit des Klebers von ca. 12 Stunden überbohrt werden. Der Durchmesser des Überbohrkerns wurde im vorliegenden Fall zu 116 mm (Bohrlochdurchmesser 146 mm) gewählt. Die infolge des Überbohrens im Bohrkern auftretenden Entspannungsdehnungen wurden bereits während des Überbohrvorganges gemessen. Das Bohrgerät war hierzu mit einer Meßkabeldurchführung am Bohrkopf ausgestattet.

Bei der Durchführung der Primärspannungsmessungen traten geologisch bedingte Schwierigkeiten auf, die die Bohrarbeiten und den Einbau der Sonden behinderten. Wie erwähnt war es zunächst vorge-

sehen, die Messungen in der nach unten gerichteten Bohrung V1 durchzuführen. Nur unter größeren, durch Feuchtigkeit und Nachfall verursachten Schwierigkeiten konnte die erste Sonde in ca. 10 m Tiefe in dieser Bohrung gesetzt und verklebt werden. Nachdem mehrfach vergeblich versucht wurde die Sonde zu überbohren, wurde beschlossen, die Bohrung V1 aufzugeben und die Versuche in den nach oben gerichteten Bohrungen F1 und F2 durchzuführen. Diese Anordnung der Versuchsbohrungen hatte den Vorteil, daß sich im Bohrloch zutretendes Wasser und Nachfall nicht im Pilotbohrloch ansammeln konnten. Andererseits wurde die Handhabung der Versuchsgeräte erschwert, so daß - unter Berücksichtigung der Auflagen des Bergamtes - die Versuche nur bis zu einer Entfernung von ca. 15-20 m oberhalb der Strecke durchgeführt werden konnten.

Im Zuge der Versuche in der Bohrung F1 traten weitere Behinderungen und Verzögerungen der Arbeiten durch Defekte am Bohrgerät und Brüche des Pilotbohrgestänges ein. Durch den letztgenannten Schaden wurden Überbohrarbeiten zur Bergung der im Bohrloch verbliebenen Bohrausrüstung erforderlich, die zu einer Verschiebung der Meßstufe bei Sonde Nr. 4 (s. Abbildung AI-6.4) und zu einer Reduzierung der vorgesehenen Anzahl der Messungen in der Bohrung F1 führten.

Die anschließend in der Bohrung F2 durchgeführten 6 Messungen konnten dann ohne größere Probleme oder Unterbrechungen abgewickelt werden. Aufgrund der vorangegangenen Erfahrungen wurde mit den Messungen in der Bohrung F2 bereits in relativ geringer Entfernung von der Streckenfirste begonnen.

Die Lage aller 9 erfolgreich durchgeführten Messungen (Tests Nr. 2-10) kann der Darstellung in der Abbildung AI-6.4 entnommen werden. Die Meßstrecken liegen danach zwischen ca. 3,30 m und 17,75 m oberhalb der Firste der Untersuchungsstrecke.

Der überbohrte Kern einschließlich der eingeklebten Sonde kann nach Abschluß des Überbohr-Entlastungsversuches ergänzend in einer Druckkammer untersucht werden. Hierbei werden die Mantelfläche des Kernes mit einer rotationssymmetrisch verteilten Spannung beaufschlagt und die daraus resultierenden Dehnungen mit Hilfe der

Sonde gemessen. Üblicherweise wird die Spannung stufenweise bis auf einen Maximalwert - im vorliegenden Fall 24 bar - gesteigert und anschließend stufenweise bis auf Null zurückgenommen.

Da der im Druckkammerversuch aufgebrachte Spannungszustand nicht dem Spannungszustand im Gebirge entspricht, können die während des Überbohrversuches entstandenen Dehnungen nicht vollständig kompensiert werden. Aus den Druckkammerversuchen können somit nicht die im Gebirge herrschenden Primärspannungen abgeleitet werden. Der Versuch dient lediglich dazu, die Funktionsfähigkeit und die Verklebung der Dehnungsmeßstreifen zu überprüfen sowie die Verformbarkeit des überbohrten Kernes (E-Modul und Querdehnungszahl) zu bestimmen.

Da eine funktionstüchtige Druckkammer mit passendem Durchmesser während der Durchführung der in-situ-Versuche nicht zur Verfügung stand, wurden die Druckkammerversuche an den zwischenzeitlich luftdicht verpackten überbohrten Kernen von der [REDACTED] nachträglich durchgeführt. Da bei einigen Kernen während des Überbohrens bzw. danach Risse aufgetreten waren, konnten die Druckkammerversuche nicht an allen Kernen durchgeführt bzw. konnten nicht alle Ergebnisse der Druckkammerversuche verwendet werden.

6.3.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche

Die Auswertung der Überbohr-Entlastungsversuche erfolgte durch die [REDACTED] in Zusammenarbeit mit ihrem schwedischen Partner [REDACTED]. Wie bereits im Abschnitt 6.3.1 erwähnt werden dabei die während des Überbohrens gemessenen, auf Entspannung beruhenden Dehnungen mit Hilfe einer Spannungsdehnungsbeziehung interpretiert. Die wesentliche Einflußgröße ist hierbei der Elastizitätsmodul, der im vorliegenden Fall aus den Ergebnissen der Druckkammerversuche abgeleitet wurde.

In der Abbildung AI-6.4 sind die Ergebnisse der von der [REDACTED] durchgeführten Auswertung tabellarisch zusammengestellt. Neben der Test-Nr., der Bohrung und der Meßteufe sind dort die Größen und die Richtungen der 3 Hauptnormalspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 für jeden Versuch angegeben. Weiterhin sind die in der Auswertung

berücksichtigten E-Moduln sowie die Nummern der Druckkammerversuche, aus denen die Moduln bestimmt wurden, aufgeführt. Die Numerierung der Druckkammerversuche entspricht dabei der Numerierung der in-situ-Versuche. Aus der Tabelle ist zu entnehmen, daß in Fällen, in denen aus einzelnen Druckkammerversuchen keine verwertbaren Ergebnisse erzielt werden konnten, die Ergebnisse benachbarter Druckkammerversuche bzw. Mittelwerte aus mehreren Druckkammerversuchen herangezogen wurden.

Die Orientierung der Hauptnormalspannungsvektoren ist durch den Azimuth in Bezug zur Nordrichtung und durch die Neigung in Bezug zur Horizontalen (nach unten positiv) angegeben. Die größte Hauptnormalspannung σ_1 ist bei allen Versuchen mit Winkeln zwischen 75° und 88° näherungsweise vertikal. Die mittleren (σ_2) und die kleinsten Hauptnormalspannungen (σ_3) verlaufen mit Neigungen zwischen 1° und 13° etwa horizontal.

Zur Veranschaulichung der Orientierung der Hauptnormalspannungen wurden die in der Auswertung bestimmten Werte für Azimuth und Neigung für jeden einzelnen Versuch unter Angabe der Test-Nr. in ein Lotpunktdiagramm eingetragen (s. Abbildung AI-6.4). Jeder Punkt im Diagramm kennzeichnet dabei den Durchstoßpunkt eines Spannungsvektors auf der unteren Hälfte der Lagenkugel. Steilstehende Spannungsvektoren erscheinen im Mittelbereich und flachliegende Vektoren in den Randbereichen des Lotpunktdiagramms.

Es zeigt sich eine Konzentration der größten Hauptnormalspannungen im Bereich des Diagrammmittelpunktes, während die mittleren und die kleinsten Hauptnormalspannungen näherungsweise Nord-Süd und Ost-West ausgerichtet sind. In der Nord-Süd-Richtung herrscht dabei die mittlere Hauptnormalspannung vor. Untergeordnet tritt die mittlere Hauptnormalspannung jedoch auch in Ost-West-Richtung auf. Da die mittlere und die kleinste Hauptnormalspannung nach den Auswertergebnissen i.a. in der gleichen Größenordnung liegen, ist die vereinzelt auftretende Vertauschung der Richtungen von σ_2 und σ_3 erklärbar.

Mit Hilfe eines graphischen Verfahrens unter Verwendung der hier nicht dargestellten Besetzungsdichten (vgl. Abschnitt 4) wurden

die mittleren Richtungen der Hauptnormalspannungen bestimmt. Diese Richtungen, die ein orthogonales System bilden, sind ebenfalls in das Lotpunktdiagramm in der Abbildung AI-6.4 eingetragen. Die in diesen Richtungen verlaufenden Spannungen werden als σ_I , σ_{II} und σ_{III} bezeichnet. Zur Verdeutlichung ist in der Abbildung AI-6.4 außerdem eine isometrische Darstellung der mittleren Hauptnormalspannungsrichtungen angegeben. σ_I ist demzufolge etwa vertikal, σ_{II} etwa horizontal in Nord-Süd-Richtung und σ_{III} etwa horizontal in Ost-West-Richtung orientiert.

Im folgenden soll auf die Größe der in der Auswertung bestimmten Hauptnormalspannungen eingegangen werden. Unter Berücksichtigung der topographischen und tektonischen Verhältnisse im Untersuchungsgebiet ist davon auszugehen, daß die vertikale Primärspannungskomponente in einer bestimmten Tiefe etwa dem Gewicht der Überlagerung in dieser Tiefe entspricht. Im untersuchten Bereich unmittelbar oberhalb der 343 m-Sohle dürfte die vertikale Primärspannungskomponente demnach in der Größenordnung von ca. 8 MN/m^2 liegen. Wie die in der Abbildung AI-6.4 dargestellten Ergebnisse zeigen, ergab sich diese Größenordnung für die etwa vertikal ausgerichtete Hauptnormalspannung σ_1 (bzw. σ_I) in der Auswertung nur in einem Fall.

Im allgemeinen liegen die ermittelten Werte für σ_1 deutlich niedriger. Dies läßt sich auch mit der Entfernung der Meßstellen zur Strecke und einer durch die Streckenauffahrung hervorgerufenen Veränderung des Primärspannungszustandes im Bereich der Meßstellen nur bedingt erklären. Die Ursache wird eher in einer z.T. nicht zutreffenden Annahme des E-Moduls gesehen. Da für die Auswertung der Dehnungsmessungen der Entlastungsmodul des ungestörten Gesteins im unmittelbaren Bereich der Dehnungsmeßstreifen maßgeblich sein dürfte, sind die aus den Druckkammerversuchen abgeleiteten Moduln möglicherweise zu klein. Die in den Druckkammerversuchen verwendeten überbohrten Kernabschnitte können darüberhinaus nicht als ungestört angesehen werden. Auf die in der Auswertung ermittelten Richtungen der Hauptnormalspannungen und deren Größenverhältnis untereinander dürfte dies jedoch von geringerer Bedeutung sein. Diese Aussage wird auch durch die bezüglich der Orientierung geringe Streuung der Ergebnisse gestützt.

Um Informationen über das Verhältnis der horizontalen zu den vertikalen Spannungen im Gebirge zu erhalten, wurden für jede Messung getrennt die näherungsweise horizontal verlaufenden Hauptnormalspannungen σ_2 und σ_3 ins Verhältnis zur zugehörigen etwa vertikal orientierten Hauptnormalspannung σ_1 gesetzt. Je nach Orientierung von σ_2 und σ_3 (Nord-Süd bzw. Ost-West) wurde der so erhaltene Quotient mit Bezug auf die mittleren Hauptnormalspannungsrichtungen als $\sigma_{IIIi}/\sigma_{Ii}$ oder als $\sigma_{IIIIi}/\sigma_{Ii}$ bezeichnet ($i =$ Test Nr.). Eine statistische Auswertung der einzelnen Quotienten ist in Form von zwei Häufigkeitsverteilungen in der Abbildung AI-6.4 dargestellt. Die arithmetischen Mittelwerte betragen für $\sigma_{IIIi}/\sigma_{Ii}$ etwa 0,54 und für $\sigma_{IIIIi}/\sigma_{Ii}$ etwa 0,42. Diese Werte können näherungsweise als Seitendruckbeiwerte K aufgefaßt werden.

Unter Berücksichtigung der Genauigkeit der Meß- und Auswerteverfahren sollten die demnach herrschenden Unterschiede in der Nord-Süd- und der Ost-West-Richtung hinsichtlich der Größe der Horizontalspannungen nicht überbewertet werden. Es sollte vielmehr davon ausgegangen werden, daß die Horizontalspannungen in allen Richtungen etwa die gleiche Größenordnung aufweisen und ungefähr das 0,5-fache der Vertikalspannungen betragen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Ergebnisse der Primärspannungsmessungen hinsichtlich der absoluten Größe der ermittelten Spannungen kritisch zu bewerten sind. Die in den Auswertungen bestimmten Richtungen der Hauptnormalspannungen sowie die Verhältnisse der Spannungen zueinander werden demgegenüber als zuverlässig eingeschätzt. Die Streuung dieser Größen ist vergleichsweise gering. Es ergibt sich, daß die primären Hauptnormalspannungen erwartungsgemäß ungefähr vertikal und horizontal orientiert sind, wobei die Größe der vertikalen Spannungskomponente deutlich größer als die der horizontalen ist. Das Verhältnis der Horizontalspannungen zur Vertikalspannung liegt in der Größenordnung von 0,4 - 0,6.

6.4 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)

6.4.1 Versuchsanlage und Versuchsdurchführung

Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit des Gebirges wurden in den in der Abbildung AI-2.1 dargestellten Bohrungen W1-W7 Wasserabpreßversuche, sogenannte WD-Tests durchgeführt. Die ca. 12 m langen Bohrungen W1-W4 wurden dabei nach Möglichkeit radial zum Schacht angeordnet, um die Veränderung der Gebirgsdurchlässigkeit mit zunehmender Entfernung vom Schacht zu erfassen. Die Lage der Bohransatzpunkte und die Richtungen der Bohrungen wurden dabei im einzelnen durch die beschränkten Möglichkeiten zur Positionierung des Bohrgerätes auf der Schachtbühne bestimmt. Aus versuchstechnischen Gründen wurden die Bohrungen W1-W4 mit ca. 5° Steigung ausgeführt.

Die beiden 12 m langen Vertikalbohrungen W5 und W6 wurden in der Streckenfirste in einem Abstand von ca. 1,0 bzw. ca. 1,7 m zur Außenkante des Schachtausbaus angesetzt. Mit den WD-Tests in diesen beiden Bohrungen sollte i.w. die Veränderlichkeit der Wasserdurchlässigkeit in Schachtnähe über einen begrenzten vertikalen Abschnitt der Schichtenfolge überprüft werden.

Die ca. 20 m lange Schrägbohrung W7 wurde am Ende der Untersuchungsstrecke in Richtung der Streckenachse mit 45° Steigung ausgeführt. In dieser Bohrung sollte die Wasserdurchlässigkeit des vom Schacht und von der Untersuchungsstrecke unbeeinflussten Gebirges bestimmt werden.

Im Hinblick auf die zu erwartende geringe Durchlässigkeit der Unterkreideschichten mußten die WD-Tests mit einer Versuchsanlage durchgeführt werden, die eine Verpressung und Registrierung von sehr kleinen Wassermengen mit großer Genauigkeit zuläßt. Übliche WD-Test-Anlagen lassen bei den im vorliegenden Fall geforderten Randbedingungen (Drücke ≤ 10 bar, Verpreßabschnittslängen ≤ 3 m) nur die Bestimmung von Durchlässigkeitsbeiwerten bis zu einer minimalen Größe von etwa $k_f = 10^{-8}$ m/s mit ausreichender Genauigkeit zu.

Aus diesen Gründen wurde bei der Versuchsdurchführung auf die vor wenigen Jahren neu entwickelte Versuchsapparatur System Haferland zurückgegriffen, die speziell für die Bestimmung der Durchlässigkeiten gering permeabler Formationen konzipiert wurde. Eine schematische Darstellung der Versuchsapparatur ist in der Abbildung AI-6.5 wiedergegeben.

Die mobile Versuchsapparatur besteht im wesentlichen aus den Baugruppen

- Verpreßaggregate
- Elektronikaggregate
- Packervorrichtung.

Die Verpreßaggregate sind auf einer fahrbaren Lafette montiert. Wahlweise kann eine Wasserpumpe oder ein Kompressor von einem gleichstromgeregelten Motor mit stufenlos regelbarer Drehzahl angetrieben werden. Die separat aufgebaute Elektronikbaugruppe besteht aus einem Rechner zur Meßdatenerfassung und Versuchssteuerung, einem Diskettenlaufwerk zur Datenaufzeichnung und einem Analogschreiber zu Kontrollzwecken.

Es werden die Temperatur des Verpreßmediums, der aufgebrauchte Druck im Verpreßabschnitt sowie der verpreßte Volumenstrom in Echtzeit vom Rechner registriert. Der Rechner ist in einen geschlossenen Regelkreis einbezogen und regelt über die Motordrehzahl entweder einen vorwählbaren konstanten Druck oder eine konstante Verpreßmenge.

Die Meßgrößen Temperatur, Druck und Volumenstrom werden von den eingesetzten Meßwertaufnehmern in Analogsignale umgesetzt und der AD-Wandlerbaugruppe des Rechners zugeführt. Dieser tastet alle Kanäle im vorwählbaren Zeitraster ab und schreibt die Daten unter Angabe der aktuellen Uhrzeit auf Diskette. Die Auswertung der so aufgezeichneten Versuchsdaten erfolgt mit einem zweiten Rechner zu einem späteren Zeitpunkt. Im vorliegenden Fall wurde die Auswertung der Daten von der [REDACTED] durchgeführt (s. Abschnitt 6.4.2).

Die Doppelpackervorrichtung besteht aus 2 pneumatisch oder hydraulisch setzbaren Packern mit Manschettenlängen von 1 m. Die Verpreßstrecke kann zwischen 0,5 m und 20,0 m variiert werden. Das Einführen und Ziehen der Doppelpackervorrichtung im Bohrloch erfolgt über ein Rohrgestänge. Grundsätzlich können die Versuche auch mit einem Einfachpacker durchgeführt werden. Die Versuche sind dann jedoch sukzessive während des Abteufens der Bohrung durchzuführen und erfordern eine mehrfache Unterbrechung der Bohr- und Testarbeiten. Der Doppelpackerversuch, der i.a. auch im vorliegenden Fall ausgeführt wurde, bietet demgegenüber den Vorteil, daß die unverrohrte Bohrung in einem kontinuierlichen Arbeitsgang untersucht werden kann. Der jeweils bohrlochtiefste Verpreßabschnitt wurde jedoch grundsätzlich mit einem Einfachpacker getestet.

Das zu verpressende Wasser wird über das Rohrgestänge in die Verpreßstrecke geleitet. Zur Verpressung dient bei größeren Wassermengen eine Dreifachkolbenpumpe mit einer Leistung von maximal 15 l/min bei einem maximal möglichen Verpreßdruck von 160 bar. Das Pumpenaggregat ist über einen Elektromotor stufenlos regelbar. Die Bestimmung der Verpreßmenge erfolgt über die Registrierung sogenannter Verpreßpulse/Sekunde. Im Pumpenbetrieb entspricht ein Puls einer Wassermenge von $0,578 \text{ cm}^3$.

Für sehr geringe Volumenströme erfolgt die Verpressung über einen Kolben, der in einem Zylinder über eine Spindel und einen geregelten Motor angetrieben wird. Aufgrund der Übersetzungsverhältnisse zwischen Antriebsmotor und Spindel und der Steigung der Spindel läßt sich eine sehr hohe Auflösung des Verpreßvolumens erreichen. Beim Verpreßbetrieb über den Zylinder entspricht ein Verpreß-Puls einer Wassermenge von nur $0,06732 \text{ cm}^3$. Die Umstellung der Betriebsart (Pumpe oder Zylinder) erfolgt durch manuelles Umstellen.

Die Druckmessung erfolgt mit einem piezoresistiven Druckaufnehmer direkt im Verpreßsegment.

Vor Beginn der Wasserabpreßversuche auf der Schachtanlage Konrad wurde die Versuchsapparatur in einem Test auf Undichtigkeiten des Systems sowie auf Ausdehnungen infolge der Elastizität der

Schlauchverbindungen überprüft. Die Ergebnisse wurden in einem Testbericht dokumentiert. Danach sind die Einflüsse so gering, daß sie bei der Versuchsauswertung nicht berücksichtigt werden müssen.

Bei der Durchführung der Versuche wurde angestrebt, möglichst den gesamten Bohrlochbereich abschnittsweise zu untersuchen. Dies war jedoch mehrfach nicht möglich, da sich die Packer z.T. in bereits zuvor getesteten, vernäbten Bohrlochabschnitten nicht mehr ausreichend verspannen ließen, ohne daß es zu Umläufigkeiten oder Packerverschiebungen gekommen wäre. Die Packer wurden in solchen Fällen in trockene, maßhaltige Bohrlochabschnitte versetzt. Bei den zur Auswertung herangezogenen Versuchen traten keine Umläufigkeiten auf. Die Länge der getesteten Abschnitte betrug i.a. zwischen 0,5 m und 2,5 m, wobei versucht wurde, die schachtnahen Bereiche mit möglichst kurzen Abschnittslängen zu untersuchen. In den Bohrungen W3 und W4 wurde hiervon abweichend ein jeweils 9,50 m langer Abschnitt (2,50 - 12,00 m) mit Hilfe eines Einfachpackers getestet. In der Bohrung W4 war diese Vorgehensweise erforderlich, da sich der Packer nach der Untersuchung der Abschnitte bis 4,50 m im hinteren Bohrlochbereich nicht verspannen ließ. In der Bohrung W3 wurde der 9,50 m lange Abschnitt nachträglich zu Kontrollzwecken abgetestet, nachdem die Bohrung bereits zuvor in kürzeren Abschnitten untersucht worden war.

Die Wasserabpreßversuche wurden i.a. sowohl bei der Aufwärts- als auch bei der Abwärtsmessung mit mehreren Druckstufen durchgeführt, wobei die oberste Druckstufe auf ca. 10 bar begrenzt war. Innerhalb der einzelnen Druckstufen wurde der Druck jeweils mehrere Minuten konstant gehalten, um nach Möglichkeit einen quasistationären Zustand, d.h. etwa konstanter Volumenstrom bei konstantem Druck, zu erhalten.

Durch Schließen der Zuleitung zum Verpreßsegment wurde außerdem bei einer oder bei mehreren Druckstufen nach der stationären Phase eine Druckabklingphase herbeigeführt, in der sich der im Verpreßabschnitt vorhandene Wasserdruck nur zum Gebirge hin abbauen konnte.

6.4.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche

Die Auswertung der Wasserabpreßversuche erfolgte zunächst für die näherungsweise konstanten Druckstufen unter der Voraussetzung einer stationären Strömung. Unter der Annahme einer radialsymmetrischen Geometrie des Aquifers und einer isotropen und homogenen Beschaffenheit des Gebirges kann die Durchlässigkeit des Gebirges nach dem Berechnungsverfahren der ISRM (International Society for Rock Mechanics: Suggested Methods for Determining the Hydraulic Parameters and Characteristics of Rock Masses, 1977) wie folgt bestimmt werden:

$$k_f = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot L \cdot p/\gamma_w} \cdot \ln \left(\frac{R}{r_0} \right)$$

mit

- k_f Durchlässigkeitsbeiwert für Wasser [m/s]
- Q Verpreßmenge, Volumenstrom [m^3/s]
- p/γ_w Überdruck im Verpreßabschnitt [mWs]
- L Länge des Verpreßabschnitts [m]
- R Einflußradius [m]
- r_0 Bohrlochradius [m]

Da bei Wasserabpreßversuchen häufig keine vollkommen stationären Zustände erreicht und zudem in unmittelbarer Nachbarschaft des Verpreßabschnittes auftretende turbulente Strömungsvorgänge nicht berücksichtigt werden können, sollten die WD-Tests ergänzend nach Berechnungsverfahren für instationäre Strömung ausgewertet werden. Hierzu bieten sich prinzipiell die Auswertung der Druckaufbauphase vor und der Druckabklingphase nach einer konstanten Druckstufe an.

Die Auswertung der Druckaufbauphasen war bei den durchgeführten WD-Tests wegen des raschen Druckanstieges infolge der geringen Gebirgsdurchlässigkeit nicht möglich.

Die Druckabklingphasen wurden nach dem Wiederanstiegsverfahren von THEIS (1935) ausgewertet. Nach erfolgter Verpressung wird die Wasserzufuhr über einen Schieber gestoppt, so daß der Druckabbau nur

zum Gebirge hin möglich ist. Aus dem zeitlichen Verlauf des Druckabfalles kann entsprechend dem Wiederanstiegsverfahren für Pumpversuche die Durchlässigkeit des Gebirges ermittelt werden. Der Druckabfall, der im linearen Zeitmaßstab näherungsweise den Verlauf einer Exponentialfunktion aufweist, wird hierzu gegen den natürlichen Logarithmus des Quotienten aus der Beobachtungszeit t und der Verpreßzeit t_0 aufgetragen. Aus der Druckänderung pro logarithmischer Einheit (ΔH [mWs]), der vorangegangenen mittleren Verpreßmenge (Q [m³/s]) und der Länge des Verpreßabschnittes (L [m]) ergibt sich der Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s] nach THEIS wie folgt:

$$k_f = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot L \cdot \Delta H}$$

In der Abbildung AI-6.6 ist am Beispiel der Wasserabpreßversuche im Testabschnitt von 1,90 bis 2,40 m in der Bohrung W3 der Ablauf der Versuche sowie deren Auswertung wiedergegeben. Wie aus dem dargestellten Plot hervorgeht, wurde der Druck im betrachteten Beispiel in 4 Stufen bis auf 6,58 bar gesteigert. Innerhalb der einzelnen Stufen wurde der Druck zwischen ca. 4,7 und 6,8 Minuten konstant gehalten. Anschließend wurde über einen Zeitraum von ca. 10 Minuten eine Druckabklingphase eingeschaltet, in der sich der Druck im Verpreßabschnitt von 6,58 bar auf ca. 5,3 bar abbaute. Im Anschluß an die Druckabklingphase wurden noch 2 Stufen mit konstantem Druck (5,13 bzw. 4,13 bar) gefahren, bevor der Versuch nach einer Gesamtdauer von beinahe einer Stunde beendet wurde.

Neben der Drucklinie ist im Plot in der Abbildung AI-6.6 der Verlauf der auf die Zeit bezogenen Verpreßmenge dargestellt. Die Menge ist dabei indirekt über die Anzahl der Verpreßpulse/Sekunde angegeben. Im vorliegenden Fall wurde die Verpressung über den Zylinder durchgeführt, wobei 1 Puls einer Wassermenge von 0,06732 cm³ entspricht (vgl. Abschnitt 6.4.1). Aus dem Verlauf der Pulskurve geht hervor, daß die verpreßten Wassermengen innerhalb der konstanten Druckstufen sehr klein sind und einen relativ konstanten Verlauf aufweisen. Nur bei Druckerhöhung auf die nächsthöhere Druckstufe weisen die Pulskurven einen ausgeprägten Peak auf,

der jedoch in die Auswertung der konstanten Druckstufen nach dem ISRM-Verfahren nicht eingeht. Der Auswertezeitraum beginnt erst mit Erreichen näherungsweise stationärer Verhältnisse nach Abklingen des Peaks. Die für die Auswertung benötigten mittleren Wassermengen ergeben sich durch Aufsummierung der Verpreßpulse innerhalb des Auswertzeitraums und Division durch das Zeitintervall.

Die von ■ nach dem ISRM-Verfahren ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte sowie die zugehörigen Drücke und Verpreßmengen können für den Testabschnitt von 1,9 - 2,4 m in der Bohrung W3 der tabellarischen Zusammenstellung in der Abbildung AI-6.6 entnommen werden. Der Einflußradius wurde dabei stets zu $R = 1$ m angenommen und beträgt damit etwa das 23-fache des Bohrlochradius ($r_0 = 0,043$ m). Hierzu ist anzumerken, daß sich die Größe des Einflußradius nur verhältnismäßig wenig auf die Größe des k_f -Wertes auswirkt. Beispielsweise würde sich bei Annahme von $R = 5$ m der k_f -Wert gegenüber der Annahme von $R = 1$ m nur mit dem Faktor 1,5 erhöhen. Die so ermittelten k_f -Werte liegen im dargestellten Beispiel zwischen $3 \cdot 10^{-10}$ m/s und $8 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Bei der Auswertung der Druckabklingphase nach dem Verfahren von THEIS ergab sich der Durchlässigkeitsbeiwert mit $k_f = 1,5 \cdot 10^{-9}$ m/s etwas größer als nach dem ISRM-Verfahren. Hierzu ist jedoch anzumerken, daß der ausgewertete Zeitraum der Druckabklingphase mit 164 Sekunden relativ kurz ist (s. Abbildung AI-6.6). Die Festlegung dieses Auswertzeitraums sowie die Durchführung der Auswertung erfolgte auch hier durch ■.

In den Abbildungen AI-6.7.1 bis AI-6.7.5 sind die Ergebnisse der in der beschriebenen Weise von ■ ausgewerteten Wasserabpreßversuche in den Bohrungen W1-W7 tabellarisch zusammengestellt. Daraus geht hervor, daß nicht bei allen Testabschnitten Auswertergebnisse nach dem Verfahren von THEIS vorliegen. Anhand der aufgezeichneten Meßdaten wurden einige der im Verlauf der Wasserabpreßversuche durchgeführten Druckabklingphasen von ■ als nicht auswertbar eingestuft. Bei den Versuchen in der Bohrung W7 wurden keine Druckabklingphasen eingeschaltet.

Die nach dem ISRM-Verfahren für die einzelnen Druckstufen ermittelten k_f -Werte sind gewissen Streuungen unterworfen. Eine eindeutige Abhängigkeit des k_f -Wertes von der Druckstufe oder von der Versuchsdauer ist dabei nicht festzustellen.

Die nach dem Verfahren von THEIS ermittelten k_f -Werte stimmen nur zum Teil mit den nach dem ISRM-Verfahren bestimmten Durchlässigkeiten überein. In einigen Fällen sind die THEIS'schen k_f -Werte größer, in anderen Fällen kleiner als die ISRM-Werte. Die Abweichungen betragen in Einzelfällen bis zu 2 Zehnerpotenzen.

Da die Unterschiede in den Einzelergebnissen für die verschiedenen Verpreßabschnitte nicht eindeutig interpretierbar sind, ist zunächst die gesamte Bandbreite der ermittelten k_f -Werte für einen Verpreßabschnitt als repräsentative Größenordnung der Durchlässigkeit dieses Abschnitts anzusehen.

Die ausgewerteten Ergebnisse der Wasserabpreßversuche in den Bohrungen W1-W7 sind in der Abbildung AI-6.8 in einer graphischen Darstellung noch einmal zusammengefaßt. Die Bandbreiten der für die einzelnen Bohrungen und Verpreßabschnitte ermittelten k_f -Werte sind dort maßstabsgerecht als Fähnchendiagramme wiedergegeben. Gewissermaßen als "Nullwert" wurde dabei eine Durchlässigkeit von $k_f = 10^{-13} \text{ m/s}$ gewählt. Neben der graphischen Darstellung sind die Bandbreiten der k_f -Werte unter Angabe des Auswerteverfahrens und der Anzahl der berücksichtigten Einzelwerte angegeben.

Die Durchlässigkeiten (k_f -Werte) betragen demnach in der Bohrung W1 $1 \cdot 10^{-10} - 3 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$, in W2 $4 \cdot 10^{-11} - 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$, in W3 $8 \cdot 10^{-11} - 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$, in W4 $7 \cdot 10^{-11} - 4 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$, in W5 $6 \cdot 10^{-11} - 9 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$, in W6 $9 \cdot 10^{-12} - 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ und in W7 $7 \cdot 10^{-12} - 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$. In den annähernd horizontal orientierten Bohrungen W1-W4 sind die Durchlässigkeiten z.T. auch in weiter vom Schacht entfernten Verpreßabschnitten größer als in den in relativer Nähe zum Schacht angeordneten Vertikalbohrungen W5 und W6 (s. Abbildung AI-6.8). Dies kann darauf zurückzuführen sein, daß mit den horizontalen Bohrungen die nach den Kartierungsergebnissen aus der Strecke (vgl. Abschnitt 4) überwiegend steilstehenden Klüfte in größerem Umfang angeschnitten werden als mit den Vertikalboh-

rungen. Ein Vergleich der WD-Test-Ergebnisse mit der Lage der in den W-Bohrungen kartierten Klüfte (s. Abschnitt 6.1, Abbildung AI-6.1.5) zeigt jedoch keinen deutlichen Zusammenhang zwischen der Durchlässigkeit und der Lage klüftiger Zonen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß nach den Ergebnissen der Wasserabpreßversuche in den Bohrungen W1-W6 generell eine tendenzielle Abnahme der Durchlässigkeit mit zunehmender Entfernung vom Schacht zu erkennen ist. Die Durchlässigkeitsbeiwerte liegen jedoch teilweise auch in Bereichen, die aufgrund ihrer Entfernung zum Schacht nach den Beobachtungen beim Auffahren der Strecke nicht mehr als visuell erkennbare Auflockerungszone angesehen werden, in der Größenordnung von 10^{-8} m/s. Weiterhin dürfte ein Einfluß der Bohrlochorientierung (vertikal oder horizontal) auf den Grad des hydraulischen Anschlusses an das Kluftsystem und somit auf die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte vorliegen. Eine ausführliche Interpretation der Ergebnisse findet sich im Abschnitt 11.

Nach den Ergebnissen der Wasserabpreßversuche in der am Streckenende angeordneten Bohrung W7 (s. Abbildung AI-6.8) ist davon auszugehen, daß die Wasserdurchlässigkeit im ersten Verpreßabschnitt (1,7-3,2 m) noch durch die Streckenauffahrung beeinflusst ist. Die in den anderen Abschnitten dieser Bohrung bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte repräsentieren die Gebirgsdurchlässigkeit des ungestörten Gebirges. Die k_f -Werte betragen in diesen Abschnitten $6 \cdot 10^{-12} - 8 \cdot 10^{-11}$ m/s.

Aus den in der Abbildung AI-6.7.5 für die Bohrung W7 aufgeführten Einzelwerten läßt sich tendenziell eine Abnahme des k_f -Wertes mit fortschreitender Versuchsdauer erkennen. Diese Abnahme scheint von der Höhe des jeweiligen Druckes unabhängig zu sein. Die Abnahme des k_f -Wertes im Laufe des Versuches kann möglicherweise darauf zurückgeführt werden, daß bei den vorliegenden Gebirgsverhältnissen stationäre Verpreßzustände erst nach sehr langer Versuchsdauer erreicht werden. Unter Berücksichtigung dieses Umstandes ist davon auszugehen, daß der k_f -Wert des ungestörten Gebirges im untersuchten Bereich an der unteren Grenze der ermittelten Werte liegt und größenordnungsmäßig mit etwa 10^{-11} m/s angegeben werden kann. Auf

jeden Fall ist der k_f -Wert des ungestörten Gebirges kleiner als 10^{-10} m/s.

6.5 Ultraschallmessungen

6.5.1 Versuchsapparatur und Versuchsdurchführung

Um in Ergänzung der Wasserabpreßversuche Hinweise auf die Größe der den Schacht umgebenden Auflockerungszone zu erhalten, wurden in den in der Abbildung AI-2.1 dargestellten Bohrungen U1-U6 Ultraschallmessungen durchgeführt. Zu Vergleichszwecken und um auch die durch den Streckenvortrieb entstandenen Auflockerungen im Gebirge zu erfassen, wurden zusätzlich in weiter vom Schacht entfernt liegenden Bereichen Ultraschallmessungen in den Bohrungen U7-U12 durchgeführt (s. Abbildung AI-2.1).

Für die Durchführung der Messungen waren jeweils 2 gleichlange, parallel verlaufende Bohrlöcher herzustellen, zwischen denen das Gebirge mit Signalen im Ultraschallbereich durchschallt werden sollte. Die Dicke des Gebirgsbereiches zwischen den beiden jeweils zusammengehörigen Meßbohrungen betrug zwischen ca. 70 und 100 cm.

Die ca. 12 m langen Bohrungen U1/U2 und U3/U4 sowie die ca. 8 m langen Bohrungen U7/U8 und U9/U10 wurden jeweils etwa horizontal und übereinanderliegend hergestellt. Die ca. 12 m langen Bohrungen U5/U6 und die ca. 8,5 m langen Bohrungen U11/U12 wurden dagegen als Vertikalbohrungen von der Streckensohle aus abgeteuft.

Die Versuchsapparatur der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA), die auch die Messungen durchführte, besteht aus je einer Sende- und Empfangseinrichtung für die Ultraschallsignale. Sender und Empfänger werden an Gestängen in die beiden trockenen Parallelbohrungen bis zu einer bestimmten Teufe eingeschoben. An der vorgesehenen Meßstelle im Bohrloch werden sowohl der Sender als auch der Empfänger mit Hilfe einer zuvor applizierten Knetmasse an die Bohrlochwandung angekoppelt, um eine ausreichende Übertragung der Schallsignale zu erzielen. Der hierzu erforderliche Andruck des Senders und des Empfängers an die Bohrlochwandung wird durch je 2 elektromagnetisch betriebene kleine Zylinder bewerkstelligt. Die Schlitten, an denen die Zylinder und

im einen Fall der Sender, im anderen Fall der Empfänger angebracht sind, sind mit dem Setzgestänge über ein Gummigelenk verbunden.

Nach erfolgter Positionierung der Sende- und Empfangseinrichtung wird das Schallsignal ausgestrahlt und durchläuft das Gebirge zwischen den beiden Bohrungen. Aus der gemessenen Laufzeit des Signales und dem bekannten Abstand von Sender und Empfänger kann die Schallgeschwindigkeit im untersuchten Gebirgsbereich bestimmt werden.

Bei der Durchführung der Ultraschallmessungen auf der 343 m-Sohle traten verschiedene Probleme auf, die den Umfang der Messungen einschränkten.

Zum einen erwiesen sich insbesondere die horizontalen Bohrungen nur als vorübergehend standsicher. Auch wenn die Bohrungen nicht sofort vollständig verstürzten, traten doch häufig örtliche Ausbrüche auf, die das Einführen der Sonden behinderten. Mehrfach kam es zu Verkantungen des Schlittens infolge des Eigengewichts des Setzgestänges. Außerdem erwies sich der Schlitten teilweise als zu kurz, um über ausgekolkte Bereiche im Sohlbereich der Horizontalbohrungen hinweggeschoben zu werden. Die Elektromagneten waren zudem zu schwach, um immer eine ausreichende Ankoppelung von Sender und Empfänger an das Gebirge herbeizuführen. Als weiteres Problem ergab sich, daß sich die Knetmasse an Sender und Empfänger durch Kontakt mit der Bohrlochwandung teilweise ablöste und dadurch die Signalübertragung gestört war. Dieses Problem verstärkte sich mit zunehmender Meßteufe.

Aus den o.g. Gründen konnten in keiner der Untersuchungsbohrungen Meßergebnisse über die gesamte Bohrlochlänge erhalten werden.

Zwischenzeitlich wurde die Versuchsapparatur von der FMPA grundlegend konstruktiv überarbeitet und verbessert. Im Rahmen der Messungen auf der 343 m-Sohle konnten diese Verbesserungen jedoch nur noch zu einem kleinen Teil genutzt werden.

6.5.2 Auswertung und Ergebnisse der Messungen

Wie bereits erwähnt läßt sich aus der Laufzeit des Schallsignals und dem Abstand zwischen Sender- und Empfängereinrichtung die Schallgeschwindigkeit im betrachteten Gebirgsbereich ermitteln. Die Laufzeit zwischen 2 zusammengehörigen Meßpunkten wurde während des Versuchs gemessen und von der FMPA protokolliert. Der Abstand zwischen den Meßpunkten wurde rechnerisch mit Hilfe der Einmeßdaten der Bohrungen (Koordinaten und Höhen des Ansatzpunktes; Azimuth und Neigung der Bohrachsen) bestimmt. Die Achsen der Bohrungen wurden hierbei als Geraden angenommen, was im Hinblick auf die geringe Länge der Bohrungen zulässig ist.

Die Ergebnisse der auf der 343 m-Sohle durchgeführten Ultraschallmessungen sind als teufenabhängige Verteilung der ermittelten Schallgeschwindigkeiten v [m/s] zusammen mit den bereits erläuterten Ergebnissen der WD-Tests in der Abbildung AI-6.8 graphisch dargestellt.

In den vom Schacht aus hergestellten Bohrungen U1/U2 und U3/U4 waren jeweils Messungen bis zu einer Teufe von 6 m möglich. Der gegenseitige Abstand der Meßpunkte in der Bohrung betrug i.a. 0,5 bzw. 1,0 m. Im Bereich der Bohrungen U1/U2 zeigt sich ab 1,5 m Teufe eine relativ stetige Zunahme der Schallgeschwindigkeiten von ca. 2900 m/s bis auf über 4000 m/s ab Teufen von 4-5 m. Dies weist auf eine mit zunehmender Entfernung vom Schacht abnehmende Auflockerung bzw. Durchtrennung des Gebirges hin. Der bei 1,0 m ermittelte Wert von 3990 m/s gibt die Geschwindigkeit in der an dieser Stelle vermörtelten, betonähnlichen Ausbaufüllung wieder (s. Abbildung AI-6.8).

Im Bereich der Bohrung U3/U4 liegen die Schallgeschwindigkeiten insgesamt niedriger. Auch hier zeigt sich bis zur größten erreichten Teufe von 6 m eine Zunahme der Geschwindigkeiten. Sie betragen im Teufenbereich zwischen 1 m und 6 m ca. 2300-3300 m/s.

In den beiden schachtparallelen Vertikalbohrungen U5 und U6 konnten die Messungen nur bis zu einer Teufe von 2 m durchgeführt werden. Unmittelbar unterhalb der Streckensohle ist das Gebirge in

diesem Bereich offenbar stärker aufgelockert. Die Schallgeschwindigkeiten betragen hier nur ca. 1700 m/s. Mit zunehmender Tiefe wachsen die Schallgeschwindigkeiten dann bis auf ca. 2500-2600 m/s an.

Die beiden ebenfalls von der Streckensohle aus abgeteuften Bohrungen U11 und U12 liegen in einer Entfernung von ca. 22,5 m zum Schacht. Die bis 4 m Teufe reichenden Meßwerte ergeben eine relativ gleichmäßige Verteilung der Schallgeschwindigkeiten mit Werten zwischen ca. 2900 und 3200 m/s. Eine Auflockerung unterhalb der Streckensohle läßt sich in diesem Bereich aus den Meßergebnissen nicht ablesen.

Die beiden Bohrungen U7 und U8 wurden bei Station 9,3 m im linken Streckenstoß und die beiden Bohrungen U9 und U10 bei Station 24,0 m im rechten Streckenstoß abgeteuft. Messungen konnten in diesen Bohrungen nur unter Schwierigkeiten bis zu einer Teufe von 2 m bzw. 1,5 m durchgeführt werden. Die Schallgeschwindigkeiten wachsen maximal bis auf ca. 2800 bzw. 2400 m/s an. In unmittelbarer Streckennähe sind die Werte kleiner. Bei den Bohrungen U7/U8 deutet sich außerdem bei größeren Teufen (> 1,5 m) ein Abfall der Schallgeschwindigkeiten an, der jedoch mit den Messungen nicht weiter verfolgt werden konnte (s. Abbildung AI-6.8). Tatsächlich zeigten die Bohrungen U7-U10 in Entfernungen von mehr als ca. 2-3 m ausgeprägt starke Nachbrucherscheinungen, die mit Spannungsumlagerungen und Festigkeitsüberschreitungen infolge des Streckenvortriebs zusammenhängen (s. Abschnitt 9).

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Ultraschallmessungen trotz des eingeschränkten Umfangs an Meßergebnissen plausible Ergebnisse für die Schallgeschwindigkeiten liefern. Die Ergebnisse bestätigen weitgehend die Ergebnisse der Wasserabpreßversuche bzw. stehen nicht im Widerspruch zu ihnen. Eine deutliche Abgrenzung einer Auflockerungs- oder Entspannungszone um den Schacht gegen das ungestörte Gebirge zeichnet sich auch bei den Ultraschallmessungen nicht ab. Die Ergebnisse weisen auf einen stetigen Übergang zwischen den zu unterscheidenden Gebirgsbereichen hin.

6.6 Versuche zum Zerfall und Beobachtungen in Bohrlöchern

6.6.1 Vorgehensweise, Untersuchungsziele und Untersuchungsmethoden

Die Untersuchungen in den Bohrlöchern wurden durchgeführt, um Veränderungen des Bohrlochzustandes gegenüber der durch das Bohrwerkzeug vorgegebenen Sollgeometrie qualitativ und quantitativ zu erfassen und um die Ursachen hierfür zu erkennen. Bei den Veränderungen kann es sich beispielsweise um gleichmäßige Auskesselungen, unregelmäßige Ausbrüche oder Bohrlochkonvergenzen handeln, die in Abhängigkeit von den im einzelnen vorliegenden Verhältnissen auf das Zerfalls- oder Quellverhalten des Gesteins, die Gesteinsfestigkeit, den Einfluß von Trennflächen und den Spannungszustand zurückgeführt werden können.

Im Hinblick auf die Interpretation der Veränderungen des Bohrlochzustandes sollten nach Möglichkeit auch Zeitabhängigkeiten erfaßt werden.

Weiterhin sollte das ggf. unterschiedliche Verhalten der Bohrlöcher unter verschiedenen Befüllungsbedingungen untersucht werden. Hierzu wurden Bohrungen im trockenen bzw. bergfeuchten Zustand, unter Befüllung mit Süßwasser, unter Befüllung mit Salzwasser aus dem Hilssandstein und unter Befüllung mit Dickspülung beobachtet.

Neben der Veränderung des Zustandes der Bohrlochgeometrie sollte die Verfüllung des Bohrloches mit Nachfall sowie die Entwicklung des Flüssigkeitsspiegels im Bohrloch dokumentiert werden.

Bei der Durchführung der Untersuchungen kamen die im folgenden beschriebenen Beobachtungsmethoden zur Anwendung.

Die Höhe des Flüssigkeitsspiegels im Bohrloch wurde in regelmäßigen Zeitabständen mit Hilfe eines Lichtlotes gemessen. Ebenfalls durch Lotung wurde die temporäre Teufe der teilweise mit Nachfall gefüllten Bohrlöcher bestimmt.

Die Beobachtung des Zustandes der Bohrlochwandungen erfolgte durch Fernsehondierungen. Hierbei wird mit Hilfe einer Seilwinde oder

eines Gestänges eine Videospezialkamera einschließlich Beleuchtungsanlage im Bohrloch verfahren. Die Aufnahmen werden auf Videobänder aufgezeichnet und können außerdem für ausgewählte Abschnitte als Schirmbildfotos dargestellt werden. Die Fernsehsondierung eignet sich i.a. nur für die Beobachtung von Bohrlochabschnitten oberhalb des Wasserspiegels. Wegen der Trübung des Wassers ist die Aussagekraft unterhalb des Wasserspiegels meist stark eingeschränkt. Die Fernsehsondierungen wurden von der [REDACTED] durchgeföhrt.

Zur quantitativen Bestimmung der Bohrlochgeometrie wurden in den V-Bohrungen mehrfach Kaliberlogs durchgeföhrt. Hierbei wird der Durchmesser des Bohrlochs mit Hilfe einer im Bohrloch beweglichen Sonde bestimmt. Die federnd gelagerten Gelenkarme der Kalibersonde werden während der Aufwärtsfahrt gegen die Bohrlochwand gedrückt und die dem jeweiligen Lochdurchmesser entsprechenden Auslenkungen der Arme registriert. Im vorliegenden Fall kam die 8-Arm-Kaliber-Bohrlochmeßsonde (System Haferland) der [REDACTED] die die Messungen als [REDACTED] durchführte, zur Anwendung. Der Meßbereich der Sonde, deren Auflösung ca. 0,3 mm beträgt, liegt zwischen 48,3 und 600 mm. Die Steuerung der Sonde sowie die Aufzeichnung der Daten erfolgt über einen tragbaren PC.

Die 8-Arm-Kalibermessungen können sowohl im trockenen als auch im befüllten Bohrloch durchgeföhrt werden. Da die Sonde am Führungsseil frei drehbar ist, sind die Meßergebnisse nicht orientiert. Kleinere Ausbrüche in der Bohrlochwandung werden u.U. nicht erfaßt, wenn die horizontale Ausdehnung der Ausbrüche kleiner als der gegenseitige Abstand der Gelenkarme an der Bohrlochwandung ist.

Die Meßergebnisse werden über die Tiefe des vermessenen Bohrlochabschnitts als 4 Durchmesser dargestellt, die jeweils einen Winkel von 45° einschließen. Weiterhin wird der Verlauf des mittleren Bohrlochdurchmessers über die Teufe dargestellt. Das Volumen des vermessenen Bohrlochabschnittes wird näherungsweise über die acht von den Armradien eingeschlossenen Dreiecksflächen und die zugehörigen Kreisabschnitte errechnet.

Als weiteres Verfahren zur quantitativen Bestimmung der Bohrlochgeometrie wurden in den V-Bohrungen Televiever-Messungen durchgeführt. Es handelt sich hierbei um eine auf einem akustischen Verfahren beruhende Kalibermessung. Während der Aufwärtsbewegung der Sonde wird die Bohrlochwandung mit einem Ultraschallsignal abgetastet, das von einer rotierenden Sende- und Empfangseinrichtung am Sondenfuß gesendet und empfangen wird. Bei bekannter Schallgeschwindigkeit im Transportmedium (Spülung) läßt sich aus der Laufzeit des Signals der Radius des Bohrlochs bestimmen. Wegen der Abhängigkeit der Schallgeschwindigkeit von den Spülungseigenschaften, erfolgt an der Sonde gleichzeitig eine Kontroll- bzw. Eichmessung zwischen zwei Punkten mit bekanntem Abstand. Mit der zur Verfügung stehenden Televiever-Sonde der [REDACTED] die auch die Messungen durchführte und die Auswertungen vornahm, kann nur in flüssigkeitsgefüllten Bohrlöchern gemessen werden.

Die akustisch abzutastende Bohrlochwandung wird in einzelne Meßpunkte aufgerastert. Im vorliegenden Fall wurden bei einer Umdrehung der Sensoreinrichtung 128 Meßpunkte aufgenommen. Das entspricht bei einem Bohrlochdurchmesser von 146 mm einem Meßpunktabstand von ca. 3,5 mm. Die Unterteilung in Meßpunkte in der Bohrlochlängsrichtung wurde entsprechend gewählt. Mit Hilfe einer in die Sonde integrierten Magnetometereinrichtung erfolgte eine Orientierung der Meßdaten, die vor Ort auf Datenträger aufgezeichnet und später im Hause [REDACTED] aufbereitet wurden.

Die ausgewerteten Ergebnisse der Messungen werden in Form einer Abwicklung der Bohrlochwandung dargestellt. Hierbei werden die ermittelten Bohrlochradien an den einzelnen Meßpunkten in 8 verschiedenen Graustufen zwischen schwarz und weiß abgebildet. Die Abstufung der Radien ist frei wählbar.

In einer der Vertikalbohrungen (V2) wurde von der [REDACTED] ein Gamma-Ray-Log durchgeführt. Hierbei wird die natürliche Gammastrahlung der von der Sonde durchfahrenen Gesteinsschichten gemessen [8]. Die Messung erfolgt durch einen Scintillationszähler, wobei die Zählrate, z.B. counts per second (CPS) registriert wird. Die Gammastrahlung hat ihre Ursache im Zerfall radioaktiver Elemente und Isotope, wie z.B. der Kalium-Argon-Reihe. In sedimentä-

ren Gesteinen sind es vor allem Tone bzw. Tonsteine und alle anderen tonhaltigen Gesteine, die sich durch eine stärkere Gammastrahlung auszeichnen. Mit Hilfe des Gamma-Ray-Logs lassen sich vor allem tonfreie bzw. tonarme Schichten (Sandsteine, Kalksteine etc.) gegen Tonsteine abgrenzen. Da im vorliegenden Fall die Schichten grundsätzlich tonig ausgebildet sind, lassen sich hier anhand des Logs nur Bereiche mit auffallend hohem Gehalt an Tonmineralen von den übrigen Bereichen abgrenzen.

Das Gamma-Ray-Log dient somit nicht der Erfassung von Veränderungen der Bohrlochgeometrie; es kann jedoch u.a. zur Interpretation der Beobachtungen im Bohrloch herangezogen werden.

In den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse der Beobachtungen bzw. Messungen in einem Teil der im Rahmen des Untersuchungsprogramms abgeteufte Bohrungen vorgestellt und erläutert. Da die Untersuchungen zum Zeitpunkt der Berichterstattung noch nicht abgeschlossen waren, können die Untersuchungsergebnisse noch nicht vollständig wiedergegeben werden.

Im einzelnen werden die Ergebnisse der Bohrlochbeobachtungen bzw. -messungen für die Horizontalbohrung U9, die nach oben gerichtete Vertikalbohrung F1 und die nach unten gerichtete Vertikalbohrung V5 (s. Abbildung AI-2.1) mitgeteilt. Diese Bohrungen wurden nicht befüllt, sondern im trockenen Zustand beobachtet.

Weiterhin werden die Ergebnisse für die Bohrungen V2 und V3 erläutert, die abschnittsweise mit Süßwasser (V2) bzw. mit Salzwasser aus dem Hilssandstein (V3) befüllt wurden.

Anschließend wird auf die Bohrungen V4 und V1a eingegangen, die mit Dickspülung befüllt wurden. Bei der Bohrung V1a wurde die Dickspülung zusätzlich einem erhöhten Druck und einer Zirkulation unterworfen, um ähnliche Verhältnisse wie beim Abteufen einer Tiefbohrung zu erzeugen.

6.6.2 Bohrung U9

Die Bohrung U9 wurde als unter 5° gegen die Horizontale geneigte Kernbohrung mit einem Bohrlochdurchmesser von 116 mm und einer Länge von 8 m etwa bei Station 24,0 m der Untersuchungsstrecke ausgeführt (s. Abbildung AI-2.1). Sie verläuft rechtwinklig zur Streckenachse etwa in nordöstlicher Richtung. Die Ansatzhöhe beträgt ca. 0,5 m über betonierter Streckensohle.

Wie bereits im Abschnitt 6.5 (Ultraschallmessungen) erwähnt, erwiesen sich die horizontalen U-Bohrungen nur als vorübergehend standsicher und konnten nicht in voller Länge für die Ultraschallmessungen genutzt werden. Zur Begutachtung des Zustandes der Bohrlöcher wurden daher in den Bohrungen U7 bis U10 Fernsehsondierungen durchgeführt, die am Beispiel der Bohrung U9 erläutert werden.

Einige ausgewählte Schirmbildfotos zur Fernsehsondierung in der Bohrung U9 sind in der Abbildung AI-6.9 wiedergegeben. Während das Bohrloch vom Ansatzpunkt bis zum Teufenbereich 1,5-2,0 m vergleichsweise maßhaltig ist und nur kleinere örtlich begrenzte Ausbrüche aufweist, ist der Abschnitt zwischen ca. 2,0 m und ca. 4,5 m durch starke Ausbrüche bzw. Nachbrüche gekennzeichnet. Die Querschnittsform des Bohrlochs weicht in diesem Bereich deutlich von der Kreisform ab. Im anschließenden Abschnitt von ca. 4,5 m bis zur Endteufe 8,0 m ist das Bohrloch dagegen wieder relativ maßhaltig und weist nur örtliche, kleinere Ausbrüche auf.

Die hier nicht dargestellten Ergebnisse der Fernsehsondierungen in den Ultraschallbohrungen U7, U8 und U10 (s. Abbildung AI-2.1) zeigen vergleichbare Verhältnisse. Da bei diesen Bohrungen der stärker nachgebrochene Bereich ab Teufen von ca. 2-3 m nicht in ausreichendem Umfang beräumt werden konnte, mußte auf Sondierungen in größeren Tiefen in diesen Bohrungen verzichtet werden. Inaugenscheinnahme der Bohrlöcher vor der Durchführung der Fernsehsondierungen zeigten jedoch, daß auch in den Bohrlöchern U7, U8 und U10 in größeren Tiefen Abschnitte mit nur geringen Ausbrüchen vorhanden waren.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die von den Streckenstößen aus abgeteuften Horizontalbohrungen U7-U10 im Teufenabschnitt von ca. 2-5 m bereits kurze Zeit nach ihrer Herstellung relativ stark nachgebrochen sind. In den Abschnitten mit geringerer und größerer Teufe waren die Nachbrucherscheinungen dagegen deutlich geringer.

Die auffällige Gliederung der Bohrungen in Abschnitte mit unterschiedlich stark ausgeprägtem Nachbruchverhalten dürfte auf die durch den Streckenvortrieb bedingte Beanspruchung des Gebirges seitlich der Strecke zurückzuführen sein. Weitere Erläuterungen bzw. Interpretationen hierzu sind den entsprechenden Abschnitten 8 bzw. 9 zu entnehmen.

6.6.3 Bohrung F1

Die Bohrung F1 wurde im Zuge der Durchführung der Primärspannungsmessungen als ca. 18 m lange Kernbohrung mit einem Bohrlochdurchmesser von 146 mm ausgeführt. Die Bohrung, deren Ansatzpunkt sich in der Streckenfirste etwa bei Station 39 m befindet, wurde mit einer Neigung von ca. 85° gegen die Horizontale nach oben gestoßen (s. Abbildungen AI-2.1 und AI-6.4).

Ca. 3-4 Wochen nach Abschluß der Primärspannungsmessungen wurde in der Bohrung F1 eine Fernsehsondierung durchgeführt. Einige ausgewählte Schirmbildfotos hierzu sind in der Abbildung AI-6.10 wiedergegeben. Die Bohrung war zum Zeitpunkt der Befahrung mit der Fernsehkamera relativ maßhaltig und zeigte nur in einigen Abschnitten Ausbrüche (s. Abbildung AI-6.10, Teufen 0,8 m, 1,9 m, 6,1 m und 6,7 m). Die Ausbrüche sind i.w. parallel zur Bohrlochachse orientiert und treten meist auf zwei sich gegenüberliegenden Seiten des Bohrlochs auf. Ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen dem Auftreten der Ausbrüche und klüftiger Zonen kann weder anhand der Bohrkernkartierung noch anhand der Fernsehsondierungen im Bohrloch erkannt werden.

Die Ausbildung der gegenüberliegenden Ausbrüche in der Bohrung F1 ist typisch für die Beobachtungen in den vertikalen Untersuchungsbohrungen. Bei den vertikalen, von der Streckensohle aus abgeteuften Bohrungen wird aufgrund des dort größeren Untersuchungsumfan-

ges und der über längere Zeiträume andauernden Beobachtungen ausführlicher darauf eingegangen.

6.6.4 Bohrung V5

Die Bohrung V5 wurde als nach unten gerichtete Vertikalbohrung etwa bei Station 20,5 m von der Streckensohle aus abgeteuft. Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten und der im Bohrloch durchgeführten Messungen ist in der Abbildung AI-6.11 dargestellt. Nach der Herstellung der 32 m tiefen Kernbohrung mit einem Bohrlochdurchmesser von 86 mm und der Durchführung von Dilatometerversuchen wurde das Bohrloch für die weiteren Beobachtungen auf 146 mm Durchmesser erweitert.

Bereits während der Kernbohrarbeiten war am 04.05.1990 im 86 mm-Loch eine Messung mit der 8-Arm-Kalibersonde durchgeführt worden. Eine weitere Kalibermessung wurde ca. 1 Woche nach der Bohrlocherweiterung durchgeführt. Am gleichen Tag (16.05.1990) wurde der Zustand des Bohrlochs mit Hilfe einer Fernsehsondierung aufgenommen.

Es wurde beschlossen, die Bohrung nicht zu befüllen, sondern im trockenen Zustand zu beobachten. Bereits kurz nach der Fertigstellung der Bohrung wurden erste Wasseransammlungen an der Bohrlochsohle festgestellt. Die Wasserzutrittsstellen konnten im Bohrloch auch mit Hilfe der Fernsehsondierungen nicht eindeutig geortet werden. Während der Bohrarbeiten war jedoch ab einer Teufe von ca. 17 m Feuchtigkeit am Bohrkern und im Bohrloch bemerkt worden.

Die Wasseransammlung im Bohrlochtiefsten hat seit Mitte Mai 1990 stetig zugenommen. Der Verlauf des Wasserspiegels, der bis zum Oktober 1990 um ca. 6 m angestiegen ist, kann der Abbildung AI-6.11 entnommen werden. Infolge der versuchten Durchführung von Wasserabpreßversuchen am 10.10.1990 wurde der Wasserspiegel dann um ca. 3 m angehoben.

Die Ergebnisse der Messungen des sich im Bohrlochtiefsten ansammelnden Nachfalls sind ebenfalls in der Abbildung AI-6.11 dargestellt. Bis Ende Oktober 1990 ist die Oberkante des Nachfalls stetig bis auf ca. 1,5 m über die gebohrte Bohrlochsohle angestiegen.

Nach den bereits erwähnten Messungen im Bohrloch V5 wurden in den folgenden Monaten weitere Fernsehsondierungen am 13.06., am 19.07., am 29.08. und am 25.09.1990 durchgeführt. Weitere Bohrlochvermessungen mit der 8-Arm-Kalibersonde wurden am 08.08. und am 10.10.1990 durchgeführt. Televiermessungen wurden in der Bohrung V5 nicht durchgeführt.

Die Ergebnisse der einzelnen Messungen bzw. Beobachtungen werden im folgenden exemplarisch wiedergegeben. In der Abbildung AI-6.12 sind ausgewählte Schirmbilder der Fernsehsondierungen am 13.06., am 19.07. und am 29.08.1990 dargestellt. Wie bereits bei der Bohrung F1 beschrieben sind auch hier deutlich die gegenüberliegenden, parallel zum Bohrloch verlaufenden Ausbrüche zu erkennen. Bereichsweise treten die Ausbrüche nur punktuell auf. Beobachtungen zu verschiedenen Zeitpunkten haben jedoch gezeigt, daß sich diese örtlichen Ausbrüche meist im Laufe der Zeit vergrößern und sich zu durchgehenden, linienförmigen Strukturen entwickeln. Bereichsweise sind die Ausbrüche zunächst nur auf einer Seite des Bohrlochs ausgebildet. Auch hier haben Beobachtungen zu verschiedenen Zeitpunkten gezeigt, daß sich i.a. nach einiger Zeit auch auf der gegenüberliegenden Bohrlochseite die entsprechenden Ausbrüche bilden. Im Ansatz ist dieser Vorgang auf dem Schirmbildfoto für die Teufe 2,0 m der Fernsehsondierung am 29.08.1990 (s. Abbildung AI-6.12) gut zu erkennen.

Die Ausbrüche weisen häufig eine V-Form auf und werden näherungsweise durch zwei sich verschneidende Flächen begrenzt, die das ursprüngliche Bohrloch an den Ausbruchsändern tangieren (s. Abbildung AI-6.12, Teufe 3,60 m). Die Begrenzungsflächen der Ausbrüche sind meistens stufig und rauh ausgebildet.

Vielfach ist die soeben beschriebene Ausbruchsform nicht so deutlich ausgeprägt bzw. erkennbar. Dies ist vor allem dann der Fall, wenn die Ausbrüche nur punktuell vorliegen oder auch wenn die Ausbruchsflächen nicht mehr frisch sind (s. Abbildung AI-6.12).

Fernsehsondierungen in Kombination mit einem Kompaß haben gezeigt, daß die gegenüberliegenden Ausbrüche in allen Vertikalbohrungen

eine einheitliche Orientierung aufweisen und stets auf der Ost- und der Westseite der Bohrlöcher liegen. Die Abweichungen von der Ost-West-Richtung betragen größenordnungsmäßig bis zu ca. $\pm 10-20^\circ$. Tendenziell überwiegt dabei eine Verdrehung der Ausbrüche im Uhrzeigersinn.

In der Abbildung AI-6.13 ist das Ergebnis der 8-Arm-Kalibermessung vom 10.10.1990 in der Bohrung V5 dargestellt. Im rechten Teil der Darstellung ist der Verlauf der 4 um jeweils 45° gegeneinander verdrehten Durchmesser einzeln über die Bohrlochtiefe dargestellt. Der linke Teil der Darstellung zeigt den Verlauf des mittleren Bohrlochdurchmessers, der sich jeweils durch Mittelwertbildung aus den 4 Einzelwerten ergibt. Der Maßstab für die Durchmesserdarstellung ergibt sich jeweils aus der Beschriftung des Plots. Im vorliegenden Fall kennzeichnet der linke Rand des gerasterten Feldes einen Durchmesser von 130 mm und der rechte Rand einen Durchmesser von 180 mm. Die vier Einzeldurchmesser sind jeweils nur halb so groß dargestellt.

Aus der in der Abbildung AI-6.13 gezeigten 8-Arm-Kalibermessung geht hervor, daß gleichmäßige, ringförmige Auskesselungen nur in geringer Größe auftreten. Derartige Durchmesserergrößerungen betragen bezogen auf den Soll-Bohrdurchmesser von 146 mm nur bis zu ca. 1,5-2 cm. Die Tiefe dieser gleichmäßigen Auskesselungen beträgt somit weniger als 1 cm. Die Ursache dieser kleinen Auskesselungen kann in Festigkeitsunterschieden der einzelnen Gesteinsschichten begründet sein. Ebenso gut kann jedoch allein der Bohrvorgang hierfür verantwortlich sein.

Die anhand der Ergebnisse der Fernsehsondierungen beschriebenen größeren, gegenüberliegenden Ausbrüche zeichnen sich auch in der 8-Arm-Kalibermessung deutlich ab. Sie sind daran erkennbar, daß markante Peaks nur bei einzelnen Durchmessern vorliegen. Die Tiefe dieser Ausbrüche beträgt bis zu ca. 7 cm. Auffällige Ausbrüche finden sich in den Teufenabschnitten von ca. 1,5-4,0 m, von ca. 16-17 m und von ca. 29,5-30 m. Bezüglich der Orientierung der Ausbrüche ist anzumerken, daß sich die Kalibersonde während der Aufwärtsbewegung verdrehen kann. Gleichsinnig orientierte Ausbrüche können demzufolge in verschiedenen Teufen von unterschiedlichen

Meßarmen der Sonde erfaßt werden. An kleinen Ausbrüchen mit horizontalen Ausdehnungen von weniger als ca. 5-6 cm können die Sondenarme u.U. vorbeilaufen, ohne die Ausbrüche zu erfassen.

Zur Verdeutlichung der in der Bohrung V5 im Zeitraum von Mai bis Oktober 1990 gemachten Beobachtungen wird eine schematisierte Darstellungsform gewählt, in der alle nennenswerten Veränderungen der Bohrlochwandung in der entsprechenden Teufe markiert sind. Die genannte Darstellung findet sich in der Abbildung AI-6.26, die u.a. auch entsprechende Darstellungen für die Bohrungen V2-V4 enthält. Auf diese Bohrungen wird in den entsprechenden Abschnitten näher eingegangen. Ebenso werden die Zusammenhänge mit der Mineralogie später erläutert.

Oberhalb der Darstellung sind die Randbedingungen bzw. der Zeitpunkt (V5: ohne Befüllung) sowie die Beobachtungs- bzw. Meßmethoden (V5: Fernsehsonde und 8-Arm-Kalibersonde) angegeben. Neben der schematisierten Darstellung, in der die Bereiche mit kleineren, ringförmigen Auskesselungen und die Bereiche mit gegenüberliegenden, Ost-West-orientierten Ausbrüchen eingetragen sind, findet sich das vereinfachte zugehörige Bohrprofil mit Angabe der Kernverlustzonen und klüftiger Bereiche. Ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen den Bereichen, in denen die Ausbrüche im Bohrloch festgestellt wurden und den Bereichen, in denen beim Bohren Kernverluste aufgetreten sind, kann nicht erkannt werden. Ebenso besteht kein direkter Zusammenhang zu den im Bohrkern angetroffenen Klüften.

6.6.5 Bohrung V2

Die Bohrung V2 wurde als vertikale Kernbohrung von der Streckensohle aus etwa bei Station 34 m abgeteuft (s. Abbildung AI-2.1). Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten, der Bohrlochmessungen und des Zerfallsverhaltens ist für die Bohrung V2 in der Abbildung AI-6.14 dargestellt.

Nach der Durchführung der Dilatometerversuche im ca. 51,5 m tiefen Bohrloch mit einem Durchmesser von 86 mm wurde das Bohrloch bis etwa zur Teufe 50 m auf 146 mm Durchmesser erweitert. Kurze Zeit

später wurden im Bohrloch eine Fernsehsondierung (02.05.1990) und eine 8-Arm-Kalibermessung (04.05.1990) durchgeführt. Weitere Fernsehsondierungen folgten am 16.05., am 22.05., am 13.06., am 05.07., am 29.08., am 25.09. und am 08.11.1990. Weitere Bohrlochvermessungen mit der 8-Arm-Kalibersonde wurden am 16.05., am 10.10. und am 08.11.1990 durchgeführt. Abhängig vom Befüllungszustand und von der Entwicklung des Nachfalls konnten diese Messungen jeweils nur in Teilbereichen des Bohrlochs vorgenommen werden (s. Abbildung AI-6.14).

Am 15.05.1990 wurde der unterste Teil des Bohrlochs bis zur Teufe von ca. 41,5 m mit Süßwasser aus dem Leitungsnetz der Schachanlage Konrad aufgefüllt. Dies führte innerhalb kürzester Zeit zu sehr starken Ausbrüchen im befüllten Bohrlochabschnitt, so daß dieser Abschnitt innerhalb weniger Tage nahezu vollständig mit Nachfall verfüllt war (s. Abbildung AI-6.14). Noch am Tage der Befüllung (15.05.) wurde eine und am darauffolgenden Tag zwei Messungen mit dem Televier durchgeföhrt. Aufgrund der raschen Auffüllung des befüllten Abschnitts konnte in diesen Messungen nur noch der obere Teil des Abschnitts untersucht werden (s. Abbildung AI-6.14).

Am 21.05. wurde der 2. Abschnitt bis etwa zur Teufe von 30 m ebenfalls mit Süßwasser aufgefüllt. Auch diese Befüllung führte zu einem schnellen Anstieg des Nachfalls im betreffenden Bohrlochabschnitt, der wiederum wenige Tage nach erfolgter Befüllung mit Wasser vollständig mit nachgebrochenem Gestein gefüllt war. Auch hier wurden am Tage der Befüllung Televiermessungen durchgeführt (s. Abbildung AI-6.14).

Die dritte Befüllung mit Wasser bis zur Teufe von ca. 20 m wurde am 28.05.1990 vorgenommen. Die Entwicklung des Nachfalls erfolgte in diesem Abschnitt langsamer als in den darunterliegenden Abschnitten. Auch in den folgenden 3,5 Wochen füllte sich der Abschnitt zwischen 20 und 30 m nicht vollständig mit Nachfall auf (s. Abbildung AI-6.14).

Am Tage vor der 4. Wasserbefüllung (bis ca. 10,5 m) wurde zu Kontrollzwecken eine Televiermessung im Bereich von ca. 20-22,5 m

durchgeführt. Weitere Televiwermessungen wurden dann am Tage der 4. Befüllung (22.06.) vorgenommen. Der Nachfall in diesem Abschnitt entwickelte sich wie in den untersten beiden Abschnitten relativ schnell und stieg innerhalb von ca. 1-2 Wochen bis ca. 1,5 m unter den Wasserspiegel an. Hierbei ist zu beachten, daß mit dem Nachfall aus diesem Bereich auch der oberste Teil (ca. 2,5 m) des Bohrlochabschnittes zwischen 20 und 30 m verfüllt wurde.

In den folgenden Monaten stieg die Oberkante des Nachfalls nur noch geringfügig (ca. 0,5-1,0 m) an. Dagegen zeigte sich ein relativ stetiger Anstieg des Wasserspiegels um ca. 2-2,5 m bis Ende September 1990 (s. Abbildung AI-6.14). Der Anstieg des Wasserspiegels kann mehrere Ursachen haben. Zum einen kann er auf aus dem Gebirge zutretendem Wasser beruhen, zum anderen kann er durch von oben in die Befüllung hineinfallendes Gestein hervorgerufen worden sein. Eine dritte Möglichkeit könnte die Konvergenz des Bohrlochs in den befüllten Abschnitten darstellen.

Aufgrund der Beobachtungen im Bohrlochabschnitt oberhalb der Befüllung ist der Wasserspiegelanstieg nicht in nennenswertem Umfang auf nachfallendes Gestein aus dem Teufenbereich von 0-10 m zurückzuführen. Auf eine Befüllung dieses Abschnittes wurde verzichtet, um eventuelle Standsicherheitsprobleme im Bereich der Streckensohle infolge der Bohrlochinstabilitäten zu vermeiden.

Am 27.09.1990 wurde damit begonnen, das mit Nachfall und Wasser gefüllte Bohrloch V2 zu entleeren. Aufgrund technischer Schwierigkeiten war der Fortschritt dieser Arbeiten zunächst sehr gering. Von der 2. Oktoberwoche an konnte dann ein relativ kontinuierlicher Arbeitsfortschritt erzielt werden (s. Abbildung AI-6.14). Die Entleerung, die i.w. mit einer Schlammbüchse durchgeführt wurde, konnte bis zur Teufe von ca. 49-50 m vorgenommen werden. Zum Zeitpunkt der Kalibermessung und der Fernsehsondierung am 08.11.1990 war das Bohrloch durch Nachfall bereits wieder bis zur Teufe von ca. 48 m aufgefüllt (s. Abbildung AI-6.14).

In der Abbildung AI-6.15.1 sind einige ausgewählte Schirmbildfotos der Fernsehsondierungen am 02.05., am 22.05., am 05.07. und am 29.08.1990 in der Bohrung V2 wiedergegeben. Sie zeigen wiederum

wie bereits im vorhergehenden Abschnitt bei der Bohrung V5 beschrieben die markanten gegenüberliegenden Ausbrüche auf der Ost- und der West-Seite des Bohrlochs.

In den Abbildungen AI-6.15.2 und AI-6.15.3 sind Schirmbildfotos der Sondierung am 08.11.1990 wiedergegeben. Sie zeigen den Zustand des Bohrlochs nach der Entleerung. Die gegenüberliegenden Ausbrüche haben sich demzufolge durch die Befüllung mit Wasser deutlich verstärkt und zu einer näherungsweise elliptischen Form des Bohrlochs geführt. Die längere Hauptachse der Ellipse verläuft etwa in Ost-West-Richtung. Auffallend ist, daß die Ellipse an den Schnittpunkten der langen Hauptachse mit dem Gebirge i.a. nicht ausgerundet ist, sondern eine V-Form ähnlich wie die Ausbrüche im trockenen Bohrloch aufweist. Die elliptische Aufweitungsform ist nahezu in allen Bereichen des Bohrlochs anzutreffen, die eine nennenswerte Vergrößerung des Bohrdurchmessers zeigen. Rotationssymmetrische Auskesselungen treten nicht in größerem Umfang auf.

In der Abbildung AI-6.16 ist das Ergebnis der Bohrlochvermessung mit der 8-Arm-Kalibersonde am 04.05.1990 dargestellt. Im zu diesem Zeitpunkt ca. 1 Woche alten Bohrloch (s. Abbildung AI-6.14) zeigten sich bis dahin noch keine größeren Ausbrüche. Die Tiefe der gleichmäßigen, ringförmigen Auskesselungen betragen im allgemeinen weniger als 1 cm. Der größte Wert wird in einer Teufe von ca. 15,5 m mit einer Auskesselungstiefe von ca. 1,5 cm erreicht.

Als Beispiel für die Vermessung eines befüllten Bohrlochabschnittes mit der Televiewersonde ist in der Abbildung AI-6.17 die Auswertung von 3 Messungen am 22.06.1990, d.h. nach der 4. Befüllung mit Süßwasser (ca. 10,5-20,0 m) wiedergegeben (vgl. Abbildung AI-6.14). Da der darunterliegende Bohrlochabschnitt zuvor noch nicht vollständig mit Nachfall gefüllt war, konnte mit der Televiewermessung um 9.30 Uhr der Bereich bis zu einer Teufe von ca. 22,5 m erfaßt werden.

Die Darstellung in der Abbildung AI-6.17 zeigt eine Abwicklung der Bohrlochwandung. Weiße Bereiche kennzeichnen darin einen Bohrlochradius von 80-85 mm und mehr und schwarze Bereiche einen Bohr-

lochradius von 35-40 mm und weniger. Die dazwischenliegenden Grautonabstufungen entsprechen jeweils Radiusdifferenzen von 5 mm. Die beiden etwa parallel zum Bohrloch verlaufenden durchgehenden schwarzen Streifen beruhen auf der Abbildung der an der Sonde befindlichen beiden Meßfühler zur Kalibrierung der Meßwerte (vgl. Abschnitt 6.6.1). Sie sind bei der Betrachtung der Ergebnisse nicht zu beachten. Die Darstellung ist auf die Nordrichtung orientiert. Die beiden seitlichen Ränder der Abwicklung entsprechen der Nordrichtung, die Mitte der Abwicklung demzufolge der Südrichtung. Die jeweilige Meßteufe ist seitlich der Abwicklung im Meterabstand angegeben.

Die Teviewermessung um 9.30 Uhr zeigt deutlich die gegenüberliegenden, Ost-West-orientierten Ausbrüche in der Bohrlochwandung in den beiden Teufenabschnitten 21,30-22,10 m und 15,20-16,60 m. Etwa zwischen 15,55 m und 15,65 m gehen die gegenüberliegenden Ausbrüche in eine ringförmige Auskesselung über. Die übrigen Abschnitte des Bohrlochs sind abgesehen von kleineren Unebenheiten vergleichsweise maßhaltig.

Bei der Messung um 11.00 Uhr konnte die Teviewersonde aufgrund des zwischenzeitlich eingetretenen Nachfalls nur noch den Bereich oberhalb der Teufe 19,1 m erfassen (s. Abbildung AI-6.17). Deutlich zeigt sich die Vergrößerung der Ausbrüche im Teufenbereich zwischen 15 und 17 m, die sich sowohl nach oben als auch nach unten weiter fortsetzen. Die schwarzen Bereiche in den Ausbruchszonen kennzeichnen Gestein, das sich in diesen Abschnitten aus dem Verband löst und herunterfällt. In der Darstellung erscheint dieses sich ablösende Gestein wie eine Verringerung des Bohrllochdurchmessers. Das Ergebnis der Messung um 11.00 Uhr zeigt weiterhin die Entstehung von größeren Ausbrüchen im Bereich von 10,8-12,4 m. Vor und auch unmittelbar nach der Befüllung waren in diesem Bereich noch keine nennenswerten Veränderungen der Bohrlochwandung erkennbar.

Bei der Teviewermessung um 15.30 Uhr war das Bohrloch bereits bis zu einer Teufe von ca. 17,5 m mit Nachfall verfüllt. Das Ergebnis der Messung zeigt eine weitere Zunahme der Ausbrüche im mit Wasser befüllten Abschnitt (s. Abbildung AI-6.17).

Auf die Darstellung weiterer Einzelergebnisse der Beobachtungen und Messungen aus dem Zeitraum der Befüllung der Bohrung V2 soll an dieser Stelle verzichtet werden, da grundsätzlich immer wieder die gleichen Phänomene registriert wurden. Abschließend soll der Zustand der Bohrung nach der Entleerung dargestellt werden.

Die Schirmbildfotos der Fernsehsondierung am 08.11.1990 wurden bereits erläutert (vgl. Abbildungen AI-6.15.2 und AI-6.15.3). Zur quantitativen Erfassung der Bohrlochgeometrie wurde ebenfalls am 08.11.1990 eine Messung mit der 8-Arm-Kalibersonde durchgeführt. Das Ergebnis dieser Messung ist in der Abbildung AI-6.18 dargestellt. Die seitlichen Begrenzungslinien des gerasterten Abbildungsfeldes entsprechen Bohrllochdurchmessern von 0 bzw. 500 mm. Größere elliptische Aufweitungen des Bohrlochs finden sich in den Teufenbereichen von ca. 11-12,5 m, ca. 14,5-17 m, ca. 24-25 m, ca. 30-32 m, ca. 35-37 m und ca. 42-43 m. Auch in anderen Abschnitten finden sich noch deutliche Ausbrucherscheinungen, die im einzelnen der Abbildung AI-6.18 zu entnehmen sind. Die größten Ausbrüche wurden im Bereich von ca. 30-32 m angetroffen. Der größere Durchmesser des ellipsenförmigen Bohrlochs beträgt hier bis zu ca. 50 cm. Auffällig ist, daß diese Aufweitung unmittelbar unterhalb eines vergleichsweise gering aufgeweiteten Abschnitts ansetzt (s. Abbildung AI-6.18).

Der Bohrlochabschnitt zwischen ca. 17 m und ca. 23 m zeigt auffallend geringe Ausbrucherscheinungen. Das Bohrloch ist in diesem Bereich nahezu kreisförmig und kaum erweitert. Relativ geringe Veränderungen sind auch im obersten Bohrlochabschnitt (0-10 m) zu beobachten. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß dieser Abschnitt nicht mit Wasser befüllt worden war.

Anhand der Vermessung des Bohrlochs mit der 8-Arm-Kalibersonde vor der Befüllung mit Wasser am 04.05.1990 (s. Abbildung AI-6.16) und nach der Entleerung am 08.11.1990 (s. Abbildung AI-6.18), der Auslotung des Nachfallspiegels im Bohrloch (s. Abbildung AI-6.14) sowie der Feuchtdichte, der Korndichte, des Wassergehaltes und des Porenanteils des anstehenden Gebirges (s. Abschnitte 7.1 und 7.2) lassen sich die mittlere Dichte und der Wassergehalt des Gestein-

Wasser-Gemisches im zugefallenen Bohrloch V2 ermitteln. Der Ermittlung dieser Kennwerte wird der entleerte Bohrlochabschnitt zwischen 11,2 m und 49,1 m zugrundegelegt. Aus der Kalibermessung am 04.05.1990 ergibt sich das Volumen dieses Bohrlochabschnittes vor der Befüllung mit Wasser zu ca. 650 l. Dies entspricht einem mittleren Bohrlochdurchmesser von ca. 148 mm, der den Durchmesser des Bohrwerkzeugs (146 mm) nur geringfügig überschreitet. Das Volumen des im Oktober/November 1990 entleerten Bohrlochs ergibt sich aus der Kalibermessung am 08.11.1990 für den entsprechenden Abschnitt zu ca. 1090 l, was einem mittleren Durchmesser von ca. 192 mm entspricht. Die Volumendifferenz von 440 l entspricht dem Volumen des nachgebrochenen und ins Bohrloch gefallenen Felses.

Nach den im Abschnitt 7 erläuterten Ergebnissen der Laborversuche kann für den wassergesättigten Fels im Mittel eine Dichte (Feuchtdichte) von $\rho = 2,40 \text{ g/cm}^3$, eine Korndichte von $2,68 \text{ g/cm}^3$, ein Porenanteil von 16,5 % und ein Wassergehalt von 7,5 % angenommen werden. Die Trockendichte des Felses läßt sich hieraus zu $\rho_d = 2,24 \text{ g/cm}^3$ bestimmen. Mit diesen Kennwerten ergibt sich die Masse des ins Bohrloch gefallenen trockenen Feststoffs zu ca. 986 kg. Die Masse des aus dem natürlichen Wassergehalt des Gebirges resultierenden Wassers im Nachfall beträgt ca. 74 kg. Zusätzlich wurde in den betrachteten Bohrlochabschnitt näherungsweise eine dem ursprünglichen Bohrlochvolumen entsprechende Wassermenge von 650 l (650 kg) eingefüllt. Die aus nachgefallenem Gestein und Wasser bestehende Bohrlochfüllung setzt sich demzufolge bei einem Gesamtvolumen von ca. 1090 l aus 986 kg Feststoff und 724 kg Wasser zusammen. Die Dichte des nassen Gemisches beträgt i.M. ca. $\rho = 1,57 \text{ g/cm}^3$ bei einem Wassergehalt von ca. $w = 73 \%$. Der wassererfüllte mittlere Hohlraumanteil (Porenanteil) beträgt unter der Annahme einer Korndichte von $\rho_s = 2,68 \text{ g/cm}^3$ ca. $n = 66 \%$.

Die angegebenen Kennwerte für das Wasser-Feststoff-Gemisch im Bohrloch sind Mittelwerte für den gesamten betrachteten Bohrlochabschnitt von ca. 38 m Länge. Ob sich im Bohrloch infolge ungleichmäßiger Verteilung des Feststoffs Bereiche mit größerer und mit kleinerer Dichte ausbilden, konnte im Verlauf der Bohrlochentleerung nicht ermittelt werden. Es ist jedoch davon auszugehen, daß im Verlaufe längerer Zeiträume infolge des weiter fortschrei-

tenden Zerfalls von Gesteinsstücken Sackungen und eine Verdichtung innerhalb der Füllung eintreten. In Bohrlochbereichen, in denen die Füllung dann im wesentlichen aus Wasser besteht, ist mit weiteren Nachbrüchen des anstehenden Gebirges zu rechnen.

Nach der Durchführung des 8-Arm-Kaliberlogs wurde am 08.11.1990 im entleerten Bohrloch V2 zusätzlich ein Gamma-Ray-Log durchgeführt (vgl. Abschnitt 6.6.1). Das Ergebnis dieses Logs ist in der Abbildung AI-6.19 wiedergegeben. Zu Vergleichszwecken ist auf dieser Abbildung noch einmal das mittlere Bohrlochkaliber dargestellt. Ein Vergleich der beiden Logs zeigt eine deutliche Korrelation zwischen den Spitzenwerten der Gammaeigenstrahlung und den besonders auffälligen Ausbruchzonen. Demnach besteht offenbar ein Zusammenhang zwischen dem Tongehalt des Gesteins und der Größe der Ausbrüche im Bohrloch. Dieser Effekt scheint jedoch erst bei Anwesenheit von Wasser voll wirksam zu werden. Bezüglich einer weiterführenden Interpretation der Beobachtungen in den Bohrlöchern wird auf den Abschnitt 9 verwiesen.

In der Abbildung AI-6.26 sind die Ergebnisse der Beobachtungen in der Bohrung V2 noch einmal in einer schematisierten Darstellung zusammengefaßt. Die Beobachtungen im Bohrloch sind dabei verschiedenen Zeitabschnitten, nämlich vor der Befüllung, unmittelbar nach der Befüllung, Stunden-Tage nach der Befüllung und nach der Entleerung der Bohrung zugeordnet. Daraus gehen deutlich die Abhängigkeiten von der Zeit und von der Befüllung mit Wasser hervor. Weiterhin zeichnen sich Bereiche mit unterschiedlichen Nachbruch- bzw. Zerfallseigenschaften ab. Es ist anzumerken, daß die Darstellungen für den Zeitraum vor der Entleerung des Bohrlochs keine quantitativen Angaben zur Ausbruchgröße enthalten, während in der Darstellung für den Zeitpunkt nach der Entleerung die Größe der Veränderungen des Bohrlochquerschnitts durch die Symbole gekennzeichnet wurde.

Ergänzend sind die beim Kernbohren aufgetretenen Kernverluste sowie die im Bohrkern angetroffenen Klüfte angegeben. Ein unmittelbarer Zusammenhang dieser Ergebnisse zur Größe und Verteilung der Bohrlochausbrüche ist nicht erkennbar.

6.6.6 Bohrung V3

Die Bohrung V3 wurde als vertikale Vollbohrung mit einem Durchmesser von 146 mm von der Streckensohle aus etwa bei Station 29,5 m abgeteuft (s. Abbildung AI-2.1). Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten, der Bohrlochmessungen und des Zerfallsverhaltens ist für die Bohrung V3 in der Abbildung AI-6.20 dargestellt.

Bereits zum Zeitpunkt der ersten Fernsehsondierung (19.07.1990) waren die untersten 2,5 m mit Nachfall aus dem trockenem Bohrloch verfüllt. Unmittelbar nach der Durchführung der Fernsehsondierung wurde das Bohrloch bis zur Teufe von ca. 41 m mit Salzwasser aus dem Hilssandstein im Schacht Konrad 2 befüllt. Da die Televiewersonde zu diesem Zeitpunkt nicht einsatzbereit war, konnten in diesem Abschnitt keine dementsprechenden Messungen durchgeführt werden. Nach einem kurzfristigen stärkeren Anstieg der Oberkante des Nachfalls im mit Hilswasser befüllten Abschnitt war nur noch eine geringere Zunahme der Nachfallmenge festzustellen (s. Abbildung AI-6.20). Gleichzeitig stieg der Wasserspiegel im Bohrloch bis zum 08.08.1990 um ca. 1 m an. Vergleichbare Anstiege des Wasserspiegels wurden auch in den späteren Befüllungsabschnitten festgestellt (s. Abbildung AI-6.20).

Am 08.08.1990 wurde nach der Durchführung einer Bohrlochvermessung mit der 8-Arm-Kalibersonde die 2. Befüllung mit Wasser aus dem Hilssandstein bis zur Teufe von ca. 27 m vorgenommen. Am 08.08., am 09.08. und am 13.08.1990 wurden in diesem Abschnitt Messungen mit der Televiewersonde durchgeführt. Nach einem zunächst deutlichen Anstieg des Nachfalls im wasserbefüllten Bohrlochabschnitt zeigte sich ab Mitte August nur noch eine geringfügige Zunahme der Selbstverfüllung (s. Abbildung AI-6.20). Bis zur 3. Befüllung am 26.09.1990 wurden zwei weitere Fernsehsondierungen (29.08. und 25.09.1990) im Bohrloch durchgeführt.

Die dritte Befüllung mit Hilswasser bis zur Teufe von ca. 15,5 m verursachte wiederum eine Zunahme des Nachfalls. Wie aus dem Verlauf der gemessenen Oberkante des Nachfalls hervorgeht (s. Abbildung AI-6.20), traten in der ersten Oktoberwoche 1990 im Bohrloch offenbar größere Nachbrüche im Teufenbereich zwischen ca. 15 und

20 m auf, wobei sich das nachbrechende Gestein in diesem Bereich im Bohrloch verspannte (Brückenbildung). Bereits nach wenigen Tagen hatte sich die Brücke im Bohrloch wieder aufgelöst. Die Oberkante des Nachfalls ist im Verlauf dieses Vorgangs gegenüber dem Zeitpunkt vor der Brückenbildung um ca. 6 m angestiegen.

Die bisher letzte Vermessung des Bohrlochs mit der 8-Arm-Kaliber-sonde wurde am 10.10.1990 durchgeführt (s. Abbildung AI-6.20).

Es ist vorgesehen, die Untersuchungen in der Bohrung V3 fortzuführen und wie bei der Bohrung V2 eine Entleerung des Bohrlochs durchzuführen.

In der Abbildung AI-6.21 sind ausgewählte Schirmbildfotos der Fernsehsondierungen am 19.07. und am 29.08.1990 dargestellt. Die Fotos zeigen die bekannten gegenüberliegenden, parallel zur Bohrlochachse verlaufenden Ausbrüche. Kontrollmessungen mit einer Kompaßeinrichtung bestätigten auch in der Bohrung V3 die Ost-West-Orientierung dieser Ausbrüche.

Beispielhaft für die Entwicklung der Ausbrüche im Bohrloch unter der Einwirkung des Hilswassers sind in der Abbildung AI-6.22 die Ergebnisse von Televiwer-Messungen vom 08.08., 09.08. und 13.08.1990 dargestellt. Die Darstellungsweise wurde bereits im Abschnitt 6.6.4 für die Bohrung V2 beschrieben.

Auch bei der Bohrung V3 sind aus der Abbildung AI-6.22 deutlich die Orientierung sowie die im Verlauf weniger Tage starke Zunahme der gegenüberliegenden Ausbrüche erkennbar. Der meßbare Bereich wird unten jeweils durch den sich im Bohrloch sammelnden Nachfall begrenzt. Im Verlauf des dargestellten Meßzeitraums vom 08.08. bis zum 13.08.1990 hat der Nachfall im Bohrloch um ca. 5 m zugenommen.

Die Ergebnisse der Televiwermessungen in der Bohrung V3 zeigen deutlich, daß unter der Einwirkung von Salzwasser aus dem Hils-sandstein offenbar grundsätzlich die gleichen Vorgänge im Bohrloch ablaufen wie unter der Einwirkung von Süßwasser (vgl. V2). Wie auch der Verlauf der Oberkante des Nachfalls im Bohrloch zeigt (s.

Abbildung AI-6.20), laufen die Vorgänge im Salzwasser jedoch mit einer zeitlichen Verzögerung ab.

Eine zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse der Bohrlochbeobachtungen in der Bohrung V3 findet sich wie für die anderen V-Bohrungen in der Abbildung AI-6.26. Da die Bohrung nicht als Kernbohrung ausgeführt wurde, entfällt der Vergleich mit der Bohrkernkartierung. Es zeigt sich eine deutliche Übereinstimmung der Bereiche, in denen in den Bohrungen V2 und V3 vorzugsweise Ausbrüche angetroffen wurden.

6.6.7 Bohrung V4

Die Bohrung V4 wurde als vertikale Kernbohrung mit einem Bohrlochdurchmesser von 146 mm von der Streckensohle aus etwa bei Station 25 m abgeteuft (s. Abbildung AI-2.1). Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten, der Bohrlochmessungen und der Untersuchungen zum Zerfall ist in der Abbildung AI-6.23 dargestellt.

Um das Zerfalls- bzw. Nachfallverhalten im Bohrloch unter der Einwirkung einer Ton-Dickspülung zu untersuchen, wurde das Bohrloch V4 am 08.08.1990 bis zur Teufe von ca. 40 m mit Dickspülung aufgefüllt. Die verwendete Dickspülung sollte mit den bei den alten Tiefbohrungen verwendeten Bohrspülungen weitgehend vergleichbar sein. Da die Tongruben im Raum Altwarmbüchen, aus denen der Ton für die bei den alten Bohrungen üblichen Spülungen i.a. gewonnen wurde, nicht mehr zugänglich sind, wurde auf Empfehlung der BGR für die Versuche im Rahmen des Untersuchungsprogrammes Ton aus der Grube Arpke () verwendet. Es handelt sich dabei um einen stark schluffigen, ausgeprägt plastischen Ton mit geringen Feinsandanteilen. Das Rohmaterial konnte von der als getrocknetes Granulat bezogen werden.

Die Aufbereitung der Dickspülung erfolgte mit Hilfe eines Umpumpmischers unter Verwendung von Süßwasser aus dem Leitungsnetz der Schachtanlage Konrad. Der Tonanteil wurde so gewählt, daß die aufbereitete Dickspülung eine Dichte von ca. $1,3 \text{ g/cm}^3$ aufwies.

Bereits vor der Befüllung des o.g. Bohrlochabschnittes mit Dickspülung hatte sich im trockenen Bohrloch seit Beendigung der Bohrarbeiten über einen Zeitraum von ca. 3 Wochen Nachfall bis zur Teufe von ca. 46 m angesammelt (s. Abbildung AI-6.23).

Auch nach der Befüllung mit Dickspülung ergab sich eine weitere Zunahme des Nachfalls, dessen Oberkante nach der Befüllung mit Dickspülung bis Mitte Oktober 1990 um ca. 5 m anstieg (s. Abbildung AI-6.23). Es dürfte sich dabei i.w. um Nachfall aus dem trockenen Bohrlochabschnitt oberhalb der Befüllung handeln. In welchem Umfang innerhalb der Dickspülung Sedimentationsvorgänge eingetreten sind konnte wegen der Vermischung mit bzw. Überlagerung durch nachfallendes Gestein nicht ermittelt werden.

Zur Bohrlochbeobachtung bzw. Vermessung wurden bis Mitte Oktober 1990 drei Fernsehsondierungen und zwei 8-Arm-Kalibermessungen durchgeführt (s. Abbildung AI-6.23). Jeweils eine der Fernsehsondierungen und eine der Kalibermessungen wurden vor der Befüllung mit Dickspülung vorgenommen.

Unmittelbar nach der Befüllung mit Dickspülung wurde versucht, innerhalb der Spülung eine Messung mit der Televiewersonde durchzuführen. Aufgrund der gegenüber Wasser wesentlich höheren Viskosität und Dichte der Spülung drang die Televiewersonde unter ihrem Eigengewicht nicht ausreichend tief in die Spülung ein. Wegen der Gefahr der Sondenbeschädigung war das Eindrücken mit einem Gestänge nicht möglich. Auf Televiewermessungen in der Spülung mußte daher verzichtet werden.

Eine Vermessung des mit Dickspülung befüllten Abschnittes mit der 8-Arm-Kalibersonde konnte ebenfalls nicht vorgenommen werden, da sich bereits nach kurzer Zeit oberhalb der Dickspülung trockener Nachfall ansammelte, der das Einführen von Meßeinrichtungen in die Spülung verhinderte. Aus diesen Gründen liegen für die Bohrung V4 nur Beobachtungsergebnisse aus dem trockenen Bohrloch vor. Untersuchungen des Verhaltens der Bohrlochwandung unter dem Einfluß von Dickspülung können erst nach einer späteren Entleerung des Bohrlochs erfolgen.

Die wesentlichen Ergebnisse der Fernsehsondierungen am 19.07. und am 29.08.1990 sind anhand ausgewählter Schirmbildfotos in der Abbildung AI-6.24 wiedergegeben. Auch in der Bohrung V4 wurden demnach die bereits mehrfach beschriebenen gegenüberliegenden Ausbrüche in der Bohrlochwandung bzw. der Übergang zur elliptischen Bohrlochform festgestellt. Durch Fernsehsondierungen mit einer Kompaßeinrichtung konnte auch in der Bohrung V4 die näherungsweise Ost-West verlaufende Orientierung dieser Strukturen nachgewiesen werden.

Das Schirmbildfoto vom 29.08.1990 für die Teufe 37,20 m (s. Abbildung AI-6.24) zeigt den durch Nachfall gebildeten temporären Boden der Bohrung zu diesem Zeitpunkt. Es ist deutlich erkennbar, daß der Nachfall am Bohrlochboden trotz der zuvor eingefüllten Dickspülung trocken ist.

Eine zusammenfassende Darstellung aller Ergebnisse der Bohrlochbeobachtungen in der Bohrung V4 findet sich in der Abbildung AI-6.26. Es zeigt sich wiederum eine gewisse Übereinstimmung der Bereiche, in denen vorwiegend Bohrlochausbrüche aufgetreten sind mit den entsprechenden Bereichen in den anderen dargestellten V-Bohrungen (V2, V3 und V5). Ein Zusammenhang zu den im Bohrkern angebroffenen Klüften und zu den beim Bohren aufgetretenen Kernverlusten kann nicht erkannt werden. Die kleineren ringförmigen Auskesselungen die i.w. in der Bohrung V2 und z.T. auch in den Bohrungen V3 und V5 festgestellt wurden (s. Abbildung AI-6.26), konnten in der Bohrung V4 nicht registriert werden. Dies bestätigt die bereits geäußerte Vermutung, daß diese geringfügigen Auskesselungen i.a. bohrbedingt sind. Die Bohrung V4 wurde als einzige der in der Abbildung AI-6.26 dargestellten Bohrungen als Kernbohrung mit dem Durchmesser von 146 mm hergestellt. Die anderen Bohrungen wurden entweder als Vollbohrung abgeteuft (V3) oder mit einem Vollbohrwerkzeug auf den Enddurchmesser erweitert (V2 und V5).

6.6.8 Bohrung V1a

Die Bohrung V1a wurde als vertikale Vollbohrung mit einem Durchmesser von 146 mm von der Streckensohle aus etwa bei Station 37,5 m abgeteuft (s. Abbildung AI-2.1). Der zeitliche Ablauf der

Bohrarbeiten, der Bohrlochmessungen und der Untersuchungen zum Zerfallsverhalten ist in der Abbildung AI-6.25 dargestellt.

Auch in der Bohrung V1a sollte der Einfluß einer Ton-Dickspülung auf das Zerfalls- bzw. Nachfallverhalten im Bohrloch untersucht werden. Um ähnliche Verhältnisse wie beim Abteufen einer Tiefbohrung im entsprechenden Teufenabschnitt zu simulieren, sollte die Dickspülung mit einem Überdruck von bis zu ca. 40 bar beaufschlagt und über einen Zeitraum von einigen Tagen zirkulierend umgepumpt werden.

Zu diesem Zweck wurde in den obersten Abschnitt des Bohrlochs V1a ein ca. 7 m langes Standrohr mit einem Innendurchmesser von 150 mm einzementiert. Am Kopf wurde das Standrohr mit einem T-Stück und einer darauf befestigten Stopfbüchse versehen, durch die ein wenig oberhalb der Bohrlochsohle endendes Gestänge geführt wurde. Die zirkulierende Dickspülung, deren Zusammensetzung der bei der Bohrung V4 verwendeten Spülung entsprach (vgl. Abschnitt 6.6.7), wurde aus einem Spülungstank mit einer Pumpe über das Gestänge ins Bohrlochtiefste gefördert. Die im Ringspalt zwischen Gestänge und Bohrlochwandung aufsteigende Spülung wurde über das T-Stück einem dreigeteilten Absetzbecken (Spülungstank) zugeleitet, aus dem die Spülung wieder der Pumpe zugeführt wurde. Mit Hilfe einer Drosselvorrichtung wurde die Spülung zunächst wie geplant mit 40 bar Gegendruck umgepumpt. Trotz des einzementierten 7 m langen Standrohres traten nach ca. 1,5 Stunden Versuchsdauer infolge von Umläufigkeiten Spülungsaustritte im Bereich der Streckensohle neben dem Bohrloch auf. Da sich die Spülungsaustritte unter den herrschenden Druckverhältnissen nicht abstellen ließen, wurde der Versuch anschließend ohne Gegendruck weitergefahren. Nach einer Versuchsdauer von ca. 6 Tagen wurde der Versuch beendet (s. Abbildung AI-6.25).

Anschließend wurde die Versuchseinrichtung mit Ausnahme des Standrohrs demontiert und versucht eine Televierermessung durchzuführen. Aus den bereits bei der Bohrung V4 geschilderten Gründen konnte diese Messung jedoch nicht erfolgreich durchgeführt werden.

Die Beobachtungsmöglichkeiten in der Bohrung V1a waren demnach stark eingeschränkt, zumal der oberste Teil des Bohrlochs verrohrt war und somit auch die erhältlichen Informationen über den Abschnitt oberhalb des Spülungsspiegels nur gering waren. Dennoch wurde am 29.08.1990 eine Befahrung mit der Fernsehkamera durchgeführt (s. Abbildung AI-6.25). Es zeigte sich, daß sich im Teufenabschnitt von ca. 9 m bis 10,3 m eine Zone mit vergleichsweise klarem Wasser ausgebildet hatte. Darüber war das Bohrloch frei. Bei 10,3 m wurde Feststoff angetroffen, wobei nicht erkennbar war, ob es sich um sedimentierte bzw. sedimentierende Dickspülung oder um nachgefallenes Gestein handelte. Nach den Beobachtungen in der Bohrung V4 handelt es sich wahrscheinlich um Nachfall, der die Spülung oben abdeckt.

Der Feststoff- und der Wasserspiegel wurden in der Folgezeit durch Lotungen weiter beobachtet. Der Wasserspiegel ist bis Ende Oktober 1990 um beinahe 1,5 m angestiegen, während der Feststoffspiegel um wenige Dezimeter gefallen ist (s. Abbildung AI-6.25).

Genauere Informationen über den Einfluß der zirkulierenden Dickspülung auf den Zustand des Bohrlochs können erst zu einem späteren Zeitpunkt nach Entleerung des Bohrlochs erfolgen. Beobachtungen während des Umpumpversuchs haben jedoch gezeigt, daß sich die Spülung mit Gesteinsstücken aus dem Bohrlochbereich anreicherte.

6.6.9 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die wesentlichen Ergebnisse der Beobachtungen und Messungen in den Bohrungen V2, V3, V4 und V5 sind in übersichtlicher Form in der Abbildung AI-6.26 zusammengestellt und wurden bereits in den vergangenen Abschnitten im einzelnen erläutert.

In allen Bohrungen ergeben sich bereits im nicht flüssigkeitsgefüllten Bohrloch gegenüberliegende, parallel zum Bohrloch verlaufende, V-förmige Ausbrüche, die einheitlich auf der östlichen und der westlichen Seite der Vertikalbohrungen liegen. Die Entwicklung dieser Ausbrüche nimmt im Laufe der Zeit zu. Unmittelbar nach Beendigung des Bohrvorgangs sind i.a. nur vereinzelt kleinere Aus-

brüche zu erkennen. Punktuelle Ausbrüche vereinigen sich meistens nach einiger Zeit zu linienförmigen Strukturen.

Die beschriebenen Ausbruchsvorgänge werden unter dem Einfluß von Süßwasser erheblich beschleunigt und im Ausmaß vergrößert. Das in den Bohrungen nachfallende und die Bohrlöcher verfüllende Gestein entstammt nahezu vollständig diesen Ausbrüchen. Ringförmige, gleichmäßige Auskesselungen, die in einem Teil der Bohrungen ansatzweise in schwacher Ausprägung zu erkennen sind, sind insgesamt von untergeordneter Bedeutung.

Die Beobachtungen in der entleerten Bohrung V2 zeigen, daß die gegenüberliegenden Ausbrüche letztendlich zu einer elliptischen Bohrlochform führen. Die Größe des elliptisch geformten Bohrlochquerschnitts ist in verschiedenen Teufenbereichen unterschiedlich. In der Darstellung in der Abbildung AI-6.26 wurde die Größe der Bohrlöcherweiterungen in verschiedenen Teufen für das entleerte Bohrloch V2 qualitativ angegeben. Die übrigen schematisierten Darstellungen beinhalten keine Angaben zur Größe bzw. Tiefe der Ausbrüche, sondern zeigen nur diejenigen Bereiche an, in denen derartige Ausbrüche beobachtet werden konnten.

Die Beobachtungen in der Bohrung V3 zeigen, daß unter dem Einfluß von Salzwasser aus dem Hilssandstein grundsätzlich die gleichen Vorgänge wie bei Süßwasser ablaufen. Der Salzgehalt führt jedoch zu einer zeitlichen Verzögerung der Ausbruchsvorgänge.

Unter dem Einfluß einer Befüllung mit toniger Dickspülung konnten die Vorgänge im Bohrloch bisher nicht vollständig untersucht werden. Hier werden weitere Ergebnisse nach der Entleerung der betreffenden Bohrungen erwartet. Es gibt jedoch Hinweise, daß der in der Spülung enthaltene Wasseranteil auch zu Veränderungen des Bohrlochs führt.

Ein Vergleich der Ergebnisse der Bohrlochbeobachtungen mit den beim Kernbohren aufgetretenen Kernverlusten und mit den in den Kernen angetroffenen Klüften zeigt keine signifikanten Übereinstimmungen.

Ein Vergleich der Beobachtungen in den 4 dargestellten V-Bohrungen (s. Abbildung AI-6.26) untereinander zeigt auffallende Parallelitäten. So wurde in allen Bohrungen im Teufenabschnitt zwischen ca. 18 und 29 m zumindest im trockenen Bohrloch eine deutlich geringere Zerfalls- bzw. Nachfallneigung als in den darüber- und darunterliegenden Abschnitten beobachtet. Auch nach der Befüllung treten die Ausbrüche in diesem Abschnitt in geringerer Intensität auf, wengleich sich im Teufenbereich um ca. 25 m nun auch deutliche Ausbrüche zeigen.

Die Parallelitäten bei den Beobachtungen in den Bohrlöchern weisen darauf hin, daß die Intensität der Ausbrüche in den verschiedenen Teufenabschnitten durch unterschiedliche Eigenschaften der einzelnen Schichten des Gebirges beeinflußt wird. Aus diesem Grunde wurden den Ergebnissen der Bohrlochbeobachtungen in der Abbildung AI-6.26 die Ergebnisse der von der BGR durchgeführten mineralogischen Untersuchungen an Gesteinsproben aus den Bohrkernen der Bohrungen V1, V2, V4 und V5 gegenübergestellt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden parallelisiert und jeweils in einem Profil zusammengefaßt. An dieser Stelle wird lediglich die Verteilung der Haupt- und Nebenkomponten im Bereich von der Sohle der 343 m-Strecke bis ca. 50 m darunter dargestellt. Eine ausführlichere Behandlung der mineralogischen Verhältnisse findet sich im Abschnitt 7 dieses Berichts.

Die Parallelisierung der Ergebnisse der mineralogischen Untersuchungen ist gerechtfertigt, da die beiden Bohrungen V2 und V4, aus denen der überwiegende Teil der Proben entnommen wurde, nur einen gegenseitigen Abstand von ca. 9 m haben. Unter Berücksichtigung eines Schichteinfallens von 2° in Streckenvortriebsrichtung (vgl. Abschnitt 3.2) ergibt sich daraus die Teufendifferenz einer durchgehenden Schicht zwischen den beiden Bohrungen zu 0,3 m. Die Ergebnisse der mineralogischen Untersuchungen beziehen sich jeweils auf Bohrkernabschnitte, deren Längen ebenfalls in der Größenordnung von wenigen Dezimetern liegen. Bezogen auf den hier betrachteten Teufenbereich von ca. 50 m beeinträchtigt somit die Parallelisierung die Erkennbarkeit von Trends in der Mineralogie und deren Zuordnung zu in den Bohrungen beobachteten Phänomenen nicht.

Die mineralogischen Hauptkomponenten des Gesteins sind durchgehend das Tonmineral Smektit, Quarz und Calcit. Nebenkomponente ist stets das Tonmineral Muskovit-Illit.

Der Smektitgehalt beträgt bis zur Teufe von ca. 30 m mit geringeren Schwankungen um ca. 25 %. Darunter steigt der Smektitgehalt an und erreicht bis zu ca. 30 %, unterhalb von 45 m auch beinahe 40 %. Der Muskovit-Illit-Gehalt ist über die gesamte Teufe relativ einheitlich und liegt in der Größenordnung von ca. 10 %.

Der Quarzgehalt liegt oberhalb der Teufe 20 m in der Größenordnung von ca. 30-35 %. Darunter steigt der Quarzgehalt auf ca. 35-40 % an und geht erst ab einer Teufe von ca. 29 m auf Werte von meist weniger als 30 % zurück.

Der Calcit-Gehalt liegt überwiegend zwischen ca. 10 und 15 %, örtlich auch etwas darüber oder darunter. Deutlich erkennbar ist unmittelbar, daß in Bereichen mit geringerer Neigung zum Zerfall bzw. zu Ausbrüchen keine erhöhten Calcitgehalte vorliegen. In diesen Bereichen sind die Calcitgehalte eher niedriger. Es kann festgestellt werden, daß der Calcitanteil im betrachteten Abschnitt des Alb keine signifikant stabilisierende Wirkung und kaum Einfluß auf das Zerfalls- bzw. Nachfallverhalten in den Bohrlöchern hat.

Im offenbar weniger zum Zerfall neigenden mittleren Abschnitt der Bohrungen liegt dagegen ein geringfügig erhöhter Quarzgehalt vor. Im stärker zum Zerfall neigenden unteren Bohrungsabschnitt ist der Smektitgehalt dagegen höher als in den anderen Bereichen. Im obersten Teil der Bohrungen, der prinzipiell auch stärker zum Zerfall neigt, sind anhand der Verteilung der mineralogischen Komponenten die Trends weniger gut zu erkennen.

Ergänzend zur Darstellung der hauptsächlich vertretenen Minerale wurde in der Abbildung AI-6.26 außerdem die Verteilung der Korngrößen über die Teufe dargestellt. Hierbei ist zu beachten, daß der bodenmechanisch anhand der Korngröße definierte Tonanteil ($< 0,002$ mm) nicht mit dem Anteil an Tonmineralen übereinstimmen muß. Die bodenmechanisch definierte Tonfraktion kann beispielsweise auch Nicht-Tonminerale, z.B. Quarz und Calcit enthalten.

Die Korngrößenverteilung bestätigt i.w. die anhand der mineralogischen Komponenten gefundene Untergliederung der Bohrungen. Im mittleren Abschnitt ist der Schluffanteil deutlich erhöht, was offenbar mit dem erhöhten Quarzgehalt korreliert. Die Tonfraktion ist in diesem Abschnitt entsprechend verringert. Im unteren Teil ist der anhand der Korngröße definierte Tonanteil dagegen deutlich höher und der Schluffanteil entsprechend klein. Der oberste Abschnitt der Bohrungen zeigt hinsichtlich der Ton- und Schluffanteile näherungsweise ausgeglichene Verhältnisse, jedoch mit örtlich stärkeren Streuungen. Der Feinsandanteil ist allgemein sehr klein und liegt stets zwischen ca. 1 und 3 %. Korngrößen über 0,112 mm wurden nicht festgestellt.

Zieht man zur Erklärung der in den Bohrlöchern beobachteten Ausbrüche nur den mittleren und den unteren Bohrlochabschnitt heran, so läßt sich die erhöhte Neigung zu Bohrlochausbrüchen im unteren Teil auf den sowohl bodenmechanisch als auch mineralogisch erhöhten Tonanteil zurückführen. Die größere Zerfallsstabilität im mittleren Abschnitt scheint dagegen mit dem erhöhten Schluff- bzw. Quarzanteil zusammenzuhängen. Im obersten Bohrlochabschnitt sind die Einflüsse nicht so gut erkennbar.

Bei der Bewertung der Ergebnisse der mineralogischen Untersuchungen ist zu beachten, daß die prozentualen Angaben der Anteile nur semiquantitativ bestimmt wurden und mit relativ großen Unsicherheiten behaftet sind. Unterschiedliches Verhalten des Gebirges, das z.T. auf geringfügigen Unterschieden in der mineralogischen Zusammensetzung beruhen kann, ist daher u.U. nicht immer unmittelbar zu erkennen.

Zur Verdeutlichung des Zusammenhangs zwischen dem Tongehalt und den Beobachtungen in den Bohrlöchern kann auch das in der Bohrung V2 durchgeführte Gamma-Ray-Log herangezogen werden. Da diese Bohrung die Neigung der verschiedenen Gebirgsbereiche zum Zerfall bzw. zu Ausbrüchen aufgrund der bereits vollständig abgeschlossenen Untersuchungen am ausgeprägtesten zeigt, führt der bereits im Abschnitt 6.6.5 angesprochene und in der Abbildung AI-6.19 dargestellte Vergleich zwischen Gamma-Ray-Log und Kaliber-Log zu deut-

licheren Aussagen. Es bestätigt sich eindeutig der anhand der in der Abbildung AI-6.26 dargestellten Verhältnisse vermutete Zusammenhang zwischen der Größe des Tongehaltes und der Verteilung und Intensität der Bohrlochausbrüche. Vergleicht man den Zustand des Bohrlochs V2 nach der Entleerung mit dem Zustand des Bohrlochs unmittelbar vor der Befüllung, so wird deutlich, daß sich die destabilisierende Wirkung des erhöhten Tongehalts erst bei Zutritt von Wasser im vollen Umfang bemerkbar macht.

Durch vergleichende Betrachtungen konnte gezeigt werden, welche Zusammenhänge zwischen dem Zerfallsverhalten im Bohrloch und der mineralogischen Zusammensetzung des Gesteins bestehen. Die typische Form der Ausbrüche und deren einheitliche Orientierung kann damit jedoch nicht erklärt werden. Die diesbezügliche Interpretation der Beobachtungen in den Bohrungen wird im Abschnitt 9.3 behandelt.

7. Laborversuche

7.1 Dichte und Wassergehalt des Gesteins

An insgesamt 60 Gesteinsproben aus der Vorbohrung B11, sowie aus den Erkundungsbohrungen E1 bis E3, F1, F2 und V4, wurden am Institut für Grundbau der RWTH Aachen die Dichten (Feuchtdichte) bestimmt. Dabei ergeben sich insgesamt und auch für die einzelnen Bohrungen sehr geringe Streuungen. Die ermittelten Dichten liegen zwischen $2,15$ und $2,44 \text{ g/cm}^3$ bei einem arithmetischen Mittelwert von $2,35 \text{ g/cm}^3$ (Abbildung AI-7.1).

An insgesamt 74 Gesteinsproben aus der Vorbohrung B11, sowie aus den Erkundungsbohrungen E1 bis E3, F1, F2 und V4 wurden am Institut für Grundbau der RWTH Aachen auch die Wassergehalte bestimmt, deren Häufigkeitsverteilung in der Abbildung AI-7.2 dargestellt ist. Die Wassergehalte streuen von $0,053$ bis $0,104$, der arithmetische Mittelwert beträgt $0,075$. Auch von der BGR wurden von Gesteinsproben aus der Vorbohrung B11, den Erkundungsbohrungen U5, U6, W5, W6, E1 bis E3, V5, U9 bis U12, V4, F2, V2, F1, V1 sowie von 7 Streckenproben (Station 37,5 m) die Wassergehalte bestimmt. Diese Werte sind bei den ebenfalls in der Abbildung AI-7.2 angegebenen Streubereichen für die in den einzelnen Bohrungen ermittelten Wassergehalte mit berücksichtigt. Die größten Streubereiche ergeben sich danach für die Bohrungen B11 und V4, für die auch die meisten Wassergehalte bestimmt wurden.

In der Abbildung AI-7.3 sind noch einmal die für die Proben aus den Bohrungen B11 und V4 ermittelten Wassergehalte einzeln über die jeweilige Bohrlochteufe dargestellt, wobei die am Institut für Grundbau der RWTH Aachen und die von der BGR ermittelten Werte mit unterschiedlichen Signaturen versehen sind. Anhand des Vergleichs der Mittelwerte der vom Institut für Grundbau der RWTH Aachen und der von der BGR ermittelten Wassergehalte ergeben sich für beide Bohrungen gute Übereinstimmungen, wobei allerdings der mittlere Wassergehalt der Proben aus der Bohrung V4 mit $0,088$ um $0,013$ höher liegt als der der Proben aus der Vorbohrung B11.

7.2 Porosität, Korndichte und Sättigungsgrad des Gesteins

Zur Abschätzung des Sättigungsgrades des Gesteins wurden vom Geologischen Institut der RWTH Aachen an zwei Gesteinsproben aus der Vorbohrung B11 der Porenanteil und die Korndichte mit dem Quecksilberhochdruckverfahren bestimmt. Aus einer Probe wurden dabei jeweils zwei Teilproben hergestellt, die getrennt untersucht wurden. Die ermittelten Porenanteile (Gesamtporositäten) liegen zwischen 0,152 und 0,172, die Korndichten zwischen 2,67 und 2,69 g/cm³ (Abbildung AI-7.4).

Aus dem Porenanteil n , der Korndichte ρ_s sowie dem Wassergehalt w läßt sich der Sättigungsgrad nach der in der Abbildung AI-7.4 angegebenen Beziehung bestimmen. Errechnet man den Sättigungsgrad auf der Grundlage der für den Porenanteil, die Korndichte und den Wassergehalt bestimmten Mittelwerte, dann erhält man einen Sättigungsgrad von annähernd 1,0.

Die Untersuchungsergebnisse des Geologischen Instituts der RWTH Aachen lassen daher auf eine vollständige Wassersättigung des in der Vorbohrung B11 angetroffenen Gesteins schließen.

7.3 Mineralogische Zusammensetzung des Gesteins

An insgesamt 25 Gesteinsproben aus der Vorbohrung B11 wurden von der BGR zur Mineralbestimmung qualitative und semiquantitative röntgendiffraktometrische Untersuchungen durchgeführt. Ergänzend hierzu wurden auch quantitative Karbonatgehaltsbestimmungen nach Scheibler und Röntgenfluoreszenzanalysen zur Bestimmung der chemischen Bestandteile sowohl an Gesteinsproben aus der Vorbohrung B11 als auch aus den Erkundungsbohrungen V1, V2, V4, V5, U5 bis U12, W5, W6, E1 bis E3, F1 und F2 sowie an 7 Proben aus der Strecke (Station 37,5 m) durchgeführt.

In den Proben aus der Vorbohrung B11 konnten röntgendiffraktometrisch 11 Minerale nachgewiesen werden. Die Gewichtsanteile derjenigen mineralogischen Komponenten, die mit einem maximalen Gewichtsanteil von > 1 % nachgewiesen werden konnten, sind mit ihren Streubereichen in der Abbildung AI-7.5 angegeben. Danach ist Smek-

tit, ein Montmorillonit mit vorwiegender Calciumbelegung der Zwischenschichten, mit 24 bis 29 % das vorherrschende Tonmineral. Kaolinit und Chlorit sind mit 1 bis 2 % nur in Spuren vertreten. Der Gewichtsanteil der Tonminerale insgesamt, zu dem neben den genannten Mineralen auch Muskovit-Illit und ein Mixed Layer Mineral, dessen Anteile an der Nachweisgrenze liegen, beitragen, beträgt 31 bis 40 % (Abbildung AI-7.5).

Neben Smektit bilden Calcit und Quarz die mineralogischen Hauptkomponenten des Gesteins. Der Karbonatgehalt insgesamt, der sich neben dem Calcit auch aus den Mineralen Dolomit und Siderit zusammensetzt, liegt mit 29 bis 38 % um durchschnittlich ca. 5 % höher als der Calcitanteil. Der Quarzanteil liegt mit 23 bis 31 % etwas niedriger (Abbildung AI-7.5).

In der Abbildung AI-7.5 sind die in den Proben aus der Bohrung B11 nachgewiesenen mineralogischen Hauptkomponenten auch über die Bohrtiefe aufgetragen. An dieser Darstellung erkennt man, daß der Tonmineral- bzw. Smektitanteil mit der Bohrtiefe zunimmt, während der Karbonat- bzw. Calcitanteil mit zunehmender Bohrtiefe abnimmt.

In den Abbildungen AI-7.6 bis AI-7.8 sind die von der BGR ermittelten Gewichtsanteile der mineralogischen Hauptkomponenten Smektit, Calcit und Quarz für die Proben aus den Vertikalbohrungen U5, U6, W5, W6, E3, V5, U11, U12, V4, F2, V2 und F1 sowie aus der Strecke angegeben. Sie wurden mit Hilfe der aus der Röntgenfluoreszenzanalyse ermittelten chemischen Daten approximativ berechnet. Die Genauigkeit dieser Berechnungen ist mit $\pm 5\%$ (absolut) als semiquantitativ einzustufen.

Erwartungsgemäß sind die Streuungen der Anteile der mineralogischen Hauptkomponenten über die Tiefe etwas größer als entlang der Horizontalbohrung B11. Der Smektitanteil variiert in dem durch die Bohrungen aufgeschlossenen Bereich zwischen 18 und 39 %. Der Calcitanteil liegt zwischen 9 und 31 % und der Quarzanteil zwischen 24 und 42 %. Auch der Muskovit-Illitanteil streut mit 6 bis 12 % etwas stärker als innerhalb der Bohrung B11 (vgl. Abbildung AI-7.5).

An den Proben aus den Vertikalbohrungen V2 und V4 mit engständiger Beprobung ist als allgemeine Tendenz erkennbar, daß unterhalb der Strecke der Calcitanteil mit der Teufe abnimmt und der Smektitanteil, sowie in abgeschwächter Form auch der Quarzanteil, mit der Teufe zunehmen. Für den oberhalb der Strecke durch Vertikalbohrungen aufgeschlossenen Bereich ist eine entsprechende Tendenz nicht erkennbar.

In der Abbildung AI-7.9 sind die für die Proben aus den Vertikalbohrungen V1, V2, V4, V5, E3, F1 und F2 sowie aus der Strecke die semiquantitativ ermittelten Gewichtsanteile der mineralogischen Hauptkomponenten in Abhängigkeit von der Tiefe in jeweils ein Profil eingetragen. Zur Begründung dieser Parallelisierung mineralogischer Untersuchungsergebnisse wird auf die Anmerkungen in Abschnitt 6.6.9 verwiesen.

Diese kompakte Darstellung der Mineralogie zeigt die tendenzielle Zunahme der Smektitanteile und Abnahme der Calcitanteile mit der Teufe deutlicher als die Abbildungen AI-7.6 bis AI-7.8. Darüber hinaus ist erkennbar, daß diese generelle Tendenz von örtlichen Schwankungen des Smektit- und Calcitanteils überlagert wird, wobei in der Regel eine Abnahme des Smektitanteils mit einer Zunahme des Calcitanteils korrespondiert. Die Schwankungen sind vermutlich auf die Sedimentation dünner Schichtpakete mit signifikant unterschiedlichem Smektit- bzw. Calcitanteil zurückzuführen. Solche dünnen Schichtpakete könnten auch die unterschiedlichen Smektit- und Calcitanteile im vorderen (schachtnahen) und hinteren (schachtferneren) Bereich der Horizontalbohrung B11 erklären. Wenn man berücksichtigt, daß die Schichtung nicht ganz horizontal verläuft, sondern wahrscheinlich sehr flach in westliche Richtungen einfällt, wäre es möglich, daß die B11 im vorderen Bereich eine Schicht mit hohem Calcitanteil und geringem Smektitanteil und im hinteren Bereich eine Schicht mit hohem Smektitanteil und geringem Calcitanteil durchörtert (vgl. Abbildung AI-7.5).

7.4 Verformbarkeit und Festigkeit des Gesteins

Zur Bestimmung der Verformbarkeit und Festigkeit des Gesteins wurden vom Institut für Grundbau der RWTH Aachen insgesamt 24

einaxiale und 18 dreiaxiale Druckversuche an Gesteinsprüfkörpern aus den Bohrungen B11, E1 bis E3, V4, F1 und F2 durchgeführt.

7.4.1 Einaxiale Druckversuche

Die einaxialen Druckversuche wurden an zylindrischen Prüfkörpern durchgeführt. Das Verhältnis der Länge l zum Durchmesser d der untersuchten Prüfkörper betrug $l/d > 2$. Die Prüfkörper wurden an zwei gegenüberliegenden Stellen der Mantelfläche mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) zur Messung der axialen Stauchung bei axialer Belastung versehen. Um auch die tangentielle Dehnung senkrecht zur Achse messen zu können, wurden zwei weitere um jeweils 90° zu den o.g. DMS versetzte DMS auf die Prüfkörper geklebt.

Die Prüfkörper wurden bei konstanter Verformungsgeschwindigkeit mit einer Spannung σ axial belastet. Dabei wurde zunächst ein Belastungs-Entlastungs-Wiederbelastungs-Zyklus gefahren und anschließend die axiale Spannung bis zum Bruch des Prüfkörpers gesteigert. An den Spannungs-Dehnungslinien, die in der Abbildung AI-7.10 für einen Versuch beispielhaft dargestellt sind, ist zu erkennen, daß bei den untersuchten Tonsteinen bereits in einem Spannungsbereich weit unterhalb der Festigkeit Abweichungen von einem elastischen d.h. reversiblen Spannungs-Verformungsverhalten auftreten. Deshalb wurde bei der Auswertung unterschieden zwischen Erstbelastungsmodul E und Ent-/Wiederbelastungsmodul E_w . Für die Ermittlung der Poissonzahl aus dem Verhältnis von Querdehnung und axialer Stauchung wurden die Spannungs-Dehnungslinien für die Erstbelastung zugrunde gelegt (Abbildung AI-7.10).

In der Abbildung AI-7.10 sind ebenfalls die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche in einer Tabelle zusammengefaßt. Diese Tabelle wurde nach Versuchen, die an Prüfkörpern aus Horizontalbohrungen (Belastungsrichtung parallel zur Schichtung), aus Schrägbohrungen (Belastungsrichtung ca. 45° zur Schichtung) und aus Vertikalbohrungen (Belastungsrichtung senkrecht zur Schichtung) durchgeführt wurden, gegliedert. Neben den in den Versuchen ermittelten Verformungsparametern¹⁾ und einaxialen Druckfestigkei-

¹⁾ Da hier kein elastisches Verhalten vorliegt, wird die Bezeichnung "Elastizitätskonstante" vermieden

ten sind in dieser Tabelle auch die Gewichtsanteile der mineralogischen Hauptkomponenten der Tonsteinproben angegeben, aus denen die Prüfkörper für die betreffenden Versuche hergestellt wurden.

Neben der tabellarischen Zusammenstellung der Einzelergebnisse sind in der Abbildung AI-7.10 auch Häufigkeitsverteilungen für die ermittelten Verformungsparameter und die einaxialen Druckfestigkeiten dargestellt.

Für die einaxiale Druckfestigkeit (σ_d) wurden Werte zwischen 11 und 30 MN/m² ermittelt, der arithmetische Mittelwert beträgt 19,4 MN/m². Bei der Betrachtung der Einzelergebnisse fällt auf, daß die Ergebnisse der an Prüfkörpern aus den Vertikalbohrungen durchgeführten Versuche die größten Unterschiede aufweisen. Bei den Prüfkörpern aus den von der Strecke aus nach oben gerichteten Bohrungen E3, F1 und F2 liegt der Mittelwert mit 24 MN/m² höher als der Mittelwert aus allen Versuchen. Im Unterschied dazu ist der Mittelwert für die einaxiale Druckfestigkeit bei den Prüfkörpern aus der von der Strecke aus nach unten gerichteten Bohrung V4 mit 16,8 MN/m² deutlich geringer als der Mittelwert aus allen Versuchen. Diese Unterschiede lassen sich auf die Unterschiede in der mineralogischen Zusammensetzung der Prüfkörper zurückführen. In den Prüfkörpern aus der Bohrung V4 ist im Mittel der Calcitgehalt geringer und der Smektitgehalt höher als in den Prüfkörpern aus den Bohrungen E3, F1 und F2 (Abbildung AI-7.10).

Die an den Prüfkörpern aus den Vertikalbohrungen ermittelten Erstbelastungs- und Ent-/Wiederbelastungsmoduli sind im Mittel kleiner als die entsprechenden Moduli, die an den Prüfkörpern aus den Horizontalbohrungen bestimmt wurden. Dieses Ergebnis könnte auf einer gefügebedingte Anisotropie beruhen, die allerdings nicht sehr ausgeprägt ist. Ebenso könnten diese geringen Unterschiede in der Verformbarkeit aber auch durch die unterschiedliche mineralogische Zusammensetzung der Prüfkörper bedingt sein. In den Prüfkörpern aus den Vertikalbohrungen ist der Quarzanteil mit 26 bis 42 % im Mittel deutlich höher als in den Prüfkörpern aus den Horizontalbohrungen. Dort beträgt der Quarzanteil nur 23 bis 28 %. Dagegen sind die Calcitanteile in den Prüfkörpern aus den Horizon-

talbohrungen ausnahmslos höher als in den Prüfkörpern aus den Vertikalbohrungen.

Die aus allen Versuchsergebnissen abgeleiteten Mittelwerte für die Verformungsmoduli betragen 4830 MN/m^2 für die Erstbelastung und 5340 MN/m^2 für die Ent-/Wiederbelastung (Abbildung AI-7.10).

Hinsichtlich der in den einaxialen Druckversuchen ermittelten Poissonzahlen, ergeben sich für die Prüfkörper aus den verschiedenen Bohrungen keine signifikanten Unterschiede. Der Mittelwert aus allen Versuchen beträgt 0,33. Hier ist allerdings anzumerken, daß die in den Versuchen an Prüfkörpern aus der Bohrung B11 ermittelten Poissonzahlen bei der in der Abbildung AI-7.10 dargestellten Häufigkeitsverteilung und bei der Mittelwertbildung nicht berücksichtigt sind. Bei diesen Versuchen wurden die zur Messung der Dehnung senkrecht zur Belastungsrichtung vorgesehenen DMS an den Stellen der Mantelfläche aufgeklebt, an denen die Schichtflächen austreten. Demzufolge sind die in diesen Versuchen ermittelten Poissonzahlen durch schichtparallele Risse, die schon vor dem Bruch auftreten, beeinflusst. Dadurch bedingt wurden aus den Meßwerten z.T. Poissonzahlen von $\nu > 0,5$ abgeleitet. Ähnliche Phänomene haben dazu geführt, daß auch bei je einem Versuch an Prüfkörpern aus den Bohrungen E1 und E2 Poissonzahlen von $\nu > 0,5$ bestimmt wurden. Auch diese Werte wurden in die Häufigkeitsverteilung und Mittelwertbildung der Poissonzahlen nicht miteinbezogen.

7.4.2 Dreiaxiale Druckversuche

Die dreiaxialen Druckversuche wurden wie die einaxialen Druckversuche ebenfalls an zylindrischen Prüfkörpern durchgeführt. Das Verhältnis der Länge l zum Durchmesser d der untersuchten Prüfkörper betrug ca. 2,2. Die Prüfkörper wurden in einer Druckzelle zunächst unter einem hydrostatischen Spannungszustand $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ komprimiert. Anschließend wurde bei konstantem Zelldruck $p = \sigma_2 = \sigma_3$ die Axialspannung σ_1 weggesteuert bis zum Bruch des Prüfkörpers gesteigert (Abbildung AI-7.13). Da es sich bei den untersuchten Prüfkörpern um wassergesättigte Gesteine mit sehr geringer Wasserdurchlässigkeit handelt, wurden sehr geringe axiale Dehnungsgeschwindigkeiten von $\leq 1,3 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ gewählt.

Die Auswertung der dreiaxialen Druckversuche im Hinblick auf die Ermittlung der Scherfestigkeit des Gesteins erfolgte auf der Grundlage der Ergebnisse von jeweils drei Einzelversuchen, die an drei aus einem Kernstück herausgebohrten Prüfkörpern durchgeführt wurden. Dabei wurde als Einhüllende der in den drei Versuchen erhaltenen Mohr'schen Kreise für den Bruchzustand im τ - σ -Diagramm jeweils eine Gerade (Bruchgerade) konstruiert. Der Achsenabschnitt auf der Ordinate τ (Kohäsion c) sowie die Steigung dieser Geraden (Reibungswinkel φ) werden als Scherparameter bezeichnet (Abbildung AI-7.11).

Die auf diese Weise aus den dreiaxialen Druckversuchen an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11 erhaltenen Ergebnisse führen zu Reibungswinkeln von 2,0 bis 5,5° (Abbildung AI-7.11). Diese sehr geringen Reibungswinkel lassen zunächst vermuten, daß sich während der Versuche in den Prüfkörpern Porenwasserüberdrücke aufgebaut haben, die zu undrännierten Verhältnissen bei der Versuchsdurchführung geführt haben könnten. Überschlägliche Berechnungen nach der klassischen Konsolidationstheorie führen jedoch zu dem Ergebnis, daß die in den Versuchen angewendeten axialen Dehnungsgeschwindigkeiten von $1,3 \cdot 10^{-5} \text{s}^{-1}$ bzw. $3,5 \cdot 10^{-6} \text{s}^{-1}$ ausreichend klein sind, um eine Konsolidation der Prüfkörper während des Abscherens zu gewährleisten.

Die aus den Ergebnissen der dreiaxialen Druckversuche an Prüfkörpern aus den Vertikalbohrungen F1 und V4 abgeleiteten Reibungswinkel liegen mit 8,5 bis 15,5° deutlich höher. Die aus den Ergebnissen der Versuche an Prüfkörpern aus F1 abgeleitete Kohäsion liegt mit 11 MN/m^2 deutlich höher als die Kohäsionen, die aus den Ergebnissen der Versuche an Prüfkörpern aus V4 errechnet wurden. Dieses Resultat korrespondiert zu den Ergebnissen der einaxialen Druckversuche und wird, wie bei den einaxialen Druckversuchen, auf die unterschiedliche mineralogische Zusammensetzung der Prüfkörper zurückgeführt (s. Abschnitt 7.3).

Aus den dreiaxialen Druckversuchen ergeben sich für die Scherparameter des Gesteins ziemlich große Streubereiche, die in der Abbildung AI-7.11 angegeben sind. Auf eine Mittelwertbildung wurde ver-

zichtet, weil die Anzahl der Versuche als hierfür zu gering angesehen wird.

7.5 Quellverhalten des Gesteins

Untersuchungen haben gezeigt, daß das Quellverhalten von Tonsteinen im wesentlichen von der mineralogischen Zusammensetzung des Gesteins, vom Ionen- bzw. Salzgehalt des dem Gestein zugeführten Wassers sowie vom jeweiligen Spannungszustand im Gestein abhängig ist. Dementsprechend wurden die Quelleigenschaften des Gesteins sowohl im destillierten als auch im salzhaltigen Wasser und durch Versuche mit unterschiedlichen mechanischen Randbedingungen untersucht. Als salzhaltige Wässer wurde Wasser aus dem Hilssandstein und Wasser aus dem Oxford, das der Grubenanlage des Schachtes Konrad 1 (Ort 300) entnommen wurde, verwendet.

Insgesamt wurden vom Institut für Grundbau der RWTH Aachen 5 Quelldruckversuche, 16 Quellhebungsversuche und 6 Quellversuche nach Huder/Amberg an Gesteinsprüfkörpern aus der Bohrung B11 durchgeführt. Die Auswertung dieser Versuche wurde anhand der in der Abbildung AI-7.12 dargestellten Spannungs-Quelldehnungsbeziehung vorgenommen [9]. Danach läßt sich die quellbedingte Dehnung ϵ^Q in einer Richtung als Funktion der zugehörigen Normalspannung σ im halblogarithmischen Maßstab als Gerade beschreiben. Die Steigung dieser Geraden wird durch den Quellverformungsparameter K_Q bestimmt. Der Schnittpunkt der Geraden mit der σ -Achse (σ_0) ist gleich der Spannung, unter der die Quellung bereits eingetreten ist oder gleich dem Druck oberhalb dem kein Quellen auftritt.

7.5.1 Quelldruck- und Quellhebungsversuche

Beim Quelldruckversuch [3] werden die Quelleigenschaften des Gesteins bei konstantem Volumen untersucht. Dazu wird der Prüfkörper, der aus einer kreisförmigen Gesteinsscheibe besteht, in ein Kompressionsgerät (Oedometer) eingesetzt und es wird bei fixierter Lastplatte nach der Bewässerung des Prüfkörpers die axiale Querkraft bzw. Quellspannung σ_z in regelmäßigen Zeitabständen mit einem zwischen Prüfkörper und Widerlagersystem angeordneten Kraftmeßgerät gemessen (Abbildung AI-7.12). Der Versuch wird beendet,

wenn keine Veränderung der Quellspannung mehr gemessen wird. Da bei diesem Versuch eine axiale Dehnung des Prüfkörpers vollständig verhindert wird, kann in axialer Richtung lediglich eine Quelldehnung ϵ_z^q auftreten, die der elastischen Stauchung in axialer Richtung ϵ_z^{el} entspricht. Demzufolge liegt der gemessene maximale Quelldruck σ_z^q , wegen der geringen elastischen Verformbarkeit des Gesteins, nur geringfügig unter der Spannung σ_{z0} , unter der die Quellung bereits eingetreten ist (Abbildung AI-7.12).

Beim Quellhebungsversuch [3] wird ein einaxiales Quellen unter einer Mindestspannung von $\min. \sigma_z = 5 \text{ kN/m}^2$ zugelassen. Dazu wird der Prüfkörper ebenfalls in ein Kompressionsgerät eingesetzt, bewässert und es werden bei konstanter axialer Spannung $\min. \sigma_z$ in regelmäßigen Zeitabständen die axialen Quellhebungen gemessen, die in Quelldehnungen ϵ_z^q umgerechnet werden. Der Versuch wird beendet, wenn keine Zunahme der Quelldehnung mehr gemessen wird. Die im Quellhebungsversuch gemessene maximale Quelldehnung $\max. \epsilon_z^q$ kann näherungsweise mit der maximal möglichen Quelldehnung in axialer Richtung ϵ_{zc}^q gleichgesetzt werden (Abbildung AI-7.12).

In der Abbildung AI-7.13 sind die Ergebnisse der 5 Quelldruckversuche zusammengestellt. Bei zwei dieser Versuche wurden die Prüfkörper zunächst mit destilliertem Wasser bewässert. Nach einer Versuchsdauer von 98 bzw. 57 Tagen wurde dann das destillierte Wasser gegen salzhaltiges Wasser aus dem Hilssandstein ausgetauscht. Die in der Versuchsphase mit destilliertem Wasser gemessenen maximalen Quelldrücke waren mit $\sigma_z^q = 0,9$ bzw. $2,1 \text{ MN/m}^2$ recht unterschiedlich. Nach dem Wasserwechsel nahm bei beiden Versuchen der Quelldruck zunächst deutlich ab, um nach ca. 40 bis 50 Tagen wieder zuzunehmen. Die mit destilliertem Wasser erreichten Quelldrücke wurden dabei bis zum Ende der Versuche nicht wieder erreicht. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß beide Versuche vor dem Erreichen einer Konvergenz des Quelldrucks aus Zeitgründen abgebrochen werden mußten.

Die Abnahme des Quelldrucks nach dem Wasserwechsel läßt sich dadurch erklären, daß die durch das Quellen bedingte Zunahme des Abstandes zwischen den Tonpartikeln durch eine Erhöhung der Ionenkonzentration z.T. wieder rückgängig gemacht wird. Die später auf-

tretende Wiederzunahme des Quelldrucks ist vermutlich auf eine Verringerung der Ionenkonzentration des Hilswassers durch Auskristallisation des Salzes zurückzuführen. Dadurch entsteht zwischen den Tonpartikeln ein erneutes Ionenkonzentrationsgefälle das Diffusionsvorgänge und damit ein erneutes Quellen (osmotisches Quellen) einleitet.

Eine entsprechende Erklärung kann u.U. auch für den verhältnismäßig hohen Quelldruck, der nach 160 Tagen in einem Langzeit-Quelldruckversuch mit salzhaltigem Wasser gemessen wurde, herangezogen werden. Auch bei diesem Versuch erfolgte der Aufbau nennenswerter Quelldrücke erst nach langer Quellzeit und war auch nach 160 Tagen noch nicht abgeschlossen (Abbildung AI-7.13). Bei diesem Versuch konnte beobachtet werden, daß das im Hilswasser gelöste Salz während des Versuchs zumindest teilweise auskristallisiert ist.

Bei den beiden an Prüfkörpern aus einer Bohrtiefe von 26,5 bis 27,5 m mit salzhaltigen Wässern durchgeführten Quelldruckversuchen wurde der maximale Quelldruck schon nach etwa einem Tag bzw. vier Tagen erreicht. Beide Versuche wurden nach 47 Tagen abgebrochen. Die Maximalwerte für den Quelldruck lagen mit $\sigma_z^q = 1,5$ bzw. $0,8 \text{ MN/m}^2$ jedoch unter dem maximalen Wert von $2,1 \text{ MN/m}^2$ der aus dem Quelldruckversuch mit destilliertem Wasser an einem Prüfkörper aus der gleichen Probe ermittelt wurde.

Die in den 5 Quelldruckversuchen gemessenen unterschiedlichen maximalen Quelldrücke lassen sich nicht durch die unterschiedliche mineralogische Zusammensetzung der Prüfkörper erklären. Hierzu sind die Unterschiede der einzelnen Prüfkörper sowohl hinsichtlich ihres Smektitgehalts als auch ihres gesamten Tonmineralgehalts zu gering (Abbildung AI-7.13). Auch eine Anisotropie des Quellvermögens für Belastungen parallel und senkrecht zur Schichtung läßt sich aus den Versuchsergebnissen nicht eindeutig ableiten. Dagegen erscheint es möglich, daß das Probenmaterial im Zeitraum zwischen der Probenentnahme und dem Versuchsbeginn bereits eine für die einzelnen Prüfkörper unterschiedlich große Quellung infolge der Eigenfeuchte des Gesteins erfahren hat. Je nach Größe dieser Quellung ϵ_z^q kann der beim Quelldruckversuch im Labor ermittelte Quelldruck σ_z^q mehr oder weniger deutlich unter dem Quelldruck

σ_z^q liegen, der in einem unmittelbar nach der Probenentnahme durchgeführten Quelldruckversuch gemessen worden wäre (Abbildung AI-7.13).

Unabhängig von diesem, für die einzelnen Versuche weder quantifizierbaren noch nachweisbaren Effekt, wird aus den Ergebnissen der Quelldruckversuche jedoch deutlich, daß der Quelldruck mit zunehmender Ionenkonzentration des für die Versuche verwendeten Wassers (das dem Ort 300 entnommene Wasser ist salzhaltiger als das Wasser aus dem Hilssandstein) abnimmt.

In der Abbildung AI-7.14 sind die Ergebnisse der 6 Quellhebungsversuche dargestellt, die mit destilliertem Wasser durchgeführt wurden. Bei drei dieser Versuche, bei denen nach 98 bzw. 57 Tagen das destillierte Wasser gegen salzhaltiges Hilswasser ausgetauscht wurde, sind in der Abbildung AI-7.14 auch die Quelldehnungs-Zeitlinien dargestellt. Die in der Versuchsphase mit destilliertem Wasser gemessenen maximalen Quelldehnungen, die zwischen ca. 11 und 25 % liegen, sind für die einzelnen Versuche sehr unterschiedlich. Auch ist bei jedem dieser Versuche bis zum Wasserwechsel noch eine Zunahme der Quellhebung festzustellen. Sofort nach dem Wasserwechsel ist bei allen drei Versuchen eine, wenn auch relativ geringe, Abnahme der Quelldehnung zu erkennen.

Weiterhin war bei zwei weiteren Quellhebungsversuchen mit destilliertem Wasser bis zum Abbruch der Versuche nach 47 bzw. 57 Tagen keine Konvergenz der Quellhebungen eingetreten. Lediglich bei dem an einem Prüfkörper aus einer Bohrtiefe von 9,0 bis 9,3 m durchgeführten Quellhebungsversuch war schon nach 25 Tagen bei 7,2 % eine Konvergenz der Quelldehnung erreicht.

In der Abbildung AI-7.15 sind die Ergebnisse der 10 Quellhebungsversuche zusammengestellt, die mit salzhaltigem Wasser durchgeführt wurden. Die bei diesen Versuchen gemessenen maximalen Quelldehnungen liegen deutlich niedriger als die bei Verwendung von destilliertem Wasser gemessenen Quelldehnungen (vgl. Abbildungen AI-7.14 und AI-7.15). Dies zeigt sich auch bei zwei Langzeit-Quellhebungsversuchen, obwohl hier nach über 200 Tagen eine Konvergenz der Quelldehnungen noch nicht ganz erreicht war (Abbildung AI-

7.15). Insgesamt ist bei den Quellhebungsversuche deutlicher noch als bei den Quelldruckversuchen die Tendenz zu erkennen, daß das Quellvermögen in mineralisierten Wässern deutlich geringer ist als in destilliertem Wasser.

Die Unterschiede der maximalen gemessenen Quellhebungen, die mit der gleichen Wassersorte erzielt wurden, lassen sich auch bei den Quellhebungsversuchen nicht durch die unterschiedliche mineralogische Zusammensetzung der Prüfkörper erklären. Ebenso kann eine Anisotropie des Quellvermögens für Belastungen parallel und senkrecht zur Schichtung nicht aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden. Dagegen könnte auch hier eine vor Versuchsbeginn bereits eingetretenen Quellung die Ergebnisse einzelner Versuche beeinflussen haben (Abbildung AI-7.15).

7.5.2 Quellversuche nach Huder/Amberg

Beim Quellversuch nach Huder/Amberg [3,4] handelt es sich um einen mehrstufigen Quellversuch, mit dem die Abhängigkeit der Quelldehnung vom Spannungszustand untersucht wird.

Der Versuch läuft nach dem in der Abbildung AI-7.16 skizzierten Belastungsschema ab. Der in das Kompressionsgerät eingesetzte Prüfkörper wird zunächst mit der axialen Spannung $\sigma_z = \sigma_a$ vorbelastet, um damit den Einfluß der Auflockerung, die durch die Probenentnahme und die damit verbundene Entlastung bedingt ist, zumindest teilweise zu kompensieren. Eine für eine solche Belastung charakteristische Spannungs-Dehnungslinie (1) ist im halblogarithmischen Maßstab in der Abbildung AI-7.16 skizziert. Anschließend erfolgt eine Ent- und eine erneute Belastung des Prüfkörpers auf die Spannung $\sigma_z = \sigma_a$ (Phasen (2) und (3) in der Abbildung AI-7.16). Sodann wird der Prüfkörper bewässert und damit der Quellvorgang eingeleitet. Die quellbedingte Dehnung wird erst nach einer gewissen Zeit erreicht. Nachdem sich die Quelldehnung $\epsilon_z^q(\sigma_a)$ eingestellt hat, wird der Prüfkörper schrittweise entlastet, wobei nach jeder Entlastung abgewartet wird, bis sich die zu dieser Laststufe gehörende Quelldehnung eingestellt hat. Dieser Versuchsablauf führt zu einer Kurve ((5) in der Abbildung AI-7.16), aus der die quellbedingte Dehnung in Abhängigkeit von der Spannung $\epsilon_z^q(\sigma_z)$ ab-

gelesen werden kann. Man erhält sie durch Verminderung der Gesamtdehnung um die elastische Dehnung.

Die Auswertung des Huder/Amberg-Versuches erfolgt, indem die für die einzelnen Laststufen erhaltenen Endquelldehnungen im halb-logarithmischen $\sigma_z - \epsilon_z^q$ -Diagramm aufgetragen und durch eine Gerade ausgeglichen werden (Abbildung AI-7.16). Anhand dieser Geraden lassen sich die Quellparameter K_q und σ_0 bzw. σ_{z0} ermitteln (vgl. Abbildung AI-7.12).

In der Abbildung AI-7.17 sind die Ergebnisse der beiden mit destilliertem Wasser durchgeführten Huder/Amberg-Versuche dargestellt. Beide Versuche wurden an Prüfkörpern aus einer Bohrtiefe von 25,6 bis 26,1 m der Vorbohrung B11 mit Belastungsrichtungen (z-Richtung) parallel bzw. senkrecht zur Schichtung durchgeführt.

An den Quelldehnungs-Zeitlinien ist zu erkennen, daß die höheren Laststufen etwa 30 Tage durchgehalten wurden. Ein solcher Zeitraum ist für Tonsteine erfahrungsgemäß in der Regel ausreichend um die der betreffenden Laststufe entsprechende Quelldehnung im Gleichgewichtszustand (Endquelldehnung) zu erreichen. Allerdings hat sich in beiden Versuchen gezeigt, daß bei der niedrigsten Laststufe ($\sigma_z = 0,02 \text{ MN/m}^2$), für die die Quellzeit annähernd 220 Tage betrug, auch nach sehr viel längeren Quellzeiten noch eine Zunahme der Quelldehnung auftritt. Somit kann davon ausgegangen werden, daß bei den höheren Laststufen die Endquelldehnungen in der zur Verfügung stehenden Quellzeit nicht immer erreicht wurden. Der Auswertung der Huder/Amberg-Versuche im Hinblick auf die Bestimmung der Quellparameter K_q und σ_{z0} wurde daher im wesentlichen die Quelldehnung zugrunde gelegt, die bei der niedrigsten Laststufe von $\sigma_z = 0,02 \text{ MN/m}^2$ gemessen wurde. Diese Versuchsauswertung führt dazu, daß die bei den höheren Laststufen gemessenen Quelldehnungen meist deutlich unterhalb der angenommenen Quellgeraden liegen (Abbildung AI-7.17).

Um die Ergebnisse der Huder/Amberg-Versuche mit den Ergebnissen der Quellhebungsversuche vergleichen zu können, wurde anhand der ermittelten Quellgeraden jeweils auch die Quelldehnung ϵ_c^q ermittelt, die sich unter einer axialen Spannung von $\sigma_c = 5 \text{ kN/m}^2$ erge-

ben würde. Für diese Spannung lassen sich für die Huder/Amberg-Versuche mit destilliertem Wasser mit ca. 17 bzw. ca. 13 % Quelldehnungen ableiten, die in der gleichen Größenordnung liegen, wie die in den Quellhebungsversuchen mit destilliertem Wasser gemessenen Quelldehnungen (vgl. Abbildungen AI-7.14 und AI-7.17).

Eine entsprechende Auswertung der Huder/Amberg-Versuche, die mit Salzwasser aus dem Hilssandstein und mit Salzwasser aus dem Oxford (Ort 300) durchgeführt wurden, ergibt für die Quelldehnung ϵ_c^q Werte, die zwischen 6 und 8,5 % liegen (Abbildungen AI-7.18 und AI-7.19). Auch diese Werte liegen in der Größenordnung der Quelldehnungen, die in den Quellhebungsversuchen mit salzhaltigem Wasser gemessen wurden (vgl. Abbildung AI-7.15).

7.5.3 Ableitung der Quellparameter aus den Versuchsergebnissen

Nachfolgend sollen aus den Ergebnissen aller Quellversuche die Quellparameter K_q und σ_o abgeleitet werden.

Aus den Ergebnissen der Huder/Amberg-Versuche lassen sich die Quellparameter K_q und σ_o direkt ermitteln. Sie sind in den Abbildungen AI-7.17 bis AI-7.19 angegeben. Aus den Quelldruckversuchen läßt sich die Spannung σ_o näherungsweise ermitteln, wenn man den maximalen gemessenen Quelldruck σ_z^q mit σ_o gleichsetzt (s. Abschnitt 7.5.1). Schließlich läßt sich der Quellverformungsparameter K_q aus den in den Quellhebungsversuchen ermittelten maximalen Quelldehnungen nach der Formel

$$K_q = \frac{\max. \epsilon_z^q}{\log. \left\{ \frac{\min. \sigma_z}{\sigma_{zo}} \right\}}$$

berechnen, wenn man für σ_{zo} einen Wert annimmt.

In der linken Tabelle in der Abbildung AI-7.20 sind die aus den Ergebnissen der Quellversuche nach Huder/Amberg und der Quelldruckversuche abgeleiteten σ_o -Werte angegeben. Danach ergeben sich wie bereits erwähnt für die Versuche mit destilliertem Wasser im Mittel etwas größere Einzelwerte als für die Versuche, die mit den mineralisierten Wässern aus dem Hilssandstein und dem Ort 300

durchgeführt wurden. Allerdings sind die Unterschiede der Mittelwerte von $2,25 \text{ MN/m}^2$ und $1,95 \text{ MN/m}^2$ bzw. $1,6 \text{ MN/m}^2$ nicht signifikant, weil sie geringer sind als die Streuungen der Einzelwerte. Aus allen Versuchen ergibt sich ein Mittelwert von 2 MN/m^2 , wie er mit einer Ausnahme auch in allen Quellversuchen nach Huder/Amberg ermittelt bzw. abgeleitet wurde (vgl. Abbildung AI-7.17 bis AI-7.19).

In der rechten Tabelle in der Abbildung AI-7.20 sind die aus den Ergebnissen der Quellversuche nach Huder/Amberg sowie der Quellhebungsversuche abgeleiteten K_Q -Werte angegeben. Dabei wurde für die Ermittlung von K_Q aus den Ergebnissen der Quellhebungsversuche nach der o.a. Formel für σ_{z0} jeweils ein Wert von 2 MN/m^2 angenommen, der dem aus den Ergebnissen der Quellversuche nach Huder/Amberg sowie der Quelldruckversuche abgeleiteten Mittelwert für σ_0 entspricht.

Aus den Ergebnissen der Quellversuche mit destilliertem Wasser ergibt sich für den Quellverformungsparameter K_Q ein Mittelwert von ca. 6 %. Dabei ist zu berücksichtigen, daß bei den meisten dieser Versuche bis zum Versuchsende keine Konvergenz der Quelldehnung erreicht werden konnte. Aus den Ergebnissen der Quellversuche mit salzhaltigem Wasser aus dem Hilssandstein bzw. dem Ort 300 ergeben sich für den Quellverformungsparameter deutlich geringere Mittelwerte von ca. 1 bis 2 %.

7.6 Zerfallsstabilität des Gesteins

Zur Bestimmung der Zerfallsstabilität des Gesteins unter dem Einfluß von Wasser wurden am Institut für Grundbau der RWTH Aachen insgesamt 128 Zerfallsversuche an Proben aus den Bohrungen B11, E1 bis E3, V2 und V4 sowohl mit destilliertem als auch mit salzhaltigem Wasser aus dem Hilssandstein durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurden die Proben im nachfolgend beschriebenen Tauchversuch getestet.

In der Abbildung AI-7.21 ist die Versuchsanordnung skizziert, mit der die Tauchversuche zur Untersuchung der Zerfallsstabilität des Gesteins unter dem Einfluß von Wasser durchgeführt wurden. Mit

diesem von [REDACTED] entwickelten Versuchsgerät wird ein mit einer Gesteinsprobe gefülltes Sieb, das an einer Kurbel hängt, mit einer Frequenz von 1,2 Hz in ein Wasserbad getaucht und wieder herausgehoben. Als Antrieb für die Kurbel dient ein Elektromotor. Das Maß für die Zerfallsstabilität der Probe ist die Rückstandsmasse, die in bestimmten Zeitintervallen durch Wägung des Siebs mit der Probe (die Masse des Siebes wird jeweils abgezogen) ermittelt wird. Die Versuchsdauer betrug in der Regel 24 Stunden. An einzelnen Proben aus den Bohrungen V2 und V4 wurden auch Langzeitversuche mit einer Versuchsdauer bis zu 240 bzw. 120 Stunden durchgeführt. Im Anschluß an den Versuch wurde die Kornverteilung des zerfallenen Materials bestimmt, sofern dieses in ausreichender Menge vorhanden war.

In der Abbildung AI-7.22 sind die für 21 Tauchversuche an Proben aus der Vorbohrung B11 nach 24 Stunden ermittelten Rückstandsmassen über die Bohrtiefe aufgetragen. Man erkennt, daß in den 11 Versuchen, die mit destilliertem Wasser durchgeführt wurden, die Proben mit einer Ausnahme innerhalb von 24 Stunden praktisch vollständig zerfallen sind (Rückstandsmasse < 10 %).

Die 10 übrigen Versuche wurden mit salzhaltigem Wasser aus dem Hilssandstein durchgeführt. Fünf Proben wurden vor dem Versuch luftgetrocknet. Bei den nicht luftgetrockneten Proben war nach 24 Stunden praktisch noch kein Zerfall eingetreten (Rückstandsmasse ca. 100 %). Die fünf luftgetrockneten Proben zerfielen dagegen, ebenfalls mit einer Ausnahme, fast vollständig.

Für drei Versuche an Proben aus einer Bohrtiefe von 8,65 m ist in der Abbildung AI-7.22 auch die Abnahme der Rückstandsmasse in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Diese Versuchsergebnisse können für die Versuche an Proben aus der Vorbohrung B11 als charakteristisch bezeichnet werden. Während beim Tauchversuch mit destilliertem Wasser schon nach wenigen Stunden die Rückstandsmasse exponentiell abnimmt, bleibt die Masse einer Probe mit gleicher Beschaffenheit im Tauchversuch mit salzhaltigem Wasser nach 24 Stunden praktisch noch unverändert. Die luftgetrockneten Proben behalten einige Stunden lang ihre ursprüngliche Masse und zerfal-

len dann, ebenso wie die Proben in den Versuchen mit destilliertem Wasser, vollständig.

In der Abbildung AI-7.22 sind auch die mineralogischen Hauptkomponenten sowie die Austauschkapazitäten für Natrium- und Kaliumionen, die für die untersuchten Proben von der BGR ermittelt wurden, angegeben.

Die Menge der austauschbaren Na^+ -Ionen wird in [10] als Indikator für die Elektrolytkonzentration in den Hydrathüllen des Porenwassers und die Menge der austauschbaren K^+ -Ionen als Indikator für die Kationenkontakte an den Tonmineralen angegeben. Mit der Zunahme beider Ionenkonzentrationen erhöht sich nach [10] die Zerfallsstabilität. Die für die untersuchten Proben ermittelten Na^+ - bzw. K^+ -Austauschkapazitäten unterscheiden sich jedoch nur geringfügig voneinander, so daß Unterschiede in der Zerfallsstabilität der Proben, die sich auf diese Parameter zurückführen ließen, nicht zu erwarten sind. Dies wird durch die Versuchsergebnisse auch bestätigt. Von den bereits oben genannten beiden Ausnahmen abgesehen, zeigen alle Proben unter dem Einfluß von destilliertem Wasser eine sehr geringe und unter dem Einfluß von salzhaltigem Hilswasser eine sehr viel größere Zerfallsstabilität.

Die größere Zerfallsstabilität der Proben unter dem Einfluß von salzhaltigem Wasser wird in [10] dadurch erklärt, daß die Erhöhung der Na^+ -Konzentration in den Hydrathüllen zum Aufbau stärkerer Kontakte führt. Außerdem wird durch das Salzwasser ein Quellen vermieden bzw. behindert (s. Abschnitt 7.5), was ebenfalls zu einer Erhöhung der Zerfallsstabilität führt.

Wenn man die Proben vor dem Tauchversuch an der Luft trocknet, dann verringert sich die Zerfallsstabilität allerdings deutlich. Als Erklärungsmöglichkeit bietet sich hier die durch das Austrocknen des salzhaltigen Porenwassers bedingte Verringerung der Ionenkonzentration an. Außerdem entstehen in Tonsteinen beim Austrocknen Haarrisse durch Schrumpfen, die den Zerfall bei anschließender Wasserlagerung begünstigen.

Die chemische und mineralogische Zusammensetzung der untersuchten Proben aus der Vorbohrung B11 ist nicht so unterschiedlich, daß sich daraus Unterschiede in der Zerfallsstabilität der einzelnen Proben ableiten lassen. Der Calcitanteil, der bei den untersuchten Proben zwischen 23 und 32 % schwankt (s. Abbildung AI-7.22), wird in [10] als Indikator für die Karbonatzementierung angegeben, die ebenso wie die Verkieselung (SiO_2 -Gehalt) zur Zerfallsstabilität von Tonsteinen unter dem Einfluß von Wasser beiträgt. Der Calcitgehalt ist aber, wie bereits aus den Ausführungen in Abschnitt 6.6 hervorgeht, offenbar auch hier für die Zerfallsstabilität von untergeordneter Bedeutung.

In der Abbildung AI-7.23 sind die Ergebnisse der Tauchversuche an insgesamt 9 Proben aus der Horizontalbohrung E1 dargestellt. Auch hier war bei den Versuchen mit destilliertem Wasser schon nach kurzer Versuchsdauer ein vollständiger Zerfall der Proben festzustellen. Im Unterschied zu den Ergebnissen der Versuche an den Proben aus der Bohrung B11 sind die Proben aus der Bohrung E1 auch in den mit Salzwasser durchgeführten Versuchen nach 24 Stunden z.T. zerfallen und zwar unabhängig davon, ob sie vor dem Versuch luftgetrocknet wurden oder nicht.

Die Proben aus der Schrägbohrung E2 (Abbildung AI-7.24) zeigen dagegen unter dem Einfluß salzhaltigen Wassers eine deutlich höhere Zerfallsstabilität als die Proben aus der Bohrung E1. Die Rückstandsmassen der nicht luftgetrockneten Proben betragen nach 24 Stunden praktisch 100 %. Auch hier ist der Einfluß der Lufttrocknung auf die Zerfallsstabilität nicht so ausgeprägt wie bei den Proben aus der Vorbohrung B11 (vgl. Abbildung AI-7.22).

Die Ergebnisse der insgesamt 24 Tauchversuche an Proben aus der Vertikalbohrung E3 zeigen eine Veränderung der Zerfallsstabilität mit der Bohrtiefe. Die Proben aus den Kernstücken der ersten 4 Bohrmeter zerfallen unter dem Einfluß von salzhaltigem Wasser nach 24 Stunden gar nicht und unter dem Einfluß von destilliertem Wasser noch nicht vollständig. Die Proben aus den Kernstücken der letzten 6 Bohrmeter zerfallen dagegen unter dem Einfluß von salzhaltigem Wasser nach 24 Stunden etwa zur Hälfte (Rückstandsmassen 40 bis 60 %) und unter dem Einfluß von destilliertem Wasser voll-

ständig. Auch hier führt die Lufttrocknung vor dem Versuch zu einer deutlichen Verringerung der Zerfallsstabilität unter dem Einfluß von Salzwasser (Abbildung AI-7.25).

Wie bereits anhand der Beobachtungen und Messungen zum Zerfall in einigen Bohrungen nachgewiesen wurde (s. Abschnitt 6.6), läßt sich auch hier eine Korrelation zwischen der Zerfallsstabilität und dem Tonmineralgehalt der Proben herstellen. Die zerfallsstabileren Proben besitzen i.a. einen geringeren Smektitgehalt (Abbildung AI-7.25).

Eine lineare Regressionsanalyse für den Smektitgehalt und der nach 24 Stunden ermittelten Rückstandsmasse ergibt für die mit Hilswasser durchgeführten Versuche an den Proben aus der Bohrung E3 einen Korrelationskoeffizienten von $R = -0,77$. Für die Versuche an Proben, die vor dem Versuch luftgetrocknet wurden, liefert die lineare Regressionsanalyse einen Korrelationskoeffizienten von $R = -0,66$. Für die Versuche, die mit destilliertem Wasser durchgeführt wurden, liefert die lineare Regressionsanalyse mit $R = -0,84$ einen noch größeren Korrelationskoeffizienten. Die zugehörigen Korrelationsdiagramme, in die auch jeweils die Regressionsgeraden eingetragen sind, sind der Abbildung AI-7.25 zu entnehmen.

In der Abbildung AI-7.26 sind die Ergebnisse von insgesamt 30 Tauchversuchen an Proben aus der Vertikalbohrung V4 dargestellt. Bei diesen Versuchen ergeben sich für die nach 24 Stunden gemessenen Rückstandsmassen sowohl für die Versuche mit destilliertem Wasser als auch mit salzhaltigem Hilswasser sehr große Schwankungen. Besonders bei den Versuchen mit destilliertem Wasser ist jedoch die Tendenz erkennbar, daß die Zerfallsstabilität mit zunehmender Bohrtiefe abnimmt. Diese Tendenz korrespondiert mit der generellen Zunahme der Tonmineral- bzw. Smektitanteile mit der Tiefe (s. Abschnitt 7.3). Wenn man für die einzelnen Proben die Rückstandsmassen nach 24 Stunden mit den Smektitanteilen vergleicht und zueinander in Beziehung setzt, dann ergeben sich mit $R = -0,10$ für die mit Hilswasser durchgeführten Versuche, und $R = -0,53$ für die Versuche, die mit destilliertem Wasser durchgeführt wurden, deutlich geringere Korrelationskoeffizienten als für die Versuche,

die an Proben aus der Bohrung E3 durchgeführt wurden (Abbildung AI-7.26).

Auch die Ergebnisse von 38 an Proben aus der Vertikalbohrung V2 durchgeführten Tauchversuchen, die in der Abbildung AI-7.27 dargestellt sind, lassen die Tendenz erkennen, daß die Zerfallsstabilität mit zunehmender Bohrtiefe abnimmt, obwohl auch hier die Rückstandsmassen nach einer Versuchsdauer von 24 Stunden sehr unterschiedlich sind. Bei den einzelnen Proben läßt sich jedoch auch hier eine Korrelation zwischen der Rückstandsmasse und dem Smektitgehalt herstellen, obwohl letzterer nicht für alle Bohrteufen, aus denen die Proben für die Zerfallsversuche entnommen wurden, bestimmt wurde. Die lineare Regressionsanalyse für den Smektitgehalt und der nach 24 ermittelten Rückstandsmasse liefert sowohl für die mit Hilswasser als auch die mit destilliertem Wasser durchgeführten Versuche wieder deutlich größere Korrelationskoeffizienten als für die Versuche an den Proben aus der Bohrung V4 (Abbildung AI-7.27).

Die Ergebnisse der an den Proben aus den Bohrungen V2 und V4 durchgeführten Langzeitversuche mit Versuchsdauern bis zu 240 bzw. 120 Stunden zeigen, daß bis auf jeweils zwei Ausnahmen die Proben auch unter dem Einfluß von salzhaltigem Wasser mit zunehmender Versuchsdauer stärker zerfallen. Diese Ergebnisse lassen den Schluß zu, daß der Zerfall des Gesteins unter dem Einfluß salzhaltigen Wassers lediglich eine Frage der Versuchsdauer d.h. der Zeit ist. Von den wenigen Proben, die auch nach einer Versuchsdauer von 120 bzw. 240 Stunden nicht zerfallen sind, wird deshalb angenommen, daß sie bei einer noch längeren Versuchsdauer schließlich ebenfalls zerfallen würden.

7.7 Wasserdurchlässigkeit des zerfallenen Gesteins

Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit des in-situ zerfallenen Gesteins wurden an 14 Proben, die dem Nachfall im zugefallenen Bohrloch V2 aus verschiedenen Tiefen entnommen wurden, Laborversuche durchgeführt.

Die Versuchseinrichtung für diese Laborversuche ist in der Abbildung AI-7.28 skizziert. Sie besteht aus einem Wasserbehälter und einem Plexiglaszylinder mit einem aufgesetzten Standrohr. Nach dem Einfüllen der Probe in den Plexiglaszylinder werden der Wasserbehälter, der Plexiglaszylinder und das Standrohr mit Wasser gefüllt. Anschließend erfolgt die Nullmessung der Wasserhöhe im Standrohr (h_0). Nachdem die Probe etwa einen Tag lang im Plexiglaszylinder sedimentiert ist, wird die erste Folgemessung der Wasserhöhe im Standrohr vorgenommen, die dann zunächst täglich und später in größeren Abständen fortgeführt wird.

Die Ermittlung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes (k_f) erfolgt nach der in der Abbildung AI-7.28 angegebenen Beziehung. Sie basiert auf der Annahme einer instationären Durchströmung der Probe nach dem Darcy'schen Fließgesetz. Infolge der Durchströmung sinkt die Wasserhöhe im Standrohr kontinuierlich ab, während sie im Wasserbehälter, der einen Überlauf besitzt, konstant gehalten wird. Während der Versuche verringerte sich das hydraulische Gefälle

$$i = h_i/l$$

jeweils von ca. 3,5 bei Versuchsbeginn auf ca. 1,5, bevor das Wasser im Standrohr zur Erhöhung des hydraulischen Gefälles wieder nachgefüllt wurde.

In der Abbildung AI-7.28 sind die Ergebnisse der 14 Versuche tabellarisch zusammengestellt. In der dritten Spalte dieser Tabelle sind die Durchlässigkeitsbeiwerte angegeben, die in den einzelnen Versuchen nach einer Sedimentationszeit von einem Tag ermittelt wurden. Diese liegen zwischen $1,1 \cdot 10^{-8}$ und $1,7 \cdot 10^{-7}$ m/s. Dabei ist bei dem Versuch an der Probe-Nr. 2113 zu berücksichtigen, daß hier die erste Bestimmung des K_f -wertes erst nach sieben Tagen erfolgte. Vorher konnte bei diesem Versuch kein meßbares Absinken des Wasserspiegels im Standrohr (h_i) festgestellt und somit kein K_f -Wert ermittelt werden.

Bei fast allen Proben wurde eine Setzung gemessen, die ihre volle Größe nach einer Versuchsdauer von 3 bis 6 Tagen erreichte. Die zu diesem Zeitpunkt gemessenen Setzungen (Δl) für die einzelnen Ver-

suche sind in der vierten Spalte der Tabelle in Abbildung AI-7.28 angegeben. Sie liegen zwischen 0 und 1,6 cm. Die dem Zeitpunkt dieser Setzungen zugeordneten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte sind in der fünften Spalte der Tabelle in Abbildung AI-7.28 eingetragen. Sie liegen mit $4 \cdot 10^{-9}$ bis $9,5 \cdot 10^{-8}$ m/s für alle Versuche deutlich unter den Anfangswerten. Die Ursache für diese Setzungen und die damit verbundene Verringerung der Wasserdurchlässigkeit wird i.w. in einer Verdichtung der Probe durch den Strömungsdruck gesehen.

Mit zunehmender Versuchsdauer blieb die Probenhöhe l annähernd konstant oder es wurde eine Zunahme der Probenhöhe bis auf den ursprünglichen Wert festgestellt. Bei drei Proben wurden sogar geringe Hebungen gegenüber der Anfangshöhe von 0,1 bis 0,4 cm gemessen. Diese Hebungen sind auf das Quellen von Tonsteinpartikeln zurückzuführen.

Bei allen 14 Versuchen konnte mit zunehmender Versuchsdauer eine kontinuierliche Abnahme der Wasserdurchlässigkeit festgestellt werden. Diese Abnahme erfolgte deutlich langsamer als in den ersten Tagen, in denen die Verdichtung der Proben durch den Strömungsdruck als wesentliche Ursache für die Verringerung der Wasserdurchlässigkeit angenommen wird. Zu erkennen ist dies an den ebenfalls in der Abbildung AI-7.28 dargestellten Diagrammen, in denen für alle Versuche die ermittelten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte über die jeweilige Versuchsdauer aufgetragen sind. Dennoch beträgt die Abnahme der Wasserdurchlässigkeit der Proben in dieser Phase, in der in den Proben offenbar Veränderungen stattgefunden haben, die von außen nicht feststellbar sind, im Mittel etwa eine Größenordnung (Zehnerpotenz). Die Ursachen können weitergehende Zerfallsprozesse in der Probe oder die Ansammlung von Feinstteilchen in Teilbereichen der Probe sein, die zu einer Verringerung der Durchlässigkeit geführt haben. Weiterhin können auch Quellerscheinungen zur weiteren Reduzierung der Wasserdurchlässigkeit der Proben geführt haben.

Nach einer Versuchsdauer von 50 bis 100 Tagen liegen die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $6,9 \cdot 10^{-10}$ und $1,1 \cdot 10^{-8}$ m/s (s. Abbildung AI-7.28, 6. Spalte der Tabelle).

Bei den vier nach einer Versuchsdauer von 90 bzw. 100 Tagen abgeschlossenen Versuchen wurden beim Ausbau der Proben auch deren Trockendichten bestimmt, die in der letzten Spalte der Tabelle in Abbildung AI-7.28 angegeben sind. Die Trockendichten liegen zwischen 1,26 und 1,45 g/cm³.

8. Interpretation der Verformungsmessungen in der Strecke

8.1 Zielsetzung

Die mit den vier in der 343 m-Strecke eingerichteten Meßquerschnitten (MQ1 bis MQ4) gemessenen Verformungen sollen nachfolgend im Hinblick auf die Einschätzung der felsmechanischen Kennwerte und des Primärspannungszustandes im Bereich der Strecke mit Hilfe numerischer Berechnungen interpretiert werden. Diese Kenngrößen werden für die felsstatischen Berechnungen zur Schachtverfüllung benötigt. Darüber hinaus liefern die Berechnungsergebnisse auch Hinweise auf die Größe der plastischen Zonen und damit auf die Erstreckung von Auflockerungszonen im Gebirge.

Erste Anhaltspunkte für die felsmechanischen Kennwerte liefern die Ergebnisse der durchgeführten Labor- und Feldversuche. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges maßgebend durch das Gefüge, insbesondere das Trennflächengefüge, bestimmt wird. Der Einfluß von Trennflächen wird bei den Laborversuchen, die an Gesteinsprüfkörpern durchgeführt werden, gar nicht und bei den Feldversuchen oft nur unzureichend erfaßt. Zum Beispiel sind bei den Dilatometerversuchen, insbesondere bei größeren Trennflächenabständen, die getesteten Felsvolumina hierfür oft zu klein.

Auch ohne Berücksichtigung der Trennflächen führen Fehlstellen in der Gesteinsmatrix dazu, daß die Gebirgsfestigkeit geringer ist als die am Handstück unmittelbar ermittelte Festigkeit. Dabei wird die Abweichung der Gebirgsfestigkeit von der Gesteinsfestigkeit umso größer, je größer der beeinflusste bzw. getestete Gebirgsbereich ist. Dieser Maßstabeffekt ist in Bild 1 am Beispiel des einaxialen Druckversuchs qualitativ skizziert. Die Höhe des Prüfkörpers h wird hier als Parameter für die Größe des getesteten Volumens eingeführt. Mit zunehmendem h nähert sich die einaxiale Druckfestigkeit asymptotisch einem Grenzwert. In entsprechender Weise läßt sich dieser Maßstabeffekt auch auf die Verformbarkeit des Gebirges übertragen.

Beim Vortrieb der Strecke werden durch die damit verbundenen Spannungsänderungen wesentlich größere Gebirgsbereiche beeinflusst als

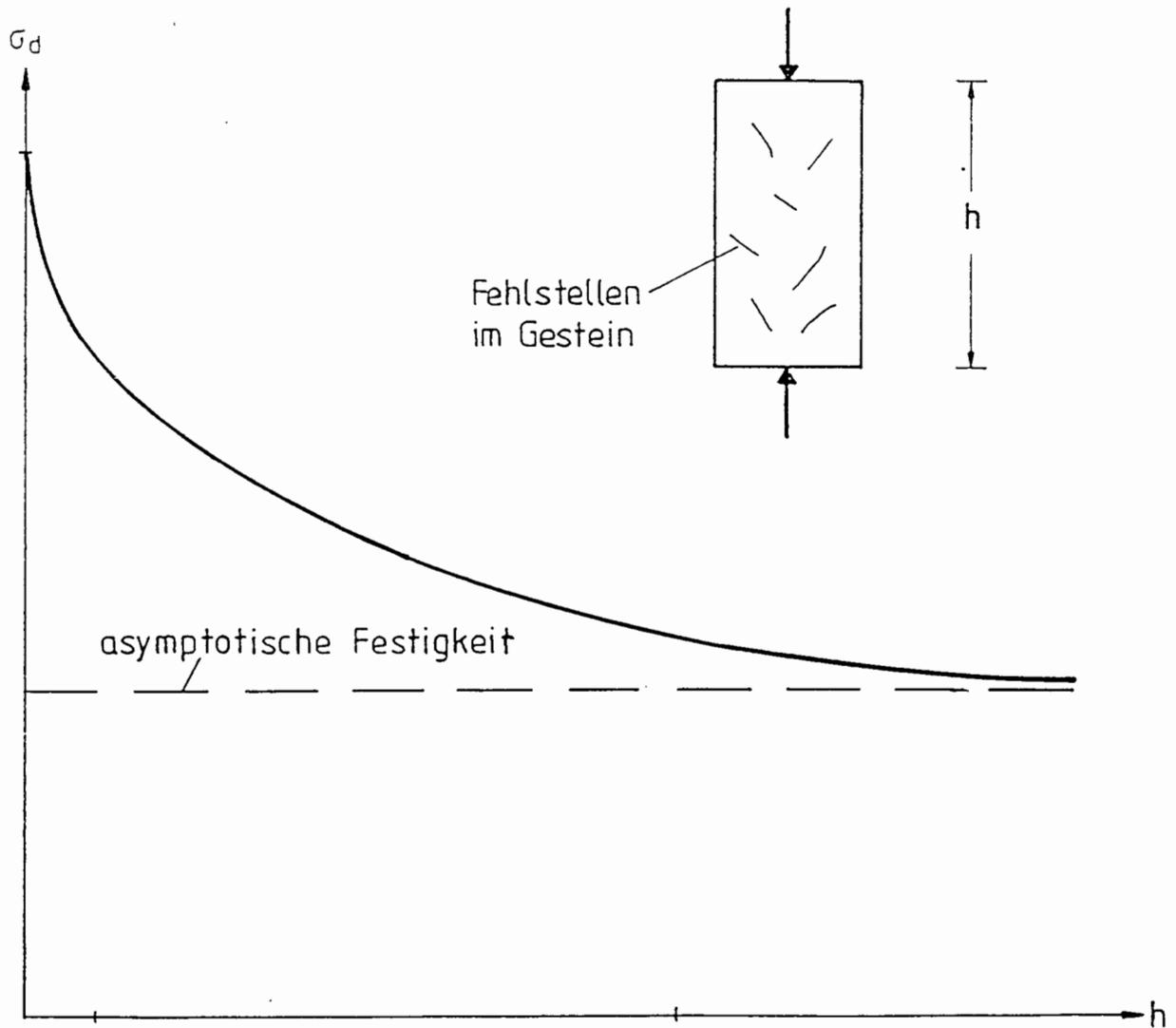


Bild 1: Einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Größe der untersuchten Probe

bei den Labor- und Feldversuchen. Deshalb sind von einer Interpretation der vortriebsbedingten Verformungen im Hinblick auf die Einschätzung der Kennwerte, die das großmaßstäbliche Gebirgsverhalten beschreiben, zuverlässigere Ergebnisse zu erwarten als von Labor- und Feldversuchen.

8.2 Berechnungsgrundlagen

Die Berechnungen wurden mit Hilfe einer erweiterten Version des Rechenprogramms FEST03, das auf der Methode der finiten Elemente beruht, durchgeführt. Diese Programmversion FESWELL [9] wurde, ebenso wie das in [11] ausführlich beschriebene Programmsystem FEST03, für Standsicherheitsuntersuchungen von Hohlraumbauten, Böschungen, Baugruben und anderen in Boden und Fels gegründeten Bauwerken entwickelt. Es erlaubt auf wirtschaftliche Weise, zwei- und dreidimensionale Berechnungen unter Berücksichtigung der beim Aushub von Baugruben und beim Tunnelvortrieb auftretenden Bauzustände durchzuführen. Im folgenden wird die dem Programm zugrundeliegende Modellvorstellung für das Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges in kurzer Form erläutert.

Im Programmsystem FESWELL wird das Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges durch das in der Abbildung AI-8.1 in vereinfachter Form dargestellte Stoffgesetz beschrieben.

Für Spannungszustände, die unterhalb der Festigkeit liegen, treten nur elastische Verformungen bzw. Dehnungen auf, die bis zum Erreichen eines Grenzspannungszustandes, der in der Abbildung AI-8.1 durch die Normalspannung σ_f und die Schubspannung τ_f gekennzeichnet ist, proportional zur aufgebrauchten Spannung zunehmen und ohne zeitliche Verzögerung auftreten. In der Abbildung AI-8.1 wird als Beispiel hierfür ein Spannungspfad betrachtet, wie er bei einem direkten Scherversuch auftritt. Dabei wird die Schubspannung τ' auf einer Fläche bis zum Bruch gesteigert, während die auf dieser Fläche wirksame Normalspannung $\sigma' = \sigma_f$ konstant gehalten wird. Die hierbei auftretende elastische Gleitung γ^{el} läßt sich im isotropen Fall durch den Schubmodul, der sich durch den Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν ausdrücken läßt, beschreiben. Mit dem Programmsystem FESWELL ist auch die Berücksichtigung eines anisotro-

pen elastischen Verhaltens (z.B. transversale Isotropie, Orthotropie) möglich.

Wird der Grenzspannungszustand überschritten ($\tau' = \tau_f + d\tau$), so tritt eine Gleitung γ^{VP} auf, die, wenn dieser Bewegung kein Widerstand entgegenwirkt, über alle Grenzen anwächst. Diese Gleitung ist irreversibel, d.h. sie bleibt auch bei einer Zurücknahme bzw. Verringerung der Schubspannung τ' erhalten. Bei dem im Programm FESWELL gewählten numerischen Modell nimmt diese Gleitung in Abhängigkeit von der Zeit mit der in der Abbildung AI-8.1 angegebenen Fließrate $\dot{\gamma}^{VP}$ zu.

Die Fließrate $\dot{\gamma}^{VP}$ resultiert aus einer Fließregel, der ein viskoplastischer Ansatz zugrunde liegt [12]. Ihre Größe wird maßgeblich durch die Viskosität η_{VP} bestimmt. Bei vernachlässigbarem viskosen Gebirgsverhalten ($\eta_{VP} \rightarrow 0$) tritt die Verformung γ^{VP} ohne zeitliche Verzögerung auf, was dem Grenzfall des plastischen Fließens entspricht¹⁾. Mit dem Programmsystem FESWELL lassen sich auch Verschiebungen, die nach dem Überschreiten des Grenzspannungszustandes senkrecht zur abgesicherten Fläche auftreten, als viskoplastische Dehnungen ϵ^{VP} beschreiben. Die Größe dieser Verschiebungen, die zu einer Volumenzunahme (Dilatanz) führen, wird durch den Dilatanzwinkel ψ bestimmt (Abbildung AI-8.1).

Für die Scherfestigkeit wird im Programmsystem FESWELL das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb verwendet und für den Fall einer begrenzten Zugfestigkeit erweitert ("tension-cut-off-Kriterium", vgl. unteres Diagramm in der Abbildung AI-8.1). Die Bruchbedingung wird in beiden Fällen durch die Nullstellen einer "Failure-Funktion" F formuliert ($F = 0$). Der elastische Bereich ist durch die Bedingungen $F \leq 0$ gekennzeichnet. Spannungszustände mit $F > 0$ führen zu Spannungsumlagerungen, die mit viskoplastischen Verformungen verbunden sind.

Mit dem Programmsystem FESWELL können auch Anisotropien der Festigkeit berücksichtigt werden. Eine Anisotropie der Festigkeit

¹⁾ Nach [12] sind elasto-plastische Lösungen in elasto-viskoplastischen Lösungen als Grenzfälle enthalten.

kann insbesondere dann im Gebirge vorhanden sein, wenn es von einer oder mehreren Trennflächenscharen durchzogen wird, bei denen die Scherfestigkeit parallel zu den Trennflächen (c_k und φ_k) und die Zugfestigkeit senkrecht dazu (σ_{tk}) kleiner sind als die der Gesteinsmatrix (Abbildung AI-8.1).

Die Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Gebirges nach Überschreiten der Festigkeit im Gestein oder auf den Trennflächen ($F > 0$) erfolgt im Programmsystem FESWELL wie oben erwähnt nach der Theorie der Viskoplastizität. Im Anschluß an eine elastische Berechnung wird dabei eine lokale Differenz zwischen der unzulässigen Beanspruchung des Gebirges und seiner Festigkeit ($F > 0$) im Rahmen einer Iterationsrechnung in Nachbarbereiche umgelagert. Diese Spannungsumlagerung ist abgeschlossen, wenn an jeder Stelle des Gebirges die Beanspruchung höchstens gleich der Festigkeit ist. Das Erreichen eines solchen Gleichgewichtszustandes erkennt man z.B. an einer Konvergenz der Knotenverschiebungen im Verlauf der Iterationsrechnung.

Das Programmsystem FESWELL wurde gegenüber dem Programmsystem FEST03 um eine Formulierung zur Beschreibung des dreidimensionalen Quellverhaltens von Gestein bzw. Boden erweitert. Die dabei verwendete Spannungs-Quelldehnungsbezeichnung ist in [9] ausführlich erläutert (vgl. auch Abbildung AI-7.12). Die Zeitabhängigkeit des Quellens wird dabei im isotropen Fall durch die in der Abbildung AI-8.1 angegebene Differentialgleichung für die Hauptquelldehnungskomponente ϵ^q beschrieben, die im Programm FESWELL durch ein Iterationsverfahren numerisch integriert wird. σ ist in dieser Beziehung die zu ϵ^q gehörige Hauptnormalspannungskomponente, die während der Quellphase i.a. ebenfalls zeitabhängig ist und η_q der Quellzeitparameter, der die Geschwindigkeit der Quellung bestimmt. Als Beispiel ist in der Abbildung AI-8.1 die zeitliche Entwicklung der Quelldehnung ϵ^q bei konstanter Normalspannung σ dargestellt, wie sie beim Quellhebungsversuch oder beim Quellversuch nach Huder/Amberg auftritt (s. Abschnitt 7.5). Sie läßt sich mit diesem Ansatz durch eine Exponentialfunktion beschreiben.

Für die Berechnung der Gesamtverformung ϵ wird beim gleichzeitigen Auftreten von elastischen, viskoplastischen und quellbedingten

Verformungen das Superpositionsprinzip angewendet (Abbildung AI-8.1):

$$\epsilon = \epsilon^{el} + \epsilon^{vp} + \epsilon^q$$

8.3 Berechnungsausschnitt, Randbedingungen und untersuchte Fälle

Der für die Berechnungen zur Interpretation der Verformungsmessungen gewählte Berechnungsausschnitt besteht aus einer 2 m dicken, 35 m breiten und 65,5 m hohen Scheibe, die in 340 Elemente mit 2 x 269 Knoten unterteilt ist (Abbildung AI-8.2).

Die Strecke wurde mit einem 3,9 m hohen Profil nachgebildet. Die Überlagerung durch das Deckgebirge beträgt $H_{\ddot{u}} = 339,1$ m. Das Gewicht des nicht durch finite Elemente nachgebildeten Deckgebirges wurde durch äquivalente Einzelkräfte simuliert, die an den Knoten der oberen Begrenzungsebene des Ausschnitts angreifen (Abbildung AI-8.2).

Aus den Ergebnissen der Primärspannungsmessungen konnte abgeleitet werden, daß die Hauptnormalspannungen im unverritzten Gebirge annähernd vertikal und horizontal gerichtet sind. Außerdem ergab sich, daß die Horizontalspannungen σ_{HO} in allen Richtungen etwa gleich groß sind (s. Abschnitt 6.3). Somit stellt die Vertikale durch die Streckenachse in Bezug auf den primären Gebirgsspannungszustand eine Symmetrieebene dar. Da dies auch hinsichtlich der mittleren Raumstellungen der bevorzugt auftretenden Gefügeebenen (Schichtung, Trennflächenscharen K1 bis K4) zumindest näherungsweise der Fall ist (s. Abbildung AI-4.5), wurde in den Berechnungen davon ausgegangen, daß der Vertikalschnitt durch die Streckenachse ($x = 0$) eine Symmetrieebene dargestellt. Diese Annahme wird durch die beim Vortrieb der Strecke gemessenen Verschiebungen bestätigt, die ebenfalls annähernd symmetrisch zur Vertikalen durch die Streckenachse sind (s. Kapitel 5).

Dementsprechend wurden die auf der Ebene $x = 0$ liegenden Knoten horizontal in x-Richtung unverschieblich gelagert. Die auf der unteren Begrenzungsebene ($z = 0$) liegenden Knoten wurden in vertikaler Richtung (z-Richtung) unverschieblich gelagert (Abbildung AI-

8.2). In der Knotenebene $y = 0$ wurden sämtliche Knoten in y -Richtung festgehalten.

Die Berechnungen wurden jeweils in zwei Rechenschritten durchgeführt. Im 1. Rechenschritt wurde der Zustand vor dem Auffahren der Strecke simuliert. Die Spannungen und Verformungen in diesem Zustand ergeben sich aus dem Eigengewicht des Gebirges sowie einer eventuellen Beeinflussung der Horizontalspannungen σ_x und σ_y im Bereich des betrachteten Meßquerschnitts durch den Schacht Konrad 2. Darauf wird im nächsten Abschnitt noch näher eingegangen. Durch entsprechende Verschiebungsrandbedingungen läßt sich eine solche Beeinflussung rechnerisch berücksichtigen. Eine Veränderung der Horizontalspannungen σ_x und σ_y gegenüber dem primären Spannungszustand um $\Delta\sigma_x$ bzw. $\Delta\sigma_y$ läßt sich durch die in der Abbildung AI-8.2 für die Fälle B angegebenen Verschiebungsrandbedingungen δ_x und δ_y für die Knoten der Ebenen $x = 35$ m und $y = 2$ m berücksichtigen. In den für δ_x und δ_y angegebenen Formeln, die sich aus der Anwendung des Hooke'schen Gesetzes ergeben, sind E und ν die für das Gebirge angenommenen Elastizitätskonstanten ($E = E$ -Modul, $\nu =$ Poissonzahl). Im 1. Rechenschritt wurde jeweils ein elastisches Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges angenommen.

Im 2. Rechenschritt wurde der Ausbruch des Streckenprofils simuliert, indem den innerhalb des Ausbruchsquerschnittes der Strecke liegenden Elementen ein E -Modul von $E \approx 0$ und eine Wichte von $\gamma \approx 0$ zugewiesen wurde. Bei den meisten der durchgeführten Berechnungen wurde in diesem Rechenschritt ein viskoplastisches Gebirgsverhalten oder ein Quellverhalten berücksichtigt. Die Sicherungsmittel für die Strecke (Anker, Stahlausbaubögen, Betonstahlgewebe und Spritzbeton) wurden mit Ausnahme der Fälle Q, in denen die Quelleigenschaften des Gesteins berücksichtigt wurden (Abbildung AI-8.3), nicht berücksichtigt. Aus der Differenz der im ersten und zweiten Rechenschritt errechneten Knotenverschiebungen wurden die vortriebsbedingten Verschiebungen ermittelt.

In der Abbildung AI-8.3 sind die den Fällen A, B und Q zugrunde gelegten felsmechanischen Kennwerte und Horizontalspannungen tabellarisch zusammengestellt. Hierauf wird in den nachfolgenden Abschnitten noch näher eingegangen.

8.4 Gebirgsspannungszustand vor dem Auffahren der Strecke

Aus den Ergebnissen der Primärspannungsmessungen konnte abgeleitet werden, daß das Verhältnis von Horizontalspannung und Vertikalspannung σ_{HO}/σ_{VO} im Mittel bei ca. 0,5 liegt (s. Abschnitt 6.3). Bei diesem relativ kleinen Seitendruckbeiwert kann angenommen werden, daß die Horizontalspannungen im unverritztem Gebirge allein aus dem Eigengewicht, d.h. aus den Spannungen, die wegen der im Gebirge verhinderten Querdehnung senkrecht zur Belastungsrichtung auftreten, resultieren. Die Horizontalspannung kann für diesen Fall auch aus der Beziehung

$$\sigma_{HO} = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_{VO}$$

abgeleitet werden, die ein elastisches und isotropes Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges voraussetzt. In dieser Beziehung ist ν die Poissonzahl. Mit dieser Annahme lassen sich die Ergebnisse der Primärspannungsmessungen auch durch die Poissonzahlen stützen, die in den einaxialen Druckversuchen an Gesteinsprüfkörpern ermittelt wurden (s. Abschnitt 7.4). Durch Einsetzen des aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Mittelwertes von $\nu = 0,33$ in die o.a. Beziehung ergibt sich

$$\frac{\sigma_{HO}}{\sigma_{VO}} = \frac{\nu}{1 - \nu} = 0,5.$$

Wie bereits im Abschnitt 5.1 erwähnt, wurden die Meßquerschnitte 1 und 2 in einem Bereich angeordnet, in dem der Gebirgsspannungszustand möglicherweise bereits vor dem Auffahren der Strecke durch die beim Abteufen des Schachtes aufgetretenen Spannungsumlagerungen beeinflußt war.

In der Abbildung AI-8.4 ist in einem in Höhe der 343 m-Sohle geführten Horizontalschnitt der Verlauf der radialen (σ_r) und tangentialen (σ_t) Gebirgsspannungskomponente über den Abstand r zur Schachtachse für zwei Fälle aufgetragen. Für den Primärspannungszustand wurde in beiden Fällen angenommen, daß die Vertikalkompo-

nente σ_{VO} dem Gewicht der Überlagerung in dieser Tiefe entspricht und daß der Seitendruckbeiwert $\sigma_{HO}/\sigma_{VO} = 0,5$ beträgt. Für den E-Modul, von dem der Spannungsverlauf bei Annahme eines elastischen Verhaltens allerdings nicht abhängig ist, wurde ein Wert von 4000 MN/m^2 zugrunde gelegt.

Bei einem rein elastischen Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges stellt sich ein Spannungsverlauf ein, der in der Abbildung AI-8.4 durch die gestrichelten Linien gekennzeichnet ist. In diesem Fall wird angenommen, daß durch das Gebirge keine Radialbelastungen auf den Schachtausbau übertragen werden. Daraus ergibt sich, daß im Bereich des MQ1 gegenüber der horizontalen Primärspannung σ_{HO} eine Erhöhung der tangentialen Spannungskomponente und eine Verringerung der radialen Spannungskomponente um jeweils etwa 2 MN/m^2 auftritt. Auch im Bereich des MQ2 sind noch kleine Abweichungen gegenüber dem Primärspannungszustand zu erkennen.

Der in der Abbildung AI-8.4 mit durchgezogenen Linien gekennzeichnete Verlauf der Spannungskomponenten σ_r und σ_t bezieht sich auf einen Fall, bei dem davon ausgegangen wird, daß sich um den Schacht eine plastische Zone ausgebildet hat und daß der Schachtausbau durch das Gebirge eine Radialbelastung von ca. $1,5 \text{ MN/m}^2$ erfährt. Hierbei handelt es sich um das Ergebnis einer numerischen Berechnung¹⁾, bei der angenommen wird, daß die Belastung des Ausbaus allein aus den Spannungsumlagerungen infolge plastischen bzw. viskoplastischen Gebirgsverhaltens resultiert. In diesem Fall ergeben sich im Bereich des MQ1 für die tangentiale und radiale Spannungskomponente nur noch Abweichungen von ca. 1 MN/m^2 gegenüber der horizontalen Primärspannung. Im Bereich des MQ2 sind diese Abweichungen vernachlässigbar klein.

8.5 Spannungs- und Verformungszustand nach dem Auffahren der Strecke unter der Annahme elastischen Gebirgsverhaltens

Bei den zur Interpretation der Verformungen in der Strecke gerechneten Fällen A1 wurde von einem elastischen Spannungs-Verformungs-

1) Auf diese Berechnung wird in Kapitel 11 noch ausführlicher eingegangen.

verhalten des Gebirges ausgegangen. Der E-Modul wurde mit $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ (Fall A1a) bzw. $E = 4000 \text{ MN/m}^2$ (Fall A1b) in beiden Fällen kleiner gewählt als der aus den Ergebnissen der Dilatometerversuche abgeleitete mittlere Verformungsmodul (s. Abschnitt 6.2, Abbildung AI-6.3). Für die Poissonzahl wurde, den Ergebnissen der Laborversuche entsprechend, ein Wert von $\nu = 0,33$ gewählt.

Die Wichte des Gebirges wurde mit $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ festgelegt. Dieser Wert entspricht der mittleren Dichte, die aus den Dichtebestimmungen an Gesteinsprüfkörpern errechnet wurde (s. Abschnitt 7.1, Abbildung AI-7.1). Die gleiche Wichte wurde auch für das Deckgebirge zugrunde gelegt, dessen Gewicht durch Knotenkräfte simuliert wurde (s. Abbildung AI-8.2).

In der Abbildung AI-8.5 sind die in den Fällen A1 im 2. Rechenschritt ermittelten Hauptnormalspannungen in der näheren Umgebung der Strecke dargestellt. Außerdem ist in diese Abbildung auch der Verlauf der Vertikalspannung σ_z in einem ca. 0,5 m oberhalb der Streckensohle geführten Horizontalschnitt eingetragen. Da die Spannungen bei elastischen Berechnungen unabhängig vom E-Modul sind, ist diese Darstellung sowohl für den Fall A1a als auch für den Fall A1b gültig.

Neben der für elastische Lösungen typischen Gewölbebildung oberhalb der Strecke ist zu erkennen, daß die Vertikalspannung am Stoß bis auf etwa den 1,5-fachen Wert der vertikalen Primärspannung, die in dieser Tiefe ca. 8 MN/m^2 beträgt, zunimmt.

An den ebenfalls in der Abbildung AI-8.5 dargestellten Mohr'schen Spannungskreisen für verschiedene auf der Hohlraumwand liegende Punkte ist zu erkennen, daß im Bereich des Stoßes die größten Deviatorspannungen bzw. Schubspannungen auftreten. Dabei handelt es sich jeweils um biaxiale Spannungszustände bei denen die kleinste Hauptnormalspannung gleich null ist. Die größten Hauptnormalspannungen sind vertikal gerichtet und betragen ca. 11 bis $12,5 \text{ MN/m}^2$. Diese Werte entsprechen etwa der kleinsten in einaxialen Druckversuchen an Gesteinsprüfkörpern ermittelten einaxialen Druckfestigkeit (s. Abschnitt 7.4). Die größten Hauptnormalspannungen ober-

halb der Firste und unterhalb der Sohle sind deutlich kleiner als die einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins.

Die für die Fälle A1 aus den in den beiden Rechenschritten ermittelten Knotenverschiebungen abgeleiteten vortriebsbedingten Radialverschiebungen sind in der Abbildung AI-8.6 für die Knoten dargestellt, deren Lage mit den Meßpunkten (Extensometerpunkte und Meßbolzen für Nivellements und Konvergenzmessungen) des MQ3 übereinstimmt. Danach ergeben sich für den Fall A1a ($E = 2000 \text{ MN/m}^2$) jeweils doppelt so große Verschiebungen wie für den Fall A1b ($E = 4000 \text{ MN/m}^2$). Außerdem fällt auf, daß die Radialverschiebungen der Firste und der Sohle deutlich größer sind als die des Stoßes. Der Vergleich mit den im MQ3 gemessenen Verschiebungen (s. Abbildungen AI-5.5 und AI-5.10) zeigt, daß die Meßergebnisse dort auf vortriebsbedingte Verschiebungen¹⁾ schließen lassen, die im Stoß größer sind als in Firste und Sohlmitte. Entsprechendes gilt auch für den MQ4 (s. Abbildung AI-5.11). Die Meßquerschnitte MQ1 und MQ2 weisen dagegen wesentlich kleinere Stoßverschiebungen auf.

In den Fällen B1 wurde der im Bereich des MQ1 bereits vor dem Auffahren der Strecke durch den Schacht beeinflusste Spannungszustand näherungsweise durch Horizontalspannungen simuliert, die senkrecht zur Streckenachse um $\Delta\sigma_x = 2 \text{ MN/m}^2$ erhöht und parallel zur Streckenachse um $\Delta\sigma_y = 2 \text{ MN/m}^2$ verringert wurden (s. Abbildungen AI-8.2, AI-8.3 und AI-8.4). Dabei wurde, ebenso wie bei den Fällen A1, von einem elastischen Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges ausgegangen (s. Abbildung AI-8.3). Die für die Fälle B1 gewählten E-Moduli von 2000 MN/m^2 (Fall B1a) bzw. 4000 MN/m^2 (Fall B1b) sowie die Poissonzahl und die Wichte des Gebirges, wurden gegenüber den Fällen A1 nicht verändert.

In der Abbildung AI-8.7 sind die aus den Ergebnissen der Fälle B1 abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen für die Knoten dargestellt, deren Lage mit den Meßpunkten des MQ3 übereinstimmt. Ein

¹⁾ Da zum Zeitpunkt der Nullmessung bereits ein Teil der vortriebsbedingten Verformungen eingetreten war, sind die Meßergebnisse nicht mit den vortriebsbedingten Verschiebungen gleichzusetzen (s. hierzu Abschnitt 8.6).

Vergleich mit der Darstellung in der Abbildung AI-8.6 zeigt, daß sich die vortriebsbedingten Verschiebungen in den Fällen A1a und B1a bzw. A1b und B1b nur geringfügig voneinander unterscheiden. Daraus läßt sich schließen, daß bei überwiegend elastischem Gebirgsverhalten die vortriebsbedingten Verformungen durch den veränderten Spannungszustand im Bereich des MQ1 nur geringfügig beeinflusst werden.

8.6 Aus den Meßergebnissen abgeleitete vortriebsbedingte Verschiebungen

Um die aus der Differenz der in den beiden Rechenschritten ermittelten Knotenverschiebungen errechneten vortriebsbedingten Verschiebungen mit den Meßergebnissen vergleichen zu können, ist es erforderlich jeweils auch die bereits vor der Nullmessung aufgetretenen Verformungsanteile abzuschätzen.

Hierzu wurde das in der Abbildung AI-8.8 dargestellte Ergebnis einer dreidimensionalen FE-Berechnung, die mit dem Programmsystem FEST03 durchgeführt wurde [11], herangezogen. In dieser Berechnung wird der Vortrieb eines Tunnels mit Maulprofil und vertikaler Ortsbrust unter der Annahme eines elastischen Spannungs-Verformungsverhaltens für das Gebirge simuliert. Dargestellt ist die Entwicklung der Vertikalverschiebungen für je einen Punkt in First- und Sohlmitte im Vertikalschnitt durch die Tunnelachse. Man erkennt, daß in einem Abstand von $B/5$ bis $B/4$ hinter der temporären Ortsbrust 60 bzw. 70 % der vortriebsbedingten Verschiebungen bereits eingetreten sind. In den Meßquerschnitten 1 bis 4 wurde die Nullmessung in Abständen von 0,5 bis 0,7 m hinter der temporären Ortsbrust vorgenommen (s. Kapitel 5). Bezogen auf die Breite $B = 2,8$ m der Strecke entspricht dies etwa einem Abstand von $B/5$ bis $B/4$. Nach den Erfahrungen des Unterzeichnenden kann davon ausgegangen werden, daß auch für die vom Maulprofil abweichenden Profile der 343 m-Sohle in einem Abstand von $B/5$ bzw. $B/4$ hinter der temporären Ortsbrust ca. 60 bis 70 % der aus elastischem Verhalten resultierenden Verformungen bereits eingetreten sind.

Aus der Darstellung in der Abbildung AI-8.8 geht ebenfalls hervor, daß die elastischen Anteile der vortriebsbedingten Verformungen in

einem Abstand von etwa 2B hinter der temporären Ortsbrust vollständig eingetreten sind. Es kann davon ausgegangen werden, daß auch dieses Ergebnis für die Querschnitte der 343 m-Sohle gültig ist.

8.6.1 Meßquerschnitt 3

Am 14.03.1990 betrug der Abstand zwischen temporärer Ortsbrust der Strecke und dem mit Konvergenzmeßbolzen ausgerüstetem Profil des MQ3 (Station 14,5 m) mit 5,5 m etwa 2B. Unter der Annahme, daß die bis zu diesem Zeitpunkt eingetretenen Vertikalverschiebungen in Firste und Sohle elastischer Natur waren, lassen sich die elastischen Verschiebungen dieser Punkte aus den bis zu diesem Zeitpunkt mittels Nivellements bzw. Konvergenzmessungen ermittelten Verschiebungen unter der Voraussetzung ableiten, daß bis zur Nullmessung bereits 60 bis 70 % der elastischen Verformungsanteile eingetreten sind. Wie man an der zeitlichen Entwicklung von Firstsenkung und Sohlhebung erkennen kann, nehmen diese nach dem 14.03.1990 kaum noch zu (s. Abbildung AI-5.6), so daß man davon ausgehen kann, daß bis zu diesem Zeitpunkt nur elastische Verschiebungen dieser Punkte eingetreten sind. Durch Addition der nicht gemessenen, bis zur Nullmessung eingetretenen Verschiebungsanteile $\Delta\delta$, die nach Voraussetzung 60 bis 70 % der elastischen Verschiebungen betragen, mit den gemessenen Verschiebungen δ_M (vgl. Abbildung AI-5.10) lassen sich jeweils die gesamten, durch den Vortrieb bedingten Verschiebungen ermitteln. Sie liegen mit ca. 16 bis 21 mm für die Firste und ca. 25 bis 30 mm für die Sohle deutlich höher als die gemessenen Verschiebungen (Abbildung AI-8.9).

Aufgrund der zeitlichen Entwicklung der horizontalen Konvergenzen, die auch nach dem 14.03.1990 noch deutlich zugenommen haben (s. Abbildung AI-5.7), darf man nicht davon ausgehen, daß auch die Stoßverschiebungen (Punkte H1 und H2 in Abbildung AI-8.9) bis zum 14.03.1990 allein aus elastischen Verformungen resultieren. Für die Punkte H1 und H2 wird daher angenommen, daß lediglich die bis zur Nullmessung am 28.02.1990 eingetretenen Verschiebungen elastischer Natur sind.

Für eine Abschätzung der elastischen Verschiebungen der Punkte H1 und H2 werden zunächst die für die Punkte F und S abgeleiteten elastischen Verschiebungsanteile mit den in den Fällen A1a und A1b errechneten Verschiebungen verglichen. Danach sind die abgeleiteten elastischen Verschiebungen (s. Abbildung AI-8.9) um den Faktor 1,25 bis 1,70 größer als die im Fall A1a mit $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ errechneten Verschiebungen (vgl. Abbildung AI-8.6). Für den Fall A1a ergibt sich in den Punkten H1 und H2 eine Horizontalverschiebung von 5,6 mm (vgl. Abbildung AI-8.6). Bei einem Gebirgsmodul von $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ würde also unter den getroffenen Annahmen der gemessene Anteil der elastischen Verschiebungen in diesen Punkten nur ca. 2 mm (30 bis 40 % von 5,6 mm) betragen. Eine Verschiebung dieser Größenordnung ist gegenüber den in den Punkten H1 und H2 gemessenen Verschiebungen fast vernachlässigbar klein. An diesem Sachverhalt ändert sich grundsätzlich auch dann nichts, wenn der Ableitung der elastischen Verschiebungen der Punkte H1 und H2 ein etwas kleinerer Gebirgsmodul zugrunde gelegt wird, der zu etwas größeren elastischen Verschiebungen für die Punkte H1 und H2 führen würde. Die Größe der gesamten, vortriebsbedingten Verschiebungen der Punkte H1 und H2 wird daher nur geringfügig durch den Gebirgsmodul beeinflusst, der der Abschätzung der elastischen Verformungsanteile zugrunde gelegt wird, wenn dieser in realistischen Grenzen gewählt wird. Wird wie im Fall A1a von einem Gebirgsmodul von $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ ausgegangen, dann ergeben sich für die Punkte H1 und H2 vortriebsbedingte Verschiebungen von ca. 31 bis 32 bzw. 34 bis 35 mm, die nur geringfügig größer sind als die gemessenen Verschiebungen (Abbildung AI-8.9).

Zur Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen entlang der Extensometerbohrung E3 wird angenommen, daß die bis zum 15.03.1990 eingetretenen Verschiebungen, als der Abstand zwischen der Bohrung (Station 15,3 m) und der temporären Ortsbrust ca. 2B betragen hat, aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren (Abbildung AI-8.10). Diese Annahme läßt sich anhand der zeitlichen Entwicklung der Verschiebungen der Extensometerpunkte bis zu diesem Zeitpunkt begründen, da die Verschiebungen danach nur noch maximal 1 bis 2 mm zugenommen haben (vgl. Abbildung AI-5.4). Unter dieser Voraussetzung lassen sich zunächst nur elastische Verschiebungen ableiten, die auf den Bezugspunkt im Bohrloch tiefsten E34 bezogen sind.

Unter der Bedingung, daß die elastische Verschiebung des Extensometerkopfes E3K etwa der des Firstbolzens bei Station 14,5 m entspricht (vgl. Abbildung AI-8.9) läßt sich für den Ankerpunkt E34 eine elastische Verschiebung von 4 bis 6 mm ableiten. Dementsprechend wurden auch die elastischen Verschiebungen der übrigen Ankerpunkte des Extensometers E3 korrigiert (Abbildung AI-8.10).

Durch Addition der bis zur Nullmessung eingetretenen Verschiebungsanteile $\Delta\delta$, die nach Voraussetzung 60 bis 70 % der elastischen Anteile betragen, mit den gemessenen Verschiebungen δ_M (vgl. Abbildung AI-5.5) lassen sich, unter Berücksichtigung der als elastisch angenommenen Verschiebung des Punktes E34, die gesamten vortriebsbedingten Verschiebungen der Ankerpunkte des Extensometers E3 ableiten (Abbildung AI-8.10).

Die Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen entlang der Extensometerbohrung E2 wurde auf analoge Weise vorgenommen. Für den Bezugspunkt im Bohrlochtiefsten E24 wurde hier die Annahme getroffen, daß seine als elastisch angenommene vortriebsbedingte Radialverschiebung 80 % der Vertikalverschiebung des Punktes E34 beträgt (Abbildung AI-8.11). Dieser Annahme liegt das Ergebnis der Berechnungen der Fälle A1 zugrunde (vgl. Abbildung AI-8.6).

Da aufgrund der zeitlichen Entwicklung der entlang der Bohrung E1 gemessenen Verschiebungen (s. Abbildung AI-5.2) nicht von einem elastischen Gebirgsverhalten ausgegangen werden kann, wurde ebenso wie für die im Stoß liegenden Meßpunkte H1 und H2 für diesen Bereich angenommen, daß lediglich die bis zur Nullmessung am 07.03.1990 eingetretenen Verschiebungen aus elastischen Verformungen resultieren. Diese Annahme läßt sich durch den in der Abbildung AI-5.5 dargestellten Verlauf der mit dem Extensometer E1 bis zum 08.03.1990 gemessenen Verschiebungen begründen, der auf ein bis zu diesem Zeitpunkt überwiegend elastisches Gebirgsverhalten schließen läßt.

Die Größe der elastischen Verschiebungen der Ankerpunkte des Extensometers E1 wurde, auf die gleiche Weise wie bei den Punkten H1 und H2 (s. Abbildung AI-8.9), auf der Grundlage eines Gebirgsmoduls von 2000 MN/m^2 (Fall A1a) abgeschätzt. Durch Addition der bis

zur Nullmessung eingetretenen Verschiebungsanteile $\Delta\delta$, die 60 bis 70 % der elastischen Anteile entsprechen (Abbildung AI-8.12) mit den gemessenen Verschiebungen δ_M (vgl. Abbildung AI-5.5) wurden - wiederum unter Berücksichtigung der als elastisch angenommenen Verschiebung des Bezugspunktes im Bohrlochtiefsten E14 - die vortriebsbedingten Verschiebungen der Ankerpunkte des Extensometers E1 abgeleitet (Abbildung AI-8.12).

In der Abbildung AI-8.13 sind die für den gesamten, mit Extensometern, Konvergenzmeßstrecken und Nivellementmeßpunkten ausgerüsteten MQ3 abgeleiteten vortriebsbedingten Radialverschiebungen im Vertikalschnitt senkrecht zur Streckenachse dargestellt.

8.6.2 Meßquerschnitt 1

Die elastischen Anteile der vortriebsbedingten Verschiebungen in Firste und Sohle wurden für den MQ1 analog zum MQ3 unter der Annahme abgeleitet, daß die bis zum 15.02.1990, als der Abstand zwischen temporärer Ortsbrust und dem Meßquerschnitt mit 5,6 m etwa 2B betrug, eingetretenen Verschiebungen aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren. Durch Addition der bis zur Nullmessung eingetretenen Verschiebungsanteile $\Delta\delta$ (60 bis 70 % der elastischen Verschiebungen) mit den gemessenen bzw. mit den aus den Meßwerten extrapolierten Verschiebungen δ_M (vgl. Abbildung AI-5.16) wurden die durch den Vortrieb bedingten Gesamtverschiebungen ermittelt (Abbildung AI-8.14). Sie betragen in der Firste 21 bis 26 mm und in der Sohle 68 bis 73 mm (Abbildung AI-8.15).

Zur Abschätzung der vortriebsbedingten Verschiebungen der Punkte H1 und H2 wurde ebenso wie beim MQ3 angenommen, daß die Verschiebungen bis zur Nullmessung am 09.02.1990 aus elastischen Verformungen resultieren. Die Größe der elastischen Verschiebungen dieser Punkte wurde auf die gleiche Weise wie beim MQ3 unter der Annahme eines Gebirgsmoduls von $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ abgeleitet. Dabei wurde, weil der MQ1 in einem Bereich liegt, in dem der Spannungszustand möglicherweise durch den Schacht Konrad 2 beeinflusst ist, neben dem Ergebnis des Falls A1a auch das Ergebnis des Falls B1a berücksichtigt (Abbildung AI-8.14). Für die Punkte H1 und H2 wur-

den auf diese Weise Horizontalverschiebungen von 10 bis 12 mm bzw. 12 bis 14 mm abgeleitet (Abbildung AI-8.15).

8.6.3 Meßquerschnitt 2

Auch für den MQ2 wurden zunächst die durch den Vortrieb bedingten First- und Sohlverschiebungen abgeleitet. Dabei wurde die Annahme getroffen, daß die bis zum 21.02.1990, als der Abstand zwischen temporärer Ortsbrust und dem Meßquerschnitt mit 5,5 m etwa 2B betrug, eingetretenen Verschiebungen aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren. Durch Superposition der bis zur Nullmessung eingetretenen Verschiebungen $\Delta\delta$, die unter den üblichen Voraussetzungen ermittelt wurden, mit den Meßwerten bzw. mit den aus den Meßwerten extrapolierten Verschiebungen δ_M (vgl. Abbildung AI-5.17) ergibt sich eine Firstsenkung von 18 bis 23 mm und eine besonders große Sohlhebung von 88 bis 93 mm (Abbildungen AI-8.16 und AI-8.17).

Für die Ableitung der vortriebsbedingten Stoßverschiebungen wurde bis zur Nullmessung am 14.02.1990 im Bereich des MQ2 von elastischen Gebirgsverformungen ausgegangen. Die unter der Annahme eines Gebirgsmoduls von $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ auf der Grundlage der Ergebnisse des Falls A1a bzw. B1a abgeleiteten elastischen Verschiebungen führen unter den üblichen Voraussetzungen bei Berücksichtigung der Meßwerte bzw. der aus den Meßwerten extrapolierten Verschiebungen (vgl. Abbildung AI-5.17) für die Punkte H1 und H2 zu Horizontalverschiebungen von 14 bis 16 bzw. 22 bis 24 mm (Abbildungen AI-8.16 und AI-8.17).

8.6.4 Meßquerschnitt 4

Die für die Meßpunkte F, S und H auf analoge Weise wie für die Meßquerschnitte MQ1 und MQ2 abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen sind den Abbildungen AI-8.18 und AI-8.19 zu entnehmen. Für die Firstsenkung ergeben sich 14 bis 18 mm, für die Sohlhebung 16 bis 21 mm. Für die Horizontalverschiebung des Punktes H wurden mit 37 bzw. 38 mm im Vergleich zu den übrigen Meßquerschnitten größere Werte abgeleitet.

8.7 Vergleich der vortriebsbedingten Verschiebungen mit den Berechnungsergebnissen

8.7.1 Meßquerschnitt 3

In den Abbildungen AI-8.20 bis AI-8.25 sind die für die Fälle A2 bis A7 (vgl. Abbildung AI-8.3) errechneten ausbruchsbedingten Verschiebungen den für den MQ3 abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen gegenübergestellt. Für die Fälle A2 bis A7, denen ein elastisch-viskoplastischen Spannungsverformungsverhalten des Gebirges zugrunde liegt (s. Abschnitt 8.2), sind auch die Bereiche gekennzeichnet, in denen die Scherfestigkeit des Gebirges rechnerisch überschritten wird. Außerdem ist in den Abbildungen der Verlauf der Vertikalspannung σ_z in einem ca. 0,5 m oberhalb der Streckensohle geführten Horizontalschnitt eingetragen.

Dem Fall A2, der den Referenzfall für die Fälle A3 bis A7 darstellt, liegen ein E-Modul von $E = 2000 \text{ MN/m}^2$, eine Kohäsion von $c = 2 \text{ MN/m}^2$ und ein Reibungswinkel von $\varphi = 15^\circ$ zugrunde. Der Dilatanzwinkel wurde gleich dem Reibungswinkel gewählt (s. Abbildungen AI-8.3 und AI-8.20). Sowohl der E-Modul als auch die Kohäsion wurden deutlich gegenüber den entsprechenden durch Laborversuche am Gestein ermittelten Parametern vermindert. Damit wird berücksichtigt, daß sich die am Handstück unmittelbar ermittelten Festigkeiten und Verformbarkeiten auf das Gebirge im größeren Maßstab nicht übertragen lassen (s. Abschnitt 8.1). Die Zugfestigkeit des Gebirges wurde gleich null gesetzt.

Wie bereits im Abschnitt 8.2 erwähnt, lassen sich durch das Programmsystem FESWELL Trennflächen mit verminderter Festigkeit auch mit ihrer Raumstellung berücksichtigen. Auf diese Weise ließe sich auch eine Festigkeitsanisotropie des Gebirges rechnerisch erfassen. Die Auswertung der Streckenkartierungen im Hinblick auf die Raumstellung der Trennflächen (s. Abschnitt 4.3) hat ergeben, daß die größten Häufigkeiten für annähernd senkrecht zur Streckenachse (SW-NE-Richtung) streichende Trennflächen (Scharen K1 und K2) auftreten (s. Abbildung AI-4.5). Auf diesen Trennflächen können jedoch wegen ihrer Raumstellung beim Auffahren der Strecke keine oder zumindest nur geringe plastische Verformungen aufgetreten

sein. Eine auf die Trennflächenscharen K1 und K2 zurückzuführende Festigkeitsanisotropie wurde daher in den Berechnungen nicht berücksichtigt. Die Raumstellungen der übrigen eingemessenen Trennflächen streuen verhältnismäßig stark. Aufgrund der statistischen Auswertung der Besetzungsdichten im Lotpunktdiagramm wurden jedoch noch zwei weitere Trennflächenscharen K3 und K4 spezifiziert (s. Abbildung AI-4.5). Der Einfluß von Trennflächen mit den Raumstellungen der Scharen K3 und K4 wurde mit dem Fall A7 untersucht, der weiter unten beschrieben wird.

Aus der Darstellung in der Abbildung AI-8.20 ist zu erkennen, daß sich mit den für den Fall A2 gewählten Kennwerten der Bereich mit Überschreitungen der Scherfestigkeit bis etwa 3 m seitlich des Stoßes erstreckt. Dadurch bedingt ergibt sich in Hohlraumnähe eine Verminderung der Vertikalspannung. Diese hat im Unterschied zur elastischen Lösung (s. Abbildung AI-8.5) ihr Maximum nicht am Hohlraumrand (Stoß) sondern am Übergang vom elastischen Gebirge zum Bereich mit Festigkeitsüberschreitungen (elastischer Rand). Dagegen bleiben im Firstbereich und unterhalb der Sohle die Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen gering (Abbildung AI-8.20).

Beim Vergleich der im Fall A2 errechneten ausbruchsbedingten Verschiebungen mit den entsprechenden unter der Voraussetzung elastischen Gebirgsverhaltens im Fall A1a ermittelten Verschiebungen wird deutlich, daß sich bei der elastisch-viskoplastischen Lösung (Fall A2) die Verschiebungen der Firste und Sohle nur um wenige mm gegenüber der elastischen Lösung (Fall A1a) vergrößern, während die Stoßverschiebungen und auch die Radialverschiebungen am Übergang von der Firste zum Stoß sehr deutlich zunehmen (vgl. Abbildung AI-8.6 und AI-8.20).

Der Vergleich der im Fall A2 errechneten ausbruchsbedingten Verschiebungen mit den aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen ergibt im Gewölbebereich eine recht gute Übereinstimmung, während im Stoß und in der Sohle die gemessenen Verschiebungen rechnerisch nicht ganz nachvollzogen werden können. Insbesondere wird deutlich, daß die aus den Meßergebnissen abgeleiteten Horizontalverschiebungen seitlich des Stoßes tiefer in das Gebirge hineinreichen als dies bei den entsprechenden im Fall

A2 errechneten Verschiebungen der Fall ist (Abbildung AI-8.20). Dieses Ergebnis läßt darauf schließen, daß auch der Bereich mit Festigkeitsüberschreitungen im Bereich des MQ3 größer ist als es dem Ergebnis des Falls A2 zu entnehmen ist.

Um den Einfluß des Dilatanzwinkels auf die vortriebsbedingten Verschiebungen zu überprüfen, wurde dieser im Fall A3 gleich null gesetzt (s. Abbildung AI-8.3 und AI-8.21). Für diesen Fall tritt bei Festigkeitsüberschreitungen im Gebirge keine Volumenvergrößerung (Dilatanz) auf. Er bildet den Grenzfall des volumenkonstanten Fließens. Gegenüber dem Fall A2 ergeben sich nur hinsichtlich der Verschiebungen am Stoß und seitlich des Stoßes größere Unterschiede. Dort sind die Horizontalverschiebungen beim Fall A3 um maximal ca. 5 mm geringer. Die übrigen Verschiebungen, der Bereich mit Überschreitungen der Scherfestigkeit, sowie der Verlauf der Vertikalspannungen im Horizontalschnitt seitlich des Stoßes sind in beiden Fällen etwa gleich groß (vgl. Abbildung AI-8.20 und AI-8.21).

Beim Fall A4 wurde gegenüber dem Referenzfall A2 die Kohäsion des Gebirges von 2,0 auf 1,5 MN/m² vermindert. Dadurch reduziert sich die einaxiale Druckfestigkeit von 5,2 auf 3,9 MN/m² (s. Abbildung AI-8.3). Diese geringere Scherfestigkeit führt dazu, daß sich der Bereich, in dem die Scherfestigkeit des Gebirges seitlich des Stoßes überschritten wird, gegenüber dem Referenzfall deutlich vergrößert (vgl. Abbildung AI-8.20 und AI-8.22). Dadurch verbessert sich auch die Übereinstimmung der errechneten mit den aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen entlang der Extensometerbohrung E1 erheblich. Auch die entlang der Vertikalbohrung E3 und der Schrägbohrung E2 aus den Meßergebnissen abgeleiteten Verschiebungen lassen sich durch die im Fall A4 errechneten Verschiebungen i.a. gut nachvollziehen. Lediglich am Übergang von der Firste zum Stoß ergibt sich an der Hohlraumwand rechnerisch eine große Dehnung, d.h. plastische Verformung, die sich aus den Meßergebnissen nicht ableiten läßt (Abbildung AI-8.22).

Diese Diskrepanz läßt sich vermutlich auf zwei Einflüsse zurückführen, die rechnerisch nicht berücksichtigt wurden. Zum einen

sind die Extensometerköpfe über eine Länge von ca. 30 cm im Fels verankert. Durch diese Ausbildung der Extensometerköpfe wird der Fels in Hohlraumnähe im Bereich des Meßpunktes gleichsam bewehrt. Zum anderen wurden, wie bereits erwähnt, die in der Nähe der Hohlraumwand einer Auflockerung des Gebirges entgegenwirkenden Sicherungsmittel bei den Fällen A und B rechnerisch nicht berücksichtigt.

Beim Fall A5 wurden gegenüber dem Referenzfall A2 der für das Gebirge angenommene Reibungswinkel und der Dilatanzwinkel von 15 auf $7,5^\circ$ reduziert. Der sehr geringe Reibungswinkel wurde in Anlehnung an die Ergebnisse der im Labor durchgeführten dreiaxialen Druckversuche, in denen z.T. noch kleinere Reibungswinkel ermittelt wurden (s. Abschnitt 7.4), gewählt. Die Reduzierung des Reibungswinkels entspricht gegenüber dem Referenzfall A2 einer Verminderung der einaxialen Druckfestigkeit von 5,2 auf $4,6 \text{ MN/m}^2$.

Mit den dem Fall A5 zugrunde liegenden Kennwerten wird der Bereich, in dem die Scherfestigkeit des Gebirges seitlich des Stoßes überschritten wird, gegenüber dem Fall A4 noch weiter vergrößert. Dennoch sind die im Fall A5 errechneten ausbruchsbedingten Verschiebungen mit denen des Falls A4 nahezu identisch (vgl. Abbildung AI-8.22 und AI-8.23). In beiden Fällen ergibt sich eine gute Übereinstimmung der errechneten Verschiebungen mit den aus den Meßwerten abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen.

Den bisher beschriebenen Fällen A2 bis A5 wurde jeweils ein E-Modul von 2000 MN/m^2 zugrunde gelegt. Ein E-Modul dieser Größe wurde auch zur Ableitung der elastischen Anteile der vortriebsbedingten Verschiebungen aus den Meßergebnissen herangezogen (s. Abschnitt 8.6). Die Ergebnisse der Fälle A4 und A5, mit denen die aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen gut nachvollzogen werden konnten, zeigen jedoch, daß die aus plastischem bzw. viskoplastischem Verhalten resultierenden Verschiebungen z.T. wesentlich größer sind als die elastischen Verschiebungen (vgl. Abbildungen AI-8.6, AI-8.22 und AI-8.23). Mit dem Fall A6 wurde daher untersucht, ob sich die vortriebsbedingten Verschiebungen auch unter der Annahme eines größeren E-Moduls ($E = 4000 \text{ MN/m}^2$) rechnerisch nachvollziehen lassen. Dieser Annahme liegt die

Überlegung zugrunde, daß ein noch größerer Anteil der vortriebsbedingten Verschiebungen aus plastischen Verformungen resultiert, als dies bei den Fällen A4 und A5 der Fall ist. Dementsprechend wurde beim Fall A6 durch Verminderung der Kohäsion auf $1,0 \text{ MN/m}^2$ die einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges gegenüber den Fällen A4 und A5 noch weiter reduziert (s. Abbildung AI-8.3). Sie beträgt im Fall A6 $2,6 \text{ MN/m}^2$.

Die Ergebnisse des Falls A6 sind in der Abbildung AI-8.24 dargestellt. Zunächst fällt auf, daß die Erstreckung des Bereiches mit Festigkeitsüberschreitungen im Gebirge aufgrund der in der Berechnung angenommenen geringeren einaxialen Druckfestigkeit erwartungsgemäß auch gegenüber den Fällen A4 und A5 noch zunimmt. Die Verschiebungen der Hohlraumwand verändern sich jedoch gegenüber den Fällen A4 und A5 nur geringfügig. Als Unterschied ist allerdings festzuhalten, daß sich beim Fall A6 ebenso wie am Übergang von der Firste zum Stoß auch oberhalb der Firste eine große Dehnung, d.h. plastische Verformung, in radialer Richtung ergibt, die sich aus den Meßergebnissen so nicht ableiten läßt. Deshalb kann davon ausgegangen werden, daß die dem Fall A6 zugrunde gelegten Scherparameter etwas geringer sind, als die für die Festigkeit des Gebirges im Bereich des Meßquerschnitts maßgebenden Kennwerte.

Mit dem Fall A7 wurde schließlich noch der Einfluß einer durch bevorzugte Raumstellungen der Trennflächen bedingten Anisotropie der Scherfestigkeit auf die vortriebsbedingten Verformungen untersucht. Hierzu wurden zwei streckenparallel streichende Trennflächenscharen mit Einfallwinkeln von jeweils 60° (s. Abbildung AI-8.3) mit einer Scherfestigkeit von $c = 1 \text{ MN/m}^2$ und $\varphi = 15^\circ$ berücksichtigt. Die Raumstellungen entsprechen näherungsweise den mittleren Raumstellungen der Kluftscharen K3 und K4 (vgl. Abbildung AI-4.5). In davon abweichenden Richtungen wurde für das Gebirge von einer höheren Scherfestigkeit ($c = 2 \text{ MN/m}^2$, $\varphi = 15^\circ$) ausgegangen, die der im Referenzfall A2 angenommenen Festigkeit entspricht (vgl. Abbildung AI-8.3). Die übrigen dem Fall A7 zugrunde gelegten Berechnungsannahmen und Kennwerte entsprechen denen des Falls A6.

Das in der Abbildung AI-8.25 dargestellte Ergebnis dieser Berechnung zeigt, daß der Bereich mit Festigkeitsüberschreitungen im Ge-

birge gegenüber dem Fall A6 kleiner wird. Deutliche Unterschiede ergeben sich bei den errechneten Verschiebungen, die im Fall A7 generell kleiner als im Fall A6 sind (vgl. Abbildungen AI-8.24 und AI-8.25). Die größten Abweichungen treten hinsichtlich der Horizontalverschiebungen seitlich des Stoßes auf.

Die aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen sind dagegen größer als die im Fall A7 errechneten Verschiebungen. Dieses Ergebnis dürfte i.w. darauf zurückzuführen sein, daß die Scherfestigkeit auf den Trennflächen geringer ist, als in der Berechnung angenommen ($c = 1 \text{ MN/m}^2$, $\varphi = 15^\circ$). Auf weiterführende Berechnungen mit diskreter Berücksichtigung der Trennflächen kann jedoch verzichtet werden, da die aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen auch mit einem homogenen, isotropen Gebirgsmodell recht gut nachvollzogen werden können, wie die Ergebnisse der Fälle A4 bis A6 gezeigt haben.

Aus den Ergebnissen der Fälle A2 bis A7 wird insgesamt deutlich, daß bereits geringe Unterschiede der dem Gebirge zugrunde gelegten Scherfestigkeit die Größe der errechneten Stoßverschiebungen wesentlich beeinflussen.

8.7.2 Meßquerschnitt 4

Die für den MQ4 aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen weisen gegenüber dem MQ3 im Stoß etwas größere und in der Sohle etwas kleinere Werte auf. Die Firstsenkung ist in beiden Meßquerschnitten etwa gleich groß (vgl. Abbildungen AI-8.13 und AI-8.19). Da die Strecke im Bereich des MQ4 ein anderes Profil aufweist als im Bereich des MQ3 sind die Berechnungsergebnisse der Fälle A2 bis A7 nicht direkt mit den für den MQ4 aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen vergleichbar.

Aus den Ergebnissen vergleichender Untersuchungen von Kavernen mit unterschiedlichen Querschnittsabmessungen ist jedoch bekannt, daß sich bei überwiegend vertikaler Belastung, wie sie im vorliegenden Fall angenommen werden kann, die Kavernenhöhe bei gleicher Breite nur geringfügig auf die Größe der Verschiebungen der Hohlraumwand

auswirkt. Aufgrund der guten Übereinstimmung der für den MQ4 aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen mit den entsprechenden in den Fällen A4, A5 und A6 errechneten Verschiebungen wird deshalb davon ausgegangen, daß die diesen Berechnungen zugrunde liegenden Kennwerte die Verformbarkeit und Festigkeit des Gebirges auch im Bereich des MQ4 zutreffend beschreiben.

8.7.3 Meßquerschnitt 1

In der Abbildung AI-8.26 sind die für den MQ1 aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen (vgl. Abbildung AI-8.15) den in den Fällen A2 bis A7 in den Meßpunkten errechneten Verschiebungen gegenübergestellt. Danach ergeben sich, wenn man die großen gemessenen Sohlhebungen zunächst unberücksichtigt läßt, im Unterschied zu den Meßquerschnitten 3 und 4 für die Fälle A2, A3 und A7 bessere Übereinstimmungen als für die Fälle A4, A5 und A6. Am besten lassen sich die aus den Meßergebnissen abgeleiteten Verschiebungen durch die Ergebnisse des Falls A3 nachvollziehen.

Als Erklärungsmöglichkeit für dieses Ergebnis bietet sich zunächst die Annahme einer erhöhten Scherfestigkeit des Gebirges im Bereich des MQ1 gegenüber dem Bereich, in dem die Meßquerschnitte MQ3 und MQ4 liegen, an. Eine solche Annahme läßt sich allerdings mit den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchungen und Beobachtungen beim Auffahren der Strecke nicht begründen.

Beim MQ1 ist jedoch zu berücksichtigen, daß er in dem Streckenabschnitt liegt, der zusätzlich zur Sicherung durch Anker und Spritzbeton im Firstbereich durch Stahlausbaubögen mit einem gegenseitigen Abstand von ca. 60 cm sowie mit einer Spritzbetonschale auch in den Stößen gesichert wurde (Station 0 bis 2,4 m, s. Abbildung AI-4.1). Hinzu kommt, daß unmittelbar neben dem Meßbolzen bei Station 1,8 m ein Ausbaubogen gesetzt wurde (vgl. Abbildung AI-4.2). Deshalb sind die im MQ1 aus den gemessenen Verschiebungen abgeleiteten kleineren Stoßverschiebungen sehr wahrscheinlich auf die verstärkten Sicherungsmaßnahmen in diesem Bereich zurückzuführen.

Die großen Sohlhebungen, die durch die Ergebnisse der Fälle A2 bis A7 rechnerisch nicht nachvollzogen werden können, werden durch Quellerscheinungen erklärt (s. Abschnitt 8.7.5).

8.7.4 Meßquerschnitt 2

Der Vergleich der für den MQ2 aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen mit den in den Fällen A2 bis A7 in den Meßpunkten errechneten Verschiebungen (s. Abbildung AI-8.27) ergibt mit Ausnahme der Sohle, deren große Hebung auf Quellerscheinungen zurückgeführt wird (s. Abschnitt 8.7.5), für die Fälle A2, A3 und A7 eine gute Übereinstimmung. Bei den Fällen A4, A5 und A6, denen eine geringere Scherfestigkeit des Gebirges zugrunde liegt, sind die errechneten Stoßverschiebungen deutlich größer als die aus den Meßergebnissen abgeleiteten Verschiebungen. Dieses Ergebnis deutet auf eine etwas größere Gebirgsfestigkeit im Bereich des MQ2 als im Bereich der Meßquerschnitte 3 und 4 hin.

Diese Deutung wird durch die in Abschnitt 3.4 beschriebenen Beobachtungen hinsichtlich der Ausbildung von entfestigten Zonen um die Vorbohrung B11 beim Streckenvortrieb bekräftigt. Hier war die Ausbildung der Entfestigungszonen im Bereich von Station 0 bis ca. 15 m (Bereich A) seitlich der Vorbohrung geringer als in den Bereichen, in denen die Meßquerschnitte 3 und 4 liegen (Bereiche B und E, s. Abbildung AI-3.4). Deshalb wird der Unterschied der aus den Meßergebnissen abgeleiteten Stoßverschiebungen in den Meßquerschnitten 3 und 4 einerseits sowie im MQ2 andererseits auf Unterschiede in der durch steilstehende Trennflächen maßgeblich mitbestimmten Festigkeit des Gebirges zurückgeführt.

8.7.5 Interpretation der Sohlhebungen

Die für den MQ3 aus den Meßergebnissen abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen konnten durch die Ergebnisse der Fälle A4, A5 und A6 in etwa rechnerisch nachvollzogen werden. Nur im Bereich der Sohle sind die aus den Meßergebnissen abgeleiteten Verschiebungen einige mm größer als die errechneten Verschiebungen. Hierzu ist festzustellen, daß das Sohlnivellement am 04.09.1990 gegenüber dem am 06.06.1990 gemessenen Wert um knapp 9 mm zugenommen hat.

Beide Messungen wurden lange nach dem Einbau des Sohlbetons am 06.04.1990 durchgeführt (s. Abbildung AI-4.1). Da zwischen Juni und September keine weitere Messung durchgeführt worden war und die Folgemessung im Oktober keine weitere Zunahme der Sohlhebung ergeben hat, wird vermutet, daß die Veränderung der Sohlhebung zwischen Juni und September auf eine Beschädigung oder Veränderung des Sohlbolzens in diesem Zeitraum beruht. Ebenso ist es jedoch möglich, daß diese Hebung auf Quellerscheinungen zurückzuführen ist.

Die Sohlhebungen im Bereich der Meßquerschnitte 1 und 2 weisen bis zum Einbau des Sohlbetons, als die Horizontalverschiebungen und auch die Firstsenkung bereits konvergiert hatten, hohe Verformungsgeschwindigkeiten auf (vgl. Abbildungen AI-5.12 und AI-5.13). Danach geht die Zunahme der Sohlhebungen deutlich zurück ohne dabei jedoch zu konvergieren (vgl. Abbildungen AI-5.12, AI-5.13 und AI-5.15).

Zur Interpretation dieser Sohlhebungen wurden mit den Fällen Q1 und Q2 zwei Quellberechnungen durchgeführt. Beiden Berechnungen wurde ein Gebirgsmodul von $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ zugrunde gelegt. Eine durch die Schachtnähe der untersuchten Meßquerschnitte bedingte Veränderung der Horizontalspannungen wurde nicht angenommen. Auch blieb in diesen Berechnungen ein plastisches bzw. viskoplastisches Gebirgsverhalten bei Festigkeitsüberschreitungen unberücksichtigt. Im Unterschied zu den übrigen Berechnungen wurde jedoch die Spritzbetonsicherung ($d = 15 \text{ cm}$) der Firste und der Stöße rechnerisch berücksichtigt (s. Abbildung AI-8.3).

Dem Fall Q1 wurde ein Quellverformungsparameter von $K_Q = 4 \%$ zugrunde gelegt. Dieser entspricht etwa dem Maximalwert der aus den Quellhebungsversuchen im Labor mit salzhaltigem Wasser abgeleiteten K_Q -Werte (s. Abbildung AI-7.20). Für die Spannung σ_0 wurde ein Wert von 2 MN/m^2 angenommen (s. Abbildung AI-8.3).

Die im Fall Q1 errechneten quellbedingten Verschiebungen ohne Berücksichtigung der elastischen Verschiebungen betragen in Sohlmitte ca. 18 mm. Im übrigen Bereich der Hohlraumwand, der durch die Spritzbetonschale gesichert ist, ergeben sich nur geringe

quellbedingte Verschiebungen (Abbildung AI-8.28). Superponiert man die im Fall A3 errechneten ausbruchsbedingten Verschiebungen, mit denen sich die für die Meßquerschnitte 1 und 2 abgeleiteten vortriebsbedingten Verschiebungen mit Ausnahme der Sohlhebung rechnerisch gut nachvollziehen lassen, mit den im Fall Q1 errechneten quellbedingten Verschiebungen, dann erhält man in Sohlmitte eine Hebung von 34 mm. Diese liegt immer noch deutlich unter den für die Meßquerschnitte 1 und 2 abgeleiteten Sohlhebungen (Abbildung AI-8.28).

Dem Fall Q2 wurde ein Quellverformungsparameter von $K_Q = 10\%$ zugrunde gelegt. Dieser entspricht etwa dem Maximalwert der aus den Quellhebungsversuchen mit destilliertem Wasser abgeleiteten K_Q -Werte (s. Abbildung AI-7.20). Die übrigen dem Falle Q2 zugrunde gelegten Berechnungsannahmen und Kennwerte entsprechen denen des Falls Q1. Die für den Fall Q2 errechneten quellbedingten Verschiebungen der Hohlraumwand sind ebenfalls in der Abbildung AI-8.28 dargestellt. In Sohlmitte ergibt sich eine quellbedingte Hebung, die mit 34 mm annähernd doppelt so groß ist wie für den Fall Q1. Im Stoß ergeben sich nach innen gerichtete quellbedingte Verschiebungen von 5 bis 7 mm. Die Firste erfährt ebenso wie beim Fall Q1 keine quellbedingte Verschiebung. Die Superposition mit dem Fall A3 ergibt mit 50 mm eine Sohlhebung, die etwa 20 mm bzw. 40 mm geringer ist als die für die Meßquerschnitte 1 bzw. 2 abgeleiteten Sohlhebungen (Abbildung AI-8.28).

Bei dem Vergleich der aus der Superposition der Fälle A3 und Q1 bzw. A3 und Q2 erhaltenen Ergebnisse mit den aus den Meßwerten abgeleiteten Verschiebungen muß allerdings berücksichtigt werden, daß das hier angewendete Superpositionsprinzip nur für elastische Berechnungen strenge Gültigkeit besitzt. Sowohl elastisch-viskoplastische Lösungen (Fall A3) als auch Quellberechnungen (Fälle Q1 und Q2) beinhalten Nichtlinearitäten. Eine Berücksichtigung viskoplastischen Verhaltens in den Quellberechnungen würde dazu führen, daß der Bereich, in dem Spannungsänderungen und damit auch Entlastungen unterhalb der Sohle auftreten, gegenüber den Fällen Q1 und Q2 größer werden würde. Zum anderen wird rechnerisch nicht berücksichtigt, daß das Gestein unterhalb der Sohle infolge Quellens zerfallen und damit entfestigt werden kann. Man kann davon ausge-

hen, daß beide Einflüsse zusammen genommen zu größeren Sohlhebungen führen als sie aus den Berechnungsergebnissen abgeleitet wurden. Deshalb kann davon ausgegangen werden, daß sich die im Bereich der Meßquerschnitte 1 und 2 aufgetretenen Sohlhebungen auch in dieser Größenordnung durch quellbedingte Verformungen erklären lassen.

9. Interpretation der Beobachtungen in den Bohrlöchern

9.1 Streckenvorbohrung B11

Die Ergebnisse der in der Bohrung B11 durchgeführten Fernsehsondierungen sind in der Abbildung AI-3.3 dargestellt und wurden bereits im Abschnitt 3.3 beschrieben. Ebenso wurden die während des Streckenvortriebs gemachten Beobachtungen hinsichtlich des Zustandes der Bohrung bzw. des die Bohrung umgebenden Gebirges bereits ausführlich erläutert (Abschnitt 3.4). Die Ergebnisse dieser Beobachtungen sind den Abbildungen AI-3.4 und AI-3.5 zu entnehmen.

Aus den Ergebnissen der Fernsehsondierungen hat sich ergeben, daß bereits vor der Streckenauffahrung im Bohrloch in größeren Bereichen Nachbrüche aufgetreten sind. Im mit der Videokamera befahrba- ren vorderen Teil der Bohrung (ca. 6 m) handelt es sich dabei überwiegend um an der Schichtung orientierte Ablösungen.

Die an der temporären Ortsbrust während des Streckenvortriebs durchgeführte Dokumentation des Zustandes des Bohrlochs und des umgebenden Gebirges (s. Abbildungen AI-3.4 und AI-3.5) bestätigt weitgehend die bereits zuvor beobachteten, an der Schichtung orientierten Ablösungen, die sich jedoch im Verlauf des Streckenvortriebs zu weitreichenden aufgelockerten plastischen Zonen oberhalb und unterhalb des Bohrlochs entwickelt haben.

Die bereits vor Beginn der Streckenauffahrung mit Hilfe der Fernsehsondierungen beobachteten schichtparallelen Ablösungen können wie folgt erklärt werden. Bei der Umleitung der Vertikal- und Horizontalspannungen um das horizontale Bohrloch herum stellen sich im Bohrlochnahbereich näherungsweise die in der Abbildung AI-9.1 für 3 Schnitte dargestellten Spannungsverteilungen ein. Am ungestützten Bohrlochrand verschwinden die Radialspannungen, wodurch oberhalb und unterhalb des Bohrlochs ein Bereich mit deutlicher vertikaler Entspannung entsteht. Bei dem angenommenen Primärspannungszustand ($\sigma_H = 0,5 \cdot \sigma_V$) ergeben sich an den seitlichen Bohrlochrändern stark erhöhte, vertikal gerichtete Tangentialspannungen. Auch in den Übergangsbereichen von der Bohrlochfirste bzw. von der Bohrlochsohle zu den Bohrlochulmen stellen sich erhöhte Tangentialspannungen ein, die schräg zur etwa söhligem Schichtung

verlaufen und bei dem angenommenen Primärspannungszustand etwa 12 MN/m^2 betragen (s. Abbildung AI-9.1). Die schichtungsparallelen Gefügeebenen werden hierdurch in diesen Bereichen auf Schub beansprucht. Nimmt man in diesen Ebenen einen Reibungswinkel von ca. 15° an, so müßte auf der Schichtung eine Kohäsion von ca. 6 MN/m^2 vorhanden sein, damit es in den Bohrlocheckbereichen nicht zu Schubbrüchen kommt (s. Abbildung AI-9.1).

Nach den Ergebnissen der im Abschnitt 8 wiedergegebenen Berechnungen dürfte die Kohäsion auf den die Festigkeit des Gebirgsverbandes bestimmenden Gefügeebenen großmaßstäblich i.a. weniger als ca. $1-2 \text{ MN/m}^2$ (bei $\varphi = 15^\circ$) betragen. Kleinmaßstäblich können, wie die Ergebnisse der Laborversuche zeigen, höhere Werte vorliegen. Unter Berücksichtigung dieser Ergebnisse sind infolge des in der Abbildung AI-9.1 dargestellten Sekundärspannungszustandes folglich Schubbrüche in den Bohrlocheckbereichen zu erwarten. Die beobachteten, an der Schichtung orientierten Ausbrüche (s. Abbildung AI-3.3) sind als derartige Schubbrüche zu interpretieren.

Die während des Vortriebs an der Ortsbrust beobachtete große Ausdehnung der Festigkeitsüberschreitungen ist jedoch auch auf den Einfluß des Streckenvortriebs zurückzuführen. Während des Vortriebs erfolgt eine Umlagerung der Vertikal- und der Horizontalspannungen in den Gebirgsbereich vor der Ortsbrust (s. Abbildung AI-9.2). Dies hat eine Erhöhung der Spannungen im vor der Ortsbrust anstehenden Gebirge zur Folge. Weiterhin stehen die größten Hauptnormalspannungen infolge des umgelenkten Kraftflusses und der nicht in der Querschnittsmittelpunkt angeordneten Vorbohrung dort nicht mehr senkrecht sondern schräg zur Bohrachse. Dies führt zu zusätzlichen parallel zur Bohrachse gerichteten Schubbeanspruchungen in schichtungsparallelen Ebenen.

Die Entstehung der weitreichenden aufgelockerten, plastischen Zonen oberhalb und unterhalb der Horizontalbohrung ist in der Abbildung AI-9.2 skizziert. Ausgangszustand ist das bereits vor Beginn des Streckenvortriebs eckig ausgebrochene Bohrloch, dessen Entstehung bereits erläutert wurde. Durch die Erhöhung des Spannungsniveaus vor der Ortsbrust und die zusätzliche Schubbeanspruchung wird die Zunahme der Schubbrüche oberhalb und unterhalb des Bohr-

lochs begünstigt. Als Folge der Schubbrüche (Zerschering) tritt eine schichtparallele, lamellenartige Zerlegung des Gebirges oberhalb und unterhalb des Bohrlochs ein. Die hier zu übertragenden Horizontalspannungen bewirken sodann ein Ausknicken der Lamellen zum Bohrloch hin. Die effektive Höhe des Bohrlochs vergrößert sich infolge der Bruch- bzw. Knickvorgänge, so daß die Festigkeitsüberschreitungen sich nach oben und nach unten weiter ausdehnen. Durch die mittragende Wirkung zunehmend größerer Gebirgsbereiche in der Umgebung des Bohrlochs stabilisiert sich das System selbständig.

Der vorstehend beschriebene Mechanismus erklärt die etwa bis zur Station 15,5 m gemachten Beobachtungen (vgl. Abbildungen AI-3.4 und AI-3.5). In Bereichen, in denen außer der Schichtung infolge tektonischer Beanspruchung eine stärker ausgeprägte, steilstehende Gefügeorientierung bis hin zu Klüften vorliegt, stellen sich auch seitlich des Bohrlochs deutliche Auflockerungen mit lamellenartiger Zerlegung ein. Die Raumstellung der Lamellen ist steil bis vertikal. Diese Ausbildung der plastischen Zone wurde vor allem im Bereich zwischen den Vortriebsstationen 18 m und 21 m beobachtet (s. Abbildung AI-3.4). Die an der Schichtung orientierten Festigkeitsüberschreitungen treten in diesem Bohrlochabschnitt fast völlig zurück. In den angrenzenden Bereichen sind Mischformen zu beobachten.

Die Ursache der Ausbildung der aufgelockerten plastischen Zonen neben dem Bohrloch ist ebenfalls eine Überschreitung der Scherfestigkeit auf ausgeprägten Gefügeebenen. Die in den einzelnen Bereichen unterschiedliche Ausbildung der beobachteten Auflockerungen um das Bohrloch herum wird auf Inhomogenitäten und örtliche Unterschiede im Gefüge zurückgeführt. Ein Zusammenhang mit der Entfernung zum Schacht 2 bzw. mit einer infolge des Schachtteufens eingetretenen Veränderung der Gebirgsverhältnisse (Spannungszustand, Auflockerung) liegt nicht vor.

Als wesentliche Schlußfolgerung kann festgehalten werden, daß das Gebirge Gefügeebenen mit verringerter Scherfestigkeit und abgeminderter Zugfestigkeit enthält, die im Primärzustand nicht als Trennflächen vorliegen. Die Raumstellungen dieser Gefügeebenen orientieren sich an der Schichtung und an durch Tektonik entstan-

denen Klüften. Sie verlaufen somit näherungsweise horizontal bzw. steil. Die Zerlegung des Gebirges entlang der Gefügeebenen ist spannungs- und wie beobachtet auch zeitabhängig.

9.2 Horizontale Untersuchungsbohrungen U7-U10

Die Ergebnisse der Beobachtungen in den näherungsweise horizontalen, rechtwinklig zur Streckenachse orientierten Bohrungen U7-U10 wurden bereits im Abschnitt 6.6.2 am Beispiel der Bohrung U9 erläutert. Die Schirmbildfotos zur Fernsehsondierung in dieser Bohrung sind in der Abbildung AI-6.9 wiedergegeben.

Es konnte festgestellt werden, daß die Bohrungen U7-U10 im Teufenbereich von ca. 2 m bis ca. 5 m bereits kurze Zeit nach ihrer Herstellung stärkere Nachbrüche aufwiesen. In den Bohrlochabschnitten mit geringerer und sofern zu beobachten auch mit größerer Teufe waren die Nachbrucherscheinungen dagegen deutlich geringer und die Bohrlöcher vergleichsweise maßhaltig.

Die Vorgänge, die in den im Bereich der 343 m-Sohle hergestellten Horizontalbohrungen prinzipiell zu Nachbrüchen führen, wurden bereits im vorhergehenden Abschnitt 9.1 an der Vorbohrung B11 erläutert. Diese Ausführungen sind auch für die Bohrungen U7-U10 grundsätzlich gültig.

Im Unterschied zur Vorbohrung B11 wurden die Bohrungen U7-U10 jedoch erst nach der Auffahrung der Strecke hergestellt. Sie durchörterten einen Gebirgsbereich, in dem der primäre Spannungszustand durch die Streckenauffahrung zumindest bereichsweise verändert wurde.

Die deutliche Abgrenzung der Nachbruchzonen in den Bohrungen U7-U10 weist auf eine erhöhte Beanspruchung des Gebirges in diesem Bereich hin, die sich durch den Ausbruch der Untersuchungsstrecke erklären läßt. Hierzu ist in der Abbildung AI-9.3 als Ergebnis des Berechnungsfalles A4 (vgl. Abbildung AI-8.22) beispielhaft die Verteilung der Vertikalspannungen in einem horizontalen Schnitt im unteren Drittel der Streckenhöhe dargestellt. Weiterhin ist die Ausdehnung der plastischen Zone angegeben. Es zeigt sich, daß im

Bereich, in dem in den U-Bohrungen rasch eintretende, stärkere Nachbrüche beobachtet wurden, die Vertikalspannungen gegenüber den vertikalen Primärspannungen erhöht sind. Die parallel zur Strecke verlaufenden Horizontalspannungen (nicht dargestellt) sind gegenüber dem Primärfall in diesem Bereich ebenfalls erhöht.

Für den im Bereich des erhöhten Spannungsniveaus geführten Schnitt II-II ist in der Abbildung AI-9.3 der sich nach Herstellung der Bohrung näherungsweise einstellende Spannungszustand auf der Grundlage der in der Abbildung AI-9.1 aufgeführten Annahmen dargestellt. Auch ohne rechnerischen Nachweis erkennt man, daß aufgrund der hohen Spannungen mit Brüchen im Bohrlochnahbereich zu rechnen ist. Die Tangentialspannung seitlich der Bohrung beträgt z.B. mit ca. 28 MN/m^2 deutlich mehr als die in Laborversuchen bestimmte mittlere einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins (ca. 20 MN/m^2 , vgl. Abschnitt 7.4).

Im Bereich des Schnittes III-III (s. Abbildung AI-9.3) ist der Spannungszustand gegenüber dem Primärspannungszustand nur unwesentlich verändert. Im Hinblick auf die Standsicherheit der Bohrlöcher sind die Verhältnisse hier ähnlich wie bei der Vorbohrung B11 vor der Streckenauffahrung zu beurteilen (vgl. Abschnitt 9.1). Es ist demzufolge auch hier mit Nachbrüchen zu rechnen, die jedoch nicht so schnell und nicht in dem Umfang auftreten wie im Bereich des erhöhten Spannungsniveaus.

Im vorderen Abschnitt der U-Bohrungen (Schnitt I-I, s. Abbildung AI-9.3) sind die Spannungen gegenüber dem Primärspannungszustand deutlich verringert. Die vergleichsweise geringfügigen Nachbrüche in den vordersten Abschnitten der Bohrungen U7-U10 dürften auf diesen Umstand zurückzuführen sein.

9.3 Vertikale Untersuchungsbohrungen

Die Beobachtungen in den Vertikalbohrungen F1 und V1a-V5 wurden in den Abschnitten 6.6.3-6.6.9 ausführlich beschrieben und erläutert sowie in den Abbildungen AI-6.10 bis AI-6.26 dargestellt. Danach konnte in allen Bohrungen ein relativ einheitliches Ausbruchsbild festgestellt werden, das i.a. auf den Ost- und West-Seiten der

Bohrlöcher gegenüberliegende V-förmige Ausbrüche zeigt. Diese Ausbrüche, die im Anfangsstadium bereichsweise nur punktuell auftreten, sich i.a. jedoch nach einiger Zeit zu linienförmigen, parallel zur Bohrachse verlaufenden Strukturen entwickeln, führen letztendlich zu einer etwa elliptischen Bohrlochform.

Die Abhängigkeit der Verteilung der Ausbrüche über die Bohrlochtiefe sowie die Abhängigkeit der Größe der Ausbrüche vom Tonmineralgehalt wurde anhand der Untersuchungsergebnisse im Abschnitt 6.6.9 und in der Abbildung AI-6.26 aufgezeigt. Im folgenden soll näher auf die beobachtete Ausbruchsform und die auffällige einheitliche Orientierung der Ausbrüche eingegangen werden.

Sowohl die V-Form der Ausbrüche als auch deren Ost-West-Orientierung weisen darauf hin, daß die Ausbrüche eine über die mineralogisch begründbare Zerfallsneigung des Gesteins hinausgehende Ursache haben. Es ist davon auszugehen, daß das tektonisch geprägte Gefüge sowie die Schichtung des Gebirges einen wesentlichen Einfluß haben. Um die Zusammenhänge aufzuzeigen, wird zunächst noch einmal auf die Ergebnisse der in der Untersuchungsstrecke durchgeführten Kartierungen sowie auf die gefügestatistischen Untersuchungen der BGR (1988) [7] eingegangen.

Von der BGR (1988) wurde der Bereich der Schachtanlage Konrad nach tektonischen Gesichtspunkten in Teilbereiche unterteilt und das darin auftretende Trennflächeninventar gefügestatistisch ausgewertet. Der überwiegende Teil der Trennflächenmessungen entstammt den Schichten des Jura. Trennflächenmessungen aus dem Bereich der Unterkreide lagen 1988 nur aus den Schächten 1 und 2 vor. Wenngleich die tektonischen Hauptaktivitäten im Projektgebiet in der tiefen Unterkreide, d.h. vor dem Alb gelegen haben, kann davon ausgegangen werden, daß die im Jura angetroffenen Verhältnisse zumindest teilweise auch für die Schichten des Alb herangezogen werden können. Die Tektonik des tieferen Untergrundes bildet sich im Deckgebirge ab.

Der nach den Untersuchungen der BGR für das Gebiet des Schachtes Konrad 2 ausgeschiedene Teilbereich 5 wird im Norden durch den Bleckenstedter Sprung und im Westen durch die "Grabenstörung" ge-

gen andere Teilbereiche abgegrenzt. Vor allem die etwa Nord-Süd streichende "Grabenstörung" wird in diesem Bereich als dominierendes tektonisches Element angesehen.

Die von der BGR durchgeführte gefügestatistische Auswertung der im Teilbereich 5 im Jura eingemessenen Trennflächen zeigt vor allem NNW-SSE bis N-S streichende Gefügeflächen mit nach Osten gerichtetem Einfallen. Mit geringerer Belegung treten um E-W streichende Trennflächen auf.

Vergleicht man die Ergebnisse der o.g. gefügestatistischen Auswertung der BGR (Abb. 32 in [7]) für den Teilbereich 5 im Jura mit den Ergebnissen der in der Untersuchungsstrecke auf der 343 m-Sohle im Mittelalb durchgeführten Kartierungen, so ergibt sich i.w. eine Bestätigung der in der statistischen Auswertung bestimmten Trennflächensysteme K1 und K4 (s. Abbildung AI-4.5). Zu diesem Ergebnis gelangt man auch, wenn man die im Schacht 2 beim Abteufen im Bereich des Alb zwischen ca. 300 m und 450 m Teufe eingemessenen Klüfte bewertet.

Nimmt man dementsprechend im untersuchten Bereich des Alb die Ausbildung von 2 Gefügeebenen mit abgeminderter Scher- und Zugfestigkeit an, deren Raumstellung etwa der Raumstellung von K1 und K4 (s. Abbildung AI-4.5) entspricht, und berücksichtigt man weiterhin die abgeminderte Festigkeit auf schichtungsparallelen Flächen, so lassen sich die in den Vertikalbohrungen beobachteten Ausbrüche hinsichtlich ihrer Form und ihrer Orientierung erklären.

Bei Verschneidung der unter ca. 60-70° nach WSW (K4) und nach NW (K1) einfallenden Gefügeebenen mit etwa horizontalen schichtungsparallelen Ebenen bilden sich auf der östlichen und der westlichen Bohrlochseite pyramidenförmige Keile, die zwängungsfrei ins Bohrloch hinein gleiten können (s. Abbildung AI-9.4). Aufgrund der Raumstellung der die Keile begrenzenden Flächen ist die Standsicherheit der Keile vergleichsweise gering. Ob es zum Ausbruch der Keile kommt, hängt neben den geometrischen Verhältnissen vom Spannungszustand und von der Festigkeit (Scherfestigkeit und Zugfestigkeit) auf den Begrenzungsflächen der potentiellen Ausbruchskörper ab.

Auf der nördlichen und der südlichen Bohrlochseite bilden sich durch Verschneidung der o.g. Gefügeebenen ebenfalls potentielle Ausbruchskörper, deren Standsicherheit aufgrund der prismatischen Form und der günstigeren Raumstellung der Begrenzungsflächen bei sonst gleichen Randbedingungen (Spannungszustand, Festigkeit auf Begrenzungsflächen) höher ist (s. Abbildung AI-9.4).

Die in der Abbildung AI-9.4 in einer Prinzipdarstellung wiedergegebenen und oben qualitativ beschriebenen Verhältnisse sollen im folgenden durch eine rechnerische Abschätzung verdeutlicht und belegt werden.

In der Abbildung AI-9.5 sind dazu die durch Verschneidung der zu K1, zu K4 und zur Schichtung parallelen Ebenen gebildeten potentiellen Bruchkörper I (Bohrlochostseite) und II (Bohrlochsüdseite) im Grundriß und in einer isometrischen Ansicht dargestellt. Auf den gegenüberliegenden Bohrlochseiten herrschen jeweils vergleichbare Verhältnisse.

Für die rechnerischen Betrachtungen wurden vereinfachend die zylindrischen Konturen der dem Bohrloch zugewandten Bruchkörperflächen durch ebene Begrenzungsflächen ersetzt. Die Größe des Bruchkörpers I ergibt sich aus der Tangentenlage der zu K1 und K4 parallelen Ebenen sowie aus deren Einfallwinkel. Die Größe des Bruchkörpers II wurde so gewählt, daß die Breite (2a) der schichtparallelen Begrenzungsflächen des Körpers II der Breite des Körpers I an der Schichtflächenbegrenzung entspricht (s. Abbildung AI-9.5). Die in der Vertikalen gemessene Dicke des Körpers II wurde zu $d = a$ gewählt.

Den rechnerischen Betrachtungen liegt ein Primärspannungszustand mit $\sigma_V^0 = 8 \text{ MN/m}^2$ und $\sigma_H^0 = 0,5 \cdot \sigma_V^0 = 4 \text{ MN/m}^2$ zugrunde. Während die Vertikalspannung infolge der Herstellung des Bohrlochs nahezu unverändert bleibt, erhöht sich die horizontale Tangentialspannung am Bohrlochrand auf etwa das Doppelte der primären Horizontalspannung (Scheibe mit Loch; Isotropie in der Ebene; elastisches Verhalten). Die horizontalen Radialspannungen verschwinden am Bohrlochrand. In den Berechnungen werden näherungsweise die am Bohr-

lochrand auftretenden Spannungen für den gesamten Bereich der potentiellen Bruchkörper angenommen. Die auf die Bruchkörper I und II einwirkenden Spannungen sind in der Abbildung AI-9.5 dargestellt. Weiterhin sind die sich aus diesen Spannungen ergebenden Vertikal- und Horizontalkräfte angegeben.

Beim Bruchkörper I erzeugen die Vertikal- und die Horizontalspannungen Schubspannungen in den durch K1 und K4 gebildeten Begrenzungsflächen. Weiterhin treten in diesen Flächen Reibungskräfte und Kohäsion auf. Nach dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium stellen sich in diesen Flächen Schubbrüche ein, wenn die Schubspannungen größer werden als die durch die Reibung und die Kohäsion bestimmte Scherfestigkeit. In der Abbildung AI-9.5 ist das Bruchkriterium im Hinblick auf die spezielle Bruchkörpergeometrie unter Verwendung der parallel und senkrecht zu den Flächen auftretenden Kräfte formuliert.

Bei Vorgabe des Reibungswinkels läßt sich auf diese Weise diejenige Kohäsion bestimmen, bei deren Unterschreitung Schubbrüche auftreten. Für einen Reibungswinkel $\varphi = 15^\circ$ treten beim Bruchkörper I Schubbrüche auf, falls die Kohäsion auf den zu K1 und K4 parallelen Begrenzungsflächen kleiner als 3 MN/m^2 ist. Gemäß den Ausführungen in den Abschnitten 8 und 9.1 ist i.a. auf den zu K1 und K4 parallelen Gefügeebenen von einer geringeren Kohäsion als ca. $1-2 \text{ MN/m}^2$ auszugehen, so daß mit Ausbrüchen zu rechnen ist.

Die Reibung auf der schichtparallelen Begrenzungsfläche des Bruchkörpers I wird nicht in Ansatz gebracht, da sich der Körper bei Bewegung von der Schichtung ablöst. Ebenso wird die Zugfestigkeit senkrecht zur Schichtung vernachlässigt.

Auch für den Bruchkörper II ist die entsprechende rechnerische Betrachtung in der Abbildung AI-9.5 wiedergegeben. Im Gegensatz zum Körper I kann sich der Körper II nur schichtungsparallel, d.h. etwa horizontal zum Bohrloch hin verschieben. Die Reibung auf den den Körper II oben und unten begrenzenden schichtparallelen Gefügeebenen ist daher im Bruchkriterium zu berücksichtigen. Die Reibung auf diesen Flächen trägt beim Körper II entscheidend zur erhöhten Sicherheit gegen Ausbruch bei. Bei Vorgabe eines Reibungs-

winkels $\varphi = 15^\circ$ ergibt sich in der rechnerischen Abschätzung, daß keine Kohäsion erforderlich ist, um Schubbrüche zu vermeiden (s. Abbildung AI-9.5). Durch die rechnerische Abschätzung kann somit auch quantitativ das bevorzugte Ausbrechen der Bohrlochwandungen auf den östlichen und den westlichen Seiten der Vertikalbohrungen erklärt werden.

Das bevorzugte Auftreten der Ausbrüche in Bereichen mit höherem Tonmineralgehalt, das sich insbesondere bei Wasserzutritt zeigt, kann auf die in diesen Bereichen geringere Scherfestigkeit auf den Gefügeebenen zurückgeführt werden. Durch das Eindringen von Wasser über bereits beim Bohrvorgang entstandene Mikrorisse wird die Festigkeit weiter herabgesetzt. Hierbei dürften auch Quellvorgänge eine wesentliche Rolle spielen.

10. Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand

Auf der Grundlage der im Kapitel 8 erläuterten rechnerischen Interpretation der beim Vortrieb der Strecke durchgeführten Verformungsmessungen werden nachfolgend die felsmechanischen Kennwerte des Gebirges, die den statischen Berechnungen zur Schachtverfüllung und zur Abschätzung von Auflockerungszonen in der Umgebung der Schächte und der alten Bohrungen zugrunde gelegt werden, abgeleitet.

Die im Labor an Kernstücken ermittelten Wichten und Poissonzahlen können, weil der Fels nur geschlossene Trennflächen also keine nennenswerten Hohlräume aufweist, auf das Gebirge übertragen werden. In der Abbildung AI-10.1 sind für diese Kennwerte, weil sie keine großen Streuungen aufweisen und ihr Einfluß auf die Ergebnisse der statischen Berechnungen verhältnismäßig gering ist, nur die Mittelwerte angegeben.

Die durch die Laborversuche an Gesteinsprüfkörpern ermittelten E-Moduli, einaxialen Druckfestigkeiten und Scherparameter können, wie die Ergebnisse der Berechnungen zur Interpretation der beim Vortrieb der Strecke gemessenen Verformungen gezeigt haben, nicht auf das Gebirge übertragen werden. Sie sind nur für den Maßstab gültig, der durch die Größe der Prüfkörper bestimmt wird (s. Bild 1 im Kapitel 8). In diesem Maßstab war auch ein festigkeitsmindernder Einfluß der Schichtung nicht erkennbar.

Im größeren Maßstab wirken sich Fehlstellen in der Gesteinsmatrix festigkeitsmindernd aus (s. Bild 1 in Kapitel 8). Außerdem macht sich der Einfluß von Gefügeebenen und Trennflächen auf die Festigkeit des Gebirges bemerkbar. Die Beobachtungen in den Bohrungen, die im Kapitel 9 interpretiert werden, zeigen, daß die Schichtflächen und tektonisch geprägte Gefügeebenen mit Raumstellungen, die den mittleren Raumstellungen der in der Strecke eingemessenen Trennflächenscharen K1 und K4 (Abbildung AI-10.1) entsprechen, auch wenn sie nicht als Trennflächen ausgebildet sind, Flächen vermindelter Scherfestigkeit darstellen. Eine Interpretation der in den Vertikalbohrungen beobachteten Ausbrüche führt zu dem Ergebnis, daß die Kohäsion auf den zu K1 und K4 parallelen Gefüge-

ebenen weniger als $c = 3 \text{ MN/m}^2$ (bei $\varphi = 15^\circ$) betragen muß, um die beobachteten Ausbrüche zu erklären. Diese Scherparameter lassen sich nach der Beziehung

$$\sigma_d = \frac{2c}{\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (10.1)$$

in eine einaxiale Druckfestigkeit von $\sigma_d = 8 \text{ MN/m}^2$ umrechnen, die deutlich unterhalb der mittleren Gesteinsdruckfestigkeit von $\sigma_d \approx 20 \text{ MN/m}^2$ liegt (s. Abbildung AI-7.10).

Noch stärker bemerkbar macht sich der festigkeitsmindernde Einfluß von Fehlstellen in der Gesteinsmatrix, wenn der Spannungszustand, wie beim Auffahren der Strecke, in größeren Gebirgsbereichen verändert wird. Hier läßt sich die Gebirgsfestigkeit bei Verwendung eines homogenen, isotropen Modells durch Scherparameter beschreiben, wie sie den Berechnungen zur Interpretation der vortriebsbedingten Verformungen (Fälle A2 bis A6) zugrunde liegen (s. Abbildung AI-10.1). Die bei der Streckenauffahrung aufgetretenen Neubrüche, die sich in ihrer Raumstellung an den Raumstellungen der kartierten Kluftscharen orientieren, jedoch hinsichtlich ihrer Raumstellungen größere Streuungen aufweisen (s. Abbildung AI-4.5) sowie die Beobachtungen in den Bohrlöchern geben Hinweise darauf, daß die Gebirgsfestigkeit entlang der tektonisch geprägten Gefügebenebenen geringer ist als in den davon abweichenden Richtungen. Zur Interpretation der beim Auffahren der Strecke eingetretenen Verformungen, die durch Spannungsumlagerungen in größeren Gebirgsbereichen bestimmt werden, braucht diese gefügebedingte Festigkeitsanisotropie jedoch nicht berücksichtigt zu werden. Die Verwendung eines homogenen, isotropen Gebirgsmodells ist hierzu ausreichend (vgl. Kapitel 8).

Wie die Ergebnisse der Berechnungen, mit denen die vortriebsbedingten Verformungen nachvollzogen werden konnten, zeigen, ist auch der E-Modul des Gebirges mit 2000 bis 4000 MN/m^2 deutlich geringer einzuschätzen als die aus den Ergebnissen der Laborversuche an Gesteinsprüfkörpern abgeleiteten Moduli (Abbildung AI-10.1). Für den Dilatanzwinkel ψ , durch den die Größe der mit plastischen

Verformungen verbundenen Volumenvergrößerung bestimmt wird, kann nach den Ergebnissen der Berechnungen zur Interpretation der beim Streckenvortrieb gemessenen Verformungen angenommen werden, daß er etwa dem Reibungswinkel entspricht (Abbildung AI-10.1).

Hinsichtlich der Quelleigenschaften wird davon ausgegangen, daß sich die an Gesteinsprüfkörpern im Labor ermittelten Quellverformungsparameter K_q zwischen 0 und 10 % (s. Abbildung AI-7.20) auf das Gebirge übertragen lassen (Abbildung AI-10.1). Das bedeutet, daß das Quellverhalten des Gebirges in sehr starkem Maße vom Salzgehalt des Wassers abhängig ist, durch das die Quellung ausgelöst wird.

Für die statischen Berechnungen zur Schachtverfüllung und zur Abschätzung der Auflockerungszonen kann davon ausgegangen werden, daß die Primärspannungen im Gebirge allein aus dem Eigengewicht des Gebirges resultieren. Gemäß der Ergebnisse der Überbohr-Entlastungsversuche wird dabei von einem mittleren Seitendruckbeiwert von $\sigma_{Ho}/\sigma_{Vo} = 0,5$ ausgegangen (s. Kapitel 6.3). Ein größerer Seitendruckbeiwert läßt sich auch aus der Interpretation der beim Vortrieb der Strecke gemessenen Verformungen nicht ableiten.

Den statischen Berechnungen zur Schachtverfüllung und zur Abschätzung der Auflockerungszonen können die in der Abbildung AI-10.1 für das Gebirge angegebenen Kennwerte zugrunde gelegt werden. Eine diskrete Berücksichtigung von Trennflächen bzw. gefügebedingten Anisotropien ist aus den o.g. Gründen in diesen Berechnungen nicht erforderlich.

11. Interpretation der Ergebnisse der Feldversuche im Hinblick auf die Ausbildung einer Auflockerungszone

Um den Gebirgsbereich, der beim Abteufen des Schachtes Konrad 2 im Hinblick auf die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges beeinflusst wurde, einzugrenzen, werden zunächst die Ergebnisse der WD-Tests und Ultraschallmessungen zusammenfassend bewertet.

In der Abbildung AI-11.1 sind die Ergebnisse der in den Bohrungen W1 bis W7 durchgeführten WD-Tests zusammengestellt. Auf dieser Abbildung sind für jeden Verpreßabschnitt der kleinste und der größte Einzelwert eingetragen. Dabei wurden nur die nach dem ISRM-Verfahren ermittelten Werte berücksichtigt, weil diese, im Unterschied zu den nach dem Wiederanstiegsverfahren nach THEIS ermittelten Werte für alle Versuchsabschnitte vollständig vorliegen (vgl. Abbildung AI-6.8). Darüber hinaus sind auch die mit der Länge der einzelnen Verpreßabschnitte gewichteten Mittelwerte angegeben, die für die kleinsten und größten Einzelwerte der in der Schrägbohrung W7, den Vertikalbohrungen W5 und W6 sowie den vom Schacht ausgehenden Horizontalbohrungen W1 bis W4 durchgeführten Versuche bestimmt wurden.

Aus den Ergebnissen der in der Bohrung W7 durchgeführten WD-Tests lassen sich, wenn die in unmittelbarer Nähe der Strecke durchgeführten Versuche unberücksichtigt bleiben, mittlere k_f -Werte von $1 \cdot 10^{-11}$ bis $6 \cdot 10^{-11}$ m/s ableiten. Diese Bohrung liegt so weit vom Schacht entfernt, daß davon ausgegangen werden kann, daß die Wasserdurchlässigkeit des unverritzten Gebirges in dieser Größenordnung liegt.

In Schachtnähe lassen sich aus den Ergebnissen der WD-Tests größere Wasserdurchlässigkeiten ableiten. Nach den Ergebnissen der in den vom Schacht ausgehenden Bohrungen W1 bis W4 durchgeführten Versuche lassen sich dabei drei Zonen im Hinblick auf ihre mittlere Wasserdurchlässigkeit unterscheiden:

1. Die Zone ①, die der visuell erkennbaren Auflockerungszone entspricht. Einschließlich der Hinterfüllung des Schachtausbaus beträgt ihre Dicke nach der Streckenkartierung 0,3 bis

0,8 m. Ihre mittlere Dicke wird mit 0,6 m angenommen. Die Verpreßstrecken von zwei WD-Versuchen reichen zum Teil in diese Zone hinein. Die für diese Verpreßstrecken durch WD-Tests ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte betragen im Mittel ca. $2 \cdot 10^{-8}$ m/s. Dieser Wert dürfte allerdings für die Zone ① nicht repräsentativ sein. Die Wasserdurchlässigkeit wird hier höher eingeschätzt.

2. Die Zone ②, die sich von ca. 0,6 bis 4 m hinter den Schachtrand (Außenkante Betonformsteinausbau) erstreckt. Hier betragen die durch WD-Tests ermittelten k_f -Werte im Mittel $5 \cdot 10^{-9}$ bis $9 \cdot 10^{-9}$ m/s.
3. Die Zone ③, die sich von ca. 4 bis 10 m hinter den Schachtrand erstreckt. Die mittleren k_f -Werte sind auch hier mit $1 \cdot 10^{-9}$ bis $5 \cdot 10^{-9}$ m/s noch höher als im unverritzten Gebirge.

Ebenfalls höher als in dem vom Schacht unbeeinflussten Gebirge, jedoch niedriger als in den Zonen ① bis ③ liegen die k_f -Werte, die durch die WD-Tests in den Bohrungen W5 und W6 ermittelt wurden. Die Mittelwerte betragen hier $9 \cdot 10^{-11}$ bis $5 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Auch die Ergebnisse der Ultraschallmessungen in den Bohrungen U1/U2 bzw. U3/U4 führen zu dem Ergebnis, daß der Einfluß des Schachtes auf die p-Wellengeschwindigkeiten mindestens bis zu 6 m tief in das Gebirge hineinreicht (s. Abbildung AI-6.8).

Die Ergebnisse dieser Feldversuche werden nachfolgend durch numerische Berechnungen, die mit dem bereits in Abschnitt 8.2 erwähnten Rechenprogramm FST03 [11] durchgeführt wurden, auf theoretischem Wege begründet und interpretiert.

Der gewählte Berechnungsausschnitt ist in der Abbildung AI-11.2 dargestellt. Es handelt sich um eine horizontal liegende Gebirgs-scheibe, deren Abmessungen in x- und z-Richtung jeweils 50 m und in y-Richtung 1 m betragen. Die Knoten der Ebenen $x = 0$ und $x = 50$ m sind in x-Richtung unverschieblich und in z-Richtung verschieblich gelagert, während die Knoten der Ebenen $z = 0$ und

$z = 50$ m in z -Richtung festgehalten und in x -Richtung verschieblich sind. Durch diese Annahmen ergeben sich die x - und z -Achse als Symmetrieachsen, so daß man die Berechnungen auf einen Viertelkreis beschränken kann. Die Knoten der Ebene $y = 0$ sind in allen Richtungen frei verschieblich. Im Unterschied dazu werden die Knoten der Ebene $y = 1$ in y -Richtung festgehalten und können sich nur in x - und z -Richtung verschieben.

Die Simulation der Überlagerung von 343 m erfolgt durch Berücksichtigung entsprechender Knotenkräfte in y -Richtung. Das Elementnetz ist in 171 Elemente mit 222 Knoten je Ebene unterteilt. Es ermöglicht eine vereinfachende Simulation des Schachtausbruches und des Einbaus der Schachtsicherung (Abbildung AI-11.2).

Die zur Nachbildung des Abteufvorganges des Schachtes durchgeführten Rechenschritte sind ebenfalls in der Abbildung AI-11.2 dargestellt. Der 1. Rechenschritt beinhaltet die Berechnung der Spannungen und Verformungen für den ungestörten Zustand im Gebirge vor Beginn der bergbaulichen Eingriffe (Primärzustand). Im 2. Rechenschritt wird der Ausbruch des Schachtes simuliert, indem die innerhalb des Ausbruchs liegenden Elemente entfernt werden. Für das Gebirge wird in diesem Rechenschritt wie im Primärfall elastisches Spannungs-Verformungsverhalten angenommen. Erst im folgenden 3. Rechenschritt, mit dem der Einbau der Schachtsicherung nachvollzogen wird, schließt sich an die elastische Berechnung eine Iterationsrechnung zur Ermittlung viskoplastischer Verformungen des Gebirges an (s. Abschnitt 8.2).

Die den nachfolgend beschriebenen Berechnungen (Fälle S1 und S2) zugrundegelegten Kennwerte und Annahmen sind ebenfalls in der Abbildung AI-11.2 zusammengestellt. Den beiden Fällen werden Gebirgskennwerte zugrunde gelegt, die innerhalb der im Kapitel 10 angegebenen Streubereiche liegen.

Die im 3. Rechenschritt berücksichtigte Schachtsicherung wurde durch zwei Elementreihen simuliert. Der Betonformsteinausbau wurde durch eine 50 cm dicke Elementreihe, die Schachthinterfüllung aus Wabensteinen durch eine 15 cm dicke Elementreihe nachgebildet. Der E-Modul der Betonformsteine wurde auf der Grundlage von Versuchs-

ergebnissen an Proben aus dem Schachtausbau mit $E = 10000 \text{ MN/m}^2$ angenommen. Den Wabensteinen wurde ein E-Modul von 100 MN/m^2 zugrunde gelegt, der als Schätzwert anzusehen ist. Sowohl für die Betonformsteine als auch für die Wabensteine wurde eine linear elastische Spannungs-Verformungsbeziehung angenommen.

In der Abbildung AI-11.3 sind die für die Fälle S1 und S2 im zweiten und dritten Rechenschritt ermittelten radialen und tangentialen Spannungskomponenten (σ_r, σ_t) sowie die Dehnungen in radialer Richtung (ϵ_r) über den Abstand zum Schachtrand (Δ_r) aufgetragen. Sowohl die im 2. Rechenschritt unter der Annahme elastischen Gebirgsverhaltens als auch die im 3. Rechenschritt erhaltenen Ergebnisse zeigen in Schachtnähe eine Spannungserhöhung in tangentialer Richtung und eine Entlastung in radialer Richtung, die zu radial gerichteten Gebirgsdehnungen führt. Im 3. Rechenschritt der Fälle S1 und S2 bildet sich jeweils um den Schacht herum eine Zone aus, in der die Festigkeit des Gebirges überschritten ist. Der Durchmesser dieser Zone ist von der Scherfestigkeit des Gebirges abhängig. Bei der für den Fall S1 angenommenen Kohäsion von $c = 1,5 \text{ MN/m}^2$ erstreckt sich dieser Bereich bis ca. 2,4 m hinter den Schachtrand. Bei der für den Fall S2 angenommenen Kohäsion von $c = 2 \text{ MN/m}^2$ erstreckt sich diese Zone nur ca. 1,2 m über den Schachtrand hinaus. Die Zone mit Festigkeitsüberschreitungen im Gebirge ist also in beiden Fällen etwas größer als die beim Auffahren der Strecke visuell erkennbare Auflockerungszone (Zone ①). Am Verlauf der radialen Dehnungen ist zu erkennen, daß diese Dehnungen innerhalb der Zone mit Festigkeitsüberschreitungen im Gebirge zum Schachtrand hin sehr viel stärker zunehmen als in den Gebirgsbereichen mit elastischem Verhalten. Am Schachtrand ergibt sich im 3. Rechenschritt für die Fälle S1 und S2 jeweils eine radiale Dehnung von ca. 11 ‰. Außerhalb der Zone mit Festigkeitsüberschreitungen im Gebirge sind die für die Fälle S1 und S2 im 3. Rechenschritt ermittelten radialen Dehnungen jedoch jeweils kleiner als die entsprechenden, im 2. Rechenschritt ermittelten Dehnungen. Sie liegen im Fall S1 unter 0,5 ‰ und im Fall S2 unter 3 ‰ (Abbildung AI-11.3).

Zur Interpretation dieser Berechnungsergebnisse im Hinblick auf die beim Abteufen des Schachtes aufgetretenen und durch die Ergeb-

nisse der WD-Tests nachgewiesenen Wasserdurchlässigkeitsänderungen des Gebirges wird das in der Abbildung AI-11.4 dargestellte Modell betrachtet. Nach diesem Modell wird der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des unverritzten Gebirges, der nach den Ergebnissen der in der Bohrung W7 durchgeführten WD-Versuche etwa $5 \cdot 10^{-11} \text{m/s}$ beträgt, durch Fehlstellen und kleine Risse im Gestein sowie durch Gefüge- und Trennflächen bestimmt. Die Wasserdurchlässigkeit der Gesteinsmatrix selbst dürfte noch geringer sein.

Die auch bei elastischem Gebirgsverhalten beim Abteufen des Schachtes aufgetretenen radialen Dehnungen ϵ_r führen nach dieser Modellvorstellung zunächst zu einer Öffnung von Rissen und Trennflächen, die annähernd parallel bzw. tangential zur Schachtwand verlaufen. Aufgrund der Erhöhung der Druckspannung in tangentialer Richtung werden senkrecht bzw. radial zur Schachtwand orientierte Risse und Trennflächen nicht geöffnet.

Im Bereich der visuell erkennbaren Auflockerungszone (Zone ①), sowie auch in der u.U. etwas größeren Zone, in der die Scherfestigkeit des Gebirges überschritten wird, entstehen darüber hinaus durch Neubrüche zusätzliche Risse.

Durch die Öffnung bzw. Neuentstehung vorwiegend tangentialer Risse ändert sich in der Umgebung des Schachtes die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges in tangentialer und vertikaler Richtung. Die im unverritzten Gebirge als isotrop angenommene Wasserdurchlässigkeit, die durch einen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_{f0} beschrieben wird, erhält somit eine Anisotropie, die durch einen Wasserdurchlässigkeitstensor beschrieben werden kann.

Diese Anisotropie kommt übrigens in den Ergebnissen der in den Bohrungen W5 und W6 durchgeführten WD-Tests zum Ausdruck. Obwohl diese Bohrungen innerhalb der Zone ② liegen, wurden hier mittlere k_f -Werte bestimmt, die mit $9 \cdot 10^{-11}$ bis $5 \cdot 10^{-10} \text{m/s}$ deutlich niedriger liegen als die aus den Ergebnissen der in den annähernd radial verlaufenden Bohrungen W1 bis W4 durchgeführten WD-Tests ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte im Bereich der Zone ② (s. Abbildung AI-11.1). Die Ursache für diese Unterschiede wird darin gesehen, daß die Gebirgsdurchlässigkeit radial zum Schacht

geringer ist als tangential zum Schacht und in vertikaler Richtung. Die Ergebnisse der in den Bohrungen W5 und W6 durchgeführten WD-Versuche sind im Unterschied zu den in den Bohrungen W1 bis W4 durchgeführten WD-Tests auch durch die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges in radialer Richtung beeinflusst. Wahrscheinlich ergaben sich deshalb aus den Ergebnissen der in den Bohrungen W5 und W6 durchgeführten WD-Tests geringere k_f -Werte.

Die Änderung der Wasserdurchlässigkeit in tangentialer und vertikaler Richtung Δk_f , die aus der Öffnung bzw. Neuentstehung von tangentialen Rissen resultiert, ist proportional zur dritten Potenz der Änderung der mittleren Spaltweite $\Delta 2a_j$ und umgekehrt proportional zum mittleren Abstand der Risse d . Dies folgt aus theoretischen Behandlungen der parallelen und laminaren Durchströmung ebener Spalte.

Für hydraulisch glatte Verhältnisse (relative Rauigkeit $k/D_h \leq 0,032$) ist die in der Abbildung AI-11.5 angegebene Formel gültig, die für einen mittleren Spaltabstand von $d = 1$ m für verschiedene Spaltweiten $2a_j$ graphisch ausgewertet wurde. In diesem Diagramm ist die Spaltweite über den Wasserdurchlässigkeitsbeiwert in halblogarithmischem Maßstab aufgetragen.

Wenn man davon ausgeht, daß $d = 1$ m für den mittleren Rißabstand im unverritzten Gebirge größenordnungsmäßig richtig gewählt wurde, dann ergeben sich nach der auf der Abbildung AI-11.5 angegebenen Formel für Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte von $k_{f0} \leq 5 \cdot 10^{-11}$ m/s mittlere Spaltweiten von $2a_j \leq 0,004$ mm. In der Zone ③, für die mittlere k_f -Werte von $1 \cdot 10^{-9}$ bis $5 \cdot 10^{-9}$ m/s ermittelt wurden, betragen unter dieser Annahme die mittleren Spaltweiten der tangentialen Risse 0,012 bis 0,02 mm. In der Zone ② erhält man nach entsprechenden Überlegungen mittlere Spaltweiten von 0,02 bis 0,024 mm. Der aus den Ergebnissen der WD-Tests für die Zone ① abgeleitete k_f -Wert von $2 \cdot 10^{-8}$ m/s führt nach dem Diagramm in Abbildung AI-11.5 zu einer mittleren Spaltweite von 0,03 mm. Nicht berücksichtigt ist dabei, daß der Abstand der Risse in der visuell erkennbaren Auflockerungszone deutlich kleiner als 1 m ist.

In der Abbildung AI-11.6 wurden die Ergebnisse einer Interpretation der in den Fällen S1 und S2 errechneten radialen Dehnungen ϵ_r im Hinblick auf die mittlere Spaltweite der tangentialen Risse und die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges in Schachtnähe auf der Grundlage der in der Abbildung AI-11.5 angegebenen Formel in Form zweier Diagramme aufbereitet. Bei dieser Interpretation wurde angenommen, daß die auf den Abstand $d = 1$ m bezogene Änderung der Spaltweite von tangentialen Rissen und Trennflächen $\Delta 2a_j$ etwa 1 % der errechneten radialen Dehnung ϵ_r beträgt. Dieser Annahme entsprechend entfallen 99 % der errechneten radialen Dehnung auf die Gesteinsmatrix.

In dem in der Abbildung AI-11.6 links dargestellten Diagramm sind die unter dieser Annahme aus den errechneten Radialverschiebungen abgeleiteten mittleren Spaltweiten über den Abstand zum Schachtrand (Δr) aufgetragen. Dabei wurde für das unverritzte Gebirge von einer mittleren Spaltweite von 0,004 mm ausgegangen. Die mittlere Spaltweite eines tangentialen Risses im Abstand Δr zum Schachtrand läßt sich damit jeweils nach der Formel

$$\begin{aligned} 2a_j(\Delta r) &= 0,004 \text{ mm} + \Delta 2a_j (\Delta r) \\ &= 0,004 \text{ mm} + 0,01 \cdot d \cdot \epsilon_r(\Delta r) \end{aligned}$$

aus der errechneten Dehnung ϵ_r abschätzen.

Wie dem linken Diagramm in der Abbildung AI-11.6 zu entnehmen ist, ergeben sich unter diesen Annahmen für die Fälle S1 und S2 im jeweils 3. Rechenschritt im Bereich der visuell erkennbaren Auflockerungszone (Zone ①) mittlere Spaltweiten von ca. 0,07 bis 0,11 mm. An den Rändern der Zone mit Überschreitungen der Gebirgsfestigkeit liegen die mittleren Spaltweiten bei ca. 0,01 mm (Fall S1) bzw. ca. 0,03 mm (Fall S2). Die mittleren Spaltweiten, die für die Fälle S1 und S2 aus den Ergebnissen des jeweils 2. Rechenschrittes abgeleitet werden können, betragen auch am Schachtrand nur maximal ca. 0,03 mm. Da Spaltweiten von weniger als 0,07 mm mit dem bloßen Auge nicht zu erkennen sind, wird die diesem Ergebnis zugrunde liegende Annahme, daß nur 1 % der radialen Gebirgsdehnung auf die Spaltweitenänderung tangentialer Risse entfällt, größenordnungsmäßig bestätigt bzw. nicht widerlegt.

In dem in der Abbildung AI-11.6 rechts dargestellten Diagramm sind die aus den errechneten Dehnungen abgeleiteten k_f -Werte, die sich nach der in der Abbildung AI-11.5 angegebenen Formel aus den Spaltweiten berechnen lassen, ebenfalls in Abhängigkeit von der Entfernung zum Schachtrand dargestellt. Dabei handelt es sich um die erhöhten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte in tangentialer und vertikaler Richtung (vgl. Abbildung AI-11.4).

Es ist zu erkennen, daß sich auch aus den im 2. Rechenschritt der Fälle S1 und S2 unter der Annahme elastischen Gebirgsverhaltens errechneten radialen Dehnungen k_f -Werte ableiten lassen, die in einem Abstand zum Schachtrand bis ca. 10 m größer als 10^{-10} m/s sind. Am Schachtrand betragen die auf diese Weise rückgerechneten k_f -Werte $4 \cdot 10^{-9}$ bzw. $2 \cdot 10^{-8}$ m/s (Fälle S1 und S2, 2. Rechenschritt, Abbildung AI-11.6).

Die im 3. Rechenschritt der Fälle S1 und S2 unter Berücksichtigung viskoplastischen Gebirgsverhaltens errechneten radialen Dehnungen führen unter den getroffenen Annahmen in einem Bereich, dessen Durchmesser je nach Gebirgsfestigkeit ca. 1 bis 2 m beträgt, zu k_f -Werten, die größer als die jeweils für den 2. Rechenschritt unter der Annahme elastischen Gebirgsverhaltens rückgerechneten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte sind. Am Schachtrand steigen diese k_f -Werte bei einem angenommenen mittleren Abstand der tangentialen Risse von $d = 1$ m auf ca. 10^{-6} m/s an. Außerhalb dieses Nahbereichs von ca. 1 bis 2 m sind die rückgerechneten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte nicht größer als $2 \cdot 10^{-9}$ bis $3 \cdot 10^{-9}$ m/s (Abbildung AI-11.6). Diese k_f -Werte entsprechen größenordnungsmäßig den aus den Ergebnissen der WD-Tests im Bereich der Zonen ② und ③ abgeleiteten mittleren Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten (vgl. Abbildung AI-11.1). Im Bereich außerhalb der Zone ③ ($\Delta r > 10$ m) gehen die aus den Berechnungsergebnissen abgeleiteten Wasserdurchlässigkeiten auf k_f -Werte von $\leq 10^{-10}$ m/s zurück (Abbildung AI-11.6).

Damit können die Ergebnisse der in den Bohrungen W1 bis W4 durchgeführten WD-Versuche auch auf theoretischem Wege in Form einer Plausibilitätsbetrachtung nachvollzogen werden.

12. Extrapolation der Ergebnisse auf die Schichtenfolge des Alb und des Apt

Im Hinblick auf die Fragestellungen im Zusammenhang mit der Schachtverfüllung und der Dichtigkeit der alten Bohrungen werden im folgenden die Ergebnisse der von der 343 m-Sohle im Schacht 2 aus durchgeführten Untersuchungen auf die gesamte Schichtenfolge des Alb und des Apt im Projektgebiet extrapoliert.

Bei den zu extrapolierenden Ergebnissen handelt es sich im einzelnen um Angaben zur Verformbarkeit, zur Festigkeit und zur Wasserdurchlässigkeit des Gebirges sowie um Angaben zum Spannungszustand und zur Bohrlochstandsicherheit. Die Extrapolation erfolgt anhand vergleichender Betrachtungen auf der Grundlage der Kenntnisse über die Lithologie und die Mineralogie sowie über die regionalen geologischen und tektonischen Verhältnisse. Für die vertikale Extrapolation kann dazu auf die vorliegenden Ergebnisse zur Bohrung Konrad 101 (BGR 1985 [13], 1986 [14] und 1989 [15]) zurückgegriffen werden, während sich die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus dem Nahbereich des Schachtes 2 und der K101 auf das Projektgebiet aus der Revision der Tiefbohrungen und den gefügestatistischen Untersuchungen (BGR 1988 [16] und [7]) sowie der Auswertung reflexionsseismischer Messungen (BGR 1985 [17] und 1989 [18]) ergibt.

Lithologische und mineralogische Verhältnisse im Bereich der Bohrung Konrad 101

Die lithologischen Verhältnisse im Bereich der mit der Bohrung K101 aufgeschlossenen Schichten des Alb und des Apt können dem Bericht der BGR (1986) [14] entnommen werden. Im folgenden wird eine lithologische Kurzbeschreibung dieser Schichtenfolge angegeben und durch die Darstellung der Verteilung der wesentlichen gesteinsbestimmenden Minerale in der Abbildung AI-12.1 ergänzt. Die Angaben zur Mineralogie wurden dem Bericht der BGR (1989) [15] entnommen.

Im Oberalb stehen überwiegend schluffige Ton- und Tonmergelsteine an. Das dominierende Tonmineral ist Smektit. Daneben treten die Tonminerale Muskovit-Illit und in deutlich kleineren Anteilen Kao-

linit und Chlorit auf. Der Gesamt-Tonmineralgehalt liegt im größten Teil des Oberalb bei ca. 30-40 %.

Im höheren Teil des Oberalb ist der Tonmineralgehalt mit insgesamt ca. 20-30 % niedriger. Erwähnenswert ist in diesem Bereich das Auftreten von Opal-CT und Clinoptilolit (in Abbildung AI-12.1 nicht dargestellt), auf das die bereichsweise Verfestigung durch diagenetische Silikatbildung der Tonmergelsteine ("Flammenmergel"-Fazies) zurückzuführen ist.

Der Calcitanteil nimmt im Oberalb tendenziell von oben nach unten ab. Er liegt i.a. in der Größenordnung von ca. 20-30 %. Der Quarzanteil schwankt im Bereich des Oberalb zwischen ca. 10 und 30 %. Im höheren Oberalb liegt er an der oberen Grenze des genannten Streubereichs.

Im gesamten Oberalb sind in geringerem Maße außerdem Feldspat, Siderit und Dolomit sowie in Spuren weitere Minerale anzutreffen. Dies gilt ebenso für die Schichten des Mittelalb, des Unteralb und des Apt. In die graphische Darstellung der mineralogischen Verhältnisse in der Abbildung AI-12.1 sind diese Minerale nicht aufgenommen. Es sind dort grundsätzlich nur die Tonminerale Smektit, Muskovit-Illit, Kaolinit und Chlorit sowie die Nicht-Tonminerale Quarz und Calcit dargestellt.

Im Mittelalb stehen überwiegend schluffige Tonmergelsteine, örtlich auch schluffige Tonsteine an. Bereichsweise ist das Gestein feinsandig. Auch im Mittelalb ist Smektit das dominierende Tonmineral, gefolgt von Muskovit-Illit. Kaolinit und Chlorit treten nur in geringen Anteilen auf. Der Quarzanteil liegt in ähnlicher Größenordnung wie im Oberalb, während der Calcitanteil tendenziell nach unten hin bis auf Werte von ca. 10-15 % weiter abnimmt (s. Abbildung AI-12.1).

Im Unteralb stehen überwiegend schluffige, feinsandige Ton- und Tonmergelsteine an. Der Gesamt-Tonmineralgehalt ist im Mittel höher als im Mittel- und im Oberalb und beträgt in größeren Abschnitten mehr als 50 %. Nach unten hin nimmt der Smektitgehalt bereichsweise ab. Dafür ist in diesen Bereichen jedoch der Anteil

an Kaolinit und Chlorit und z.T. auch der Muskovit-Illit-Anteil gegenüber dem oberen Teil der Schichtenfolge deutlich erhöht.

Der Quarzanteil liegt i.a. zwischen 20 % und 30 %, örtlich auch etwas darüber. Der Calcitgehalt verschwindet im Unterhalb fast vollständig und liegt nur noch im obersten Teil des Unterhalb in der Größenordnung von ca. 10-15 %.

An der Basis des Unterhalb steht in der Bohrung K101 der Hilssandstein in einer Mächtigkeit von ca. 3 m an. In lithologischer und mineralogischer Hinsicht unterscheidet sich dieser glaukonitische Sandstein deutlich vom übrigen Bereich des Alb (s. Abbildung AI-12.1).

Unterhalb des Hilssandsteins stehen die Schichten des Apt an. In der Bohrung K101 wurde infolge Transgression nur das Oberapt angetroffen. Es handelt sich um kalkige, schluffige Tonsteine, deren Smektitanteil zum Liegenden hin abnimmt, während die Anteile an Muskovit-Illit und Kaolinit ansteigen. Der Quarzgehalt liegt in ähnlicher Größe wie im Unterhalb. Der Calcitanteil ist dagegen wieder höher als im Unterhalb und beträgt bis zu ca. 20 % (s. Abbildung AI-12.1). In die Schichten des Apt sind 3 smektitreiche Tuffhorizonte eingeschaltet, die jedoch wegen ihrer geringen Dicke von 2-4 cm von untergeordneter Bedeutung sind.

Lithologische und mineralogische Verhältnisse im Bereich der von der 343 m-Sohle aus abgeteuften Bohrungen

Zum Vergleich mit den Ergebnissen aus dem Bereich der Bohrung K101 ist das für den Bereich der Untersuchungsbohrungen auf der 343 m-Sohle ermittelte mineralogische Profil (vgl. Abschnitte 6.6 und 7.3) in der Abbildung AI-12.1 den Ergebnissen aus der K101 gegenübergestellt. Als Anhaltspunkte für die Teufenorientierung der mineralogischen Profile dienen die von der BGR ([14] und [16]) angegebenen Schichtgrenzen zwischen Oberhalb und Mittelhalb in der K101 und im Schacht 2. Da das Mittelhalb im Schacht 2 in größerer Mächtigkeit ansteht als in der Bohrung K101, ergibt sich in der Darstellung eine Überlappung der Ergebnisse aus dem Bereich unteres Mittelhalb im Schacht 2 mit den Ergebnissen aus dem Bereich oberes

Unteralb in der K101. Die Mineralgehalte stimmen in diesem Teufenbereich jedoch recht gut überein. Auch im darüberliegenden Bereich ergibt sich für den Tonmineralgehalt und für den Calcitgehalt eine relativ gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus der K101 und den Ergebnissen aus den Untersuchungsbohrungen. Lediglich der Quarzgehalt ist mit ca. 30-40 % im Bereich des Mittelalb und des untersten Oberalb am Schacht 2 höher als in der Bohrung K101 (s. Abbildung AI-12.1).

Die in der Abbildung AI-12.1 für die Bohrung Konrad 101 und für den Untersuchungsbereich 343 m-Sohle/Schacht 2 dargestellten Ergebnisse mineralogischer Untersuchungen bestätigen die von der BGR (1989) [15] vorgenommene Zusammenfassung der Schichtenfolge vom Top des Oberalb bis zur Basis des Apt zu einem "lithologischen Block" mit relativ einheitlichen Eigenschaften. Der ausschließlich über den Südteil des Grubengebäudes verbreitete Hilssandstein an der Basis des Unteralb ist hierbei gesondert zu betrachten.

Tektonische Verhältnisse

Die tektonischen Verhältnisse im Bereich der Schachtanlage Konrad können dem Bericht der BGR (1988) [7] zu den gefügestatistischen Untersuchungen entnommen werden. In den Schichten des Alb und des Apt liegt eine tektonische Beanspruchung vor, die i.w. auf die Weiterentwicklung der Randsenkensysteme in der Oberkreide zurückgeführt werden kann. Daneben beeinflussen auch die alten, immer wieder aufgelebten halokinetisch bedingten Störungen wie z.B. der Bleckenstedter Sprung das tektonische Bild.

Aufgrund der reflexionsseismischen Untersuchungen (■■■■■ 1985 [17] und 1989 [18]) und der Beobachtungen in der Bohrung K101, den Schächten Konrad 1 und 2 und in weiteren Bohrungen im Arbeitsgebiet kann eine gleichartige tektonische Beanspruchung in dem hier zu betrachtenden Abschnitt der Unterkreideschichten angenommen werden, die sich in der Ausbildung halbsteiler bis steiler, sich verschneidender Kluftsysteme zeigt. Die Orientierung der Kluftsysteme richtet sich im einzelnen nach der Orientierung der Störungen.

Die Extrapolation von Untersuchungsergebnissen, die im Zusammenhang mit der tektonischen Beanspruchung des Gebirges stehen, aus dem Bereich der 343 m-Sohle auf die gesamte Höhe des hier betrachteten Unterkreideabschnittes und auf das gesamte Verbreitungsgebiet dieser Schichten in der östlichen Randsenke des Salzstocks Broistedt ist demzufolge gerechtfertigt.

Festigkeits- und Verformbarkeitseigenschaften des Gebirges im Alb und im Apt

Aufgrund der beschriebenen relativ einheitlichen Verhältnisse innerhalb der Schichtenfolge des Alb und des Apt können die im Untersuchungsbereich 343 m-Sohle ermittelten Kennwerte zur Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges innerhalb des angegebenen Streubereichs als repräsentativ für die gesamte Schichtenfolge (ohne Hilssandstein) angesehen werden (vgl. Abschnitt 8). Die vorliegenden Einzelergebnisse älterer Versuche (z.B. an Proben aus der K101), auf die hier nicht im einzelnen eingegangen wird, bestätigen diese Annahme.

Primärspannungszustand

Der für den Untersuchungsbereich 343 m-Sohle aus den Messungen abgeleitete Primärspannungszustand (vgl. Abschnitte 6.3 und 8) kann wie folgt beschrieben werden. Die größte Hauptnormalspannung ist etwa vertikal ausgerichtet und entspricht etwa dem Gewicht der Überlagerung in der jeweiligen Teufe. Die mittlere und die kleinste Hauptnormalspannung sind näherungsweise horizontal ausgerichtet und unterscheiden sich in ihrer Größe nur wenig. Das Verhältnis der Horizontalspannungen zur Vertikalspannung ist kleiner als 1 und liegt in der Größenordnung von 0,4-0,6.

Eine Extrapolation dieser Spannungsverhältnisse auf die im Hangenden und im Liegenden der Meßstellen anstehenden Bereiche des Alb und des Apt ist möglich, da diese Schichten wie oben erwähnt, eine tektonische Einheit darstellen. Weiterhin gibt es keine Hinweise darauf, daß sich diese Verhältnisse nicht grundsätzlich auf das gesamte Verbreitungsgebiet des Alb und des Apt übertragen lassen.

Wasserdurchlässigkeit

Innerhalb des aus den Schichten des Alb und des Apt bestehenden "lithologischen Blocks" [15] (ohne Hilssandstein) ist die Wasserdurchlässigkeit generell sehr gering. Unter Berücksichtigung der lithologischen/mineralogischen Verhältnisse sowie der tektonischen Beanspruchung können die Ergebnisse der im Untersuchungsbereich 343 m-Sohle durchgeführten hydraulischen Tests (s. Abschnitt 6.4) als repräsentativ für das Alb und das Apt (mit Ausnahme des Hilssandsteins) angesehen werden.

Nach den Ergebnissen der in der Bohrung K101 durchgeführten hydraulischen Tests (BGR 1985 [13]) hat sich ergeben, daß die Schichten des Alb und des Apt (ohne Hilssandstein) generell Durchlässigkeiten von weniger als 10^{-11} m/s besitzen. Eine Untergliederung der Schichtenfolge ist im Hinblick auf die Wasserdurchlässigkeit nicht erforderlich.

Bohrlochstandsicherheit

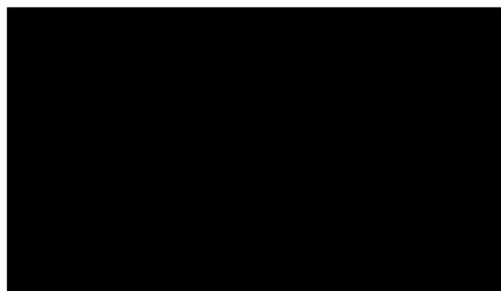
Nach den Ausführungen in den Abschnitten 6.6 und 9.3 sind die in den Bohrungen im Untersuchungsbereich 343 m-Sohle beobachteten Bohrlochinstabilitäten auf das durch die Schichtung und die tektonische Beanspruchung geprägte Gefüge, den im Gebirge herrschenden Spannungszustand sowie auf den Tonmineralgehalt zurückzuführen. Der Einfluß des Calcitanteils scheint dabei relativ gering zu sein.

Vergleicht man die in der Abbildung AI-12.1 dargestellten und bereits erläuterten mineralogischen Verhältnisse im Bereich der gesamten Schichtenfolge mit denen im Untersuchungsbereich, so ergibt sich i.a. eine relativ gute Übereinstimmung. Wie bereits ausgeführt, kann von einer einheitlichen tektonischen Beanspruchung innerhalb der Schichtenfolge ausgegangen werden. Demzufolge sind die im Untersuchungsbereich in den Bohrlöchern gemachten Beobachtungen hinsichtlich der Ausbrüche und des Zerfalls als repräsentativ für die gesamte hier betrachtete Schichtenfolge anzusehen. Wie in den Untersuchungsbohrungen sind auch im nicht durch diese Bohrungen aufgeschlossenen Bereich der Schichtenfolge Zonen mit ausgeprägter

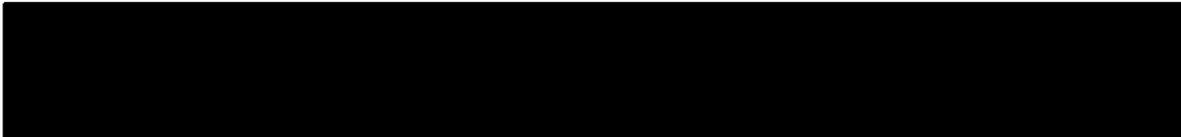
und mit weniger ausgeprägter Neigung zum Nachbruch zu erwarten. Generell können unverrohrte Bohrlöcher im Alb und im Apt über längere Zeiträume als nicht standsicher bezeichnet werden. Die Neigung zum Nachbruch ist aufgrund des durchweg hohen Tonmineralgehaltes im mit Wasser oder wässrigen Lösungen bzw. Suspensionen gefüllten Bohrloch gegenüber dem trockenen Bohrloch deutlich erhöht.

Die Zulässigkeit der anhand der Mineralogie vorgenommenen Extrapolation der Ergebnisse zum Gesteinszuerfall auf die gesamte Schichtenfolge des Alb und des Apt wird auch durch die Ergebnisse der Zerfallsversuche an Gesteinsproben aus der Bohrung K101 bestätigt. In diesen Versuchen zeigte sich im gesamten Bereich der Unterkreide eine ausgeprägte Zerfallsneigung der Gesteine.

Aachen, den 22.03.1991



Literatur

- [1] Empfehlungen für den Felsbau unter Tage. Taschenbuch für den Tunnelbau 1980, S. 157-239.
- [2] SIA 199, Erfassung des Gebirges im Untertagebau. Empfehlung des Schweizer Ingenieur- und Architekten-Vereins.
- [3] Empfehlungen Nr. 1, 2, 8 und 11 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau für die Versuchstechnik im Fels. Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, Teil C, 1986.
- [4] Huder, J. und Amberg, G.: Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. Schweizer Bauzeitung 1970, Heft 43, S. 975-980.
- [5] Suggested Methods for Laboratory Testing of Argillaceous Rocks. International Society for Rock Mechanics, Commission on Swelling Rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 1989, Vol. 26 No. 5, pp. 445-426.
- [6] Empfehlung Nr. 14 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau für die Versuchstechnik im Fels. Die Bautechnik 9/1990, S. 308-314.
- [7] 
- [8] Fecker, E. und Reik, G.: Baugeologie. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1987.
- [9] Kiehl, J.R.: Ein dreidimensionales Quellgesetz und seine Anwendung auf den Felshohlraumbau. Proc. 9. Nat. Felsmechanik Symposium. Geotechnik Sonderheft (im Druck).
- [10] Mederer, J.: Über den Einfluß von Wasser und wässrigen Lösungen auf die Zerfallsstabilität ausgewählter pelitischer Sedimente der Unterkreide in Südost-Niedersachsen. Dissertation der Universität München 1985.
- [11] Wittke, W.: Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1984.
- [12] Zienkiewicz, O.C. and Corneau, I.C.: Visco-plasticity solution by finite element process. Archives of Mechanics, 24, 5-6, pp. 873-889, Warszawa 1972.

[13] Klinge, H. und Neumann-Redlin, Chr.: Hydraulische Testarbeiten in der Bohrung Konrad 101, BGR, unveröff. Bericht, Hannover 1985.

[14]

[15]

[16]

[17]

[18] Jaritz, W.: Auswertung reflexionsseismischer Messungen im Gebiet zwischen Salzgitter und Gifhorn - Ergänzungsarbeiten 1988 - BGR, Hannover 1989.



Endlager Konrad
Schachtverfüllung / Alte Bohrungen

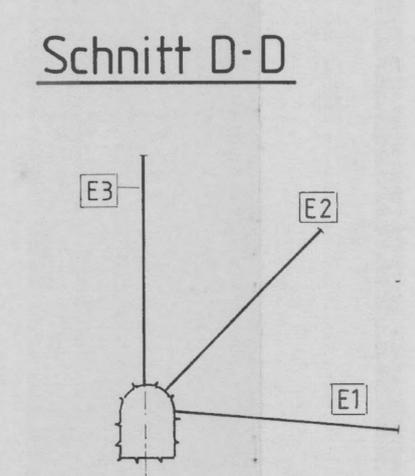
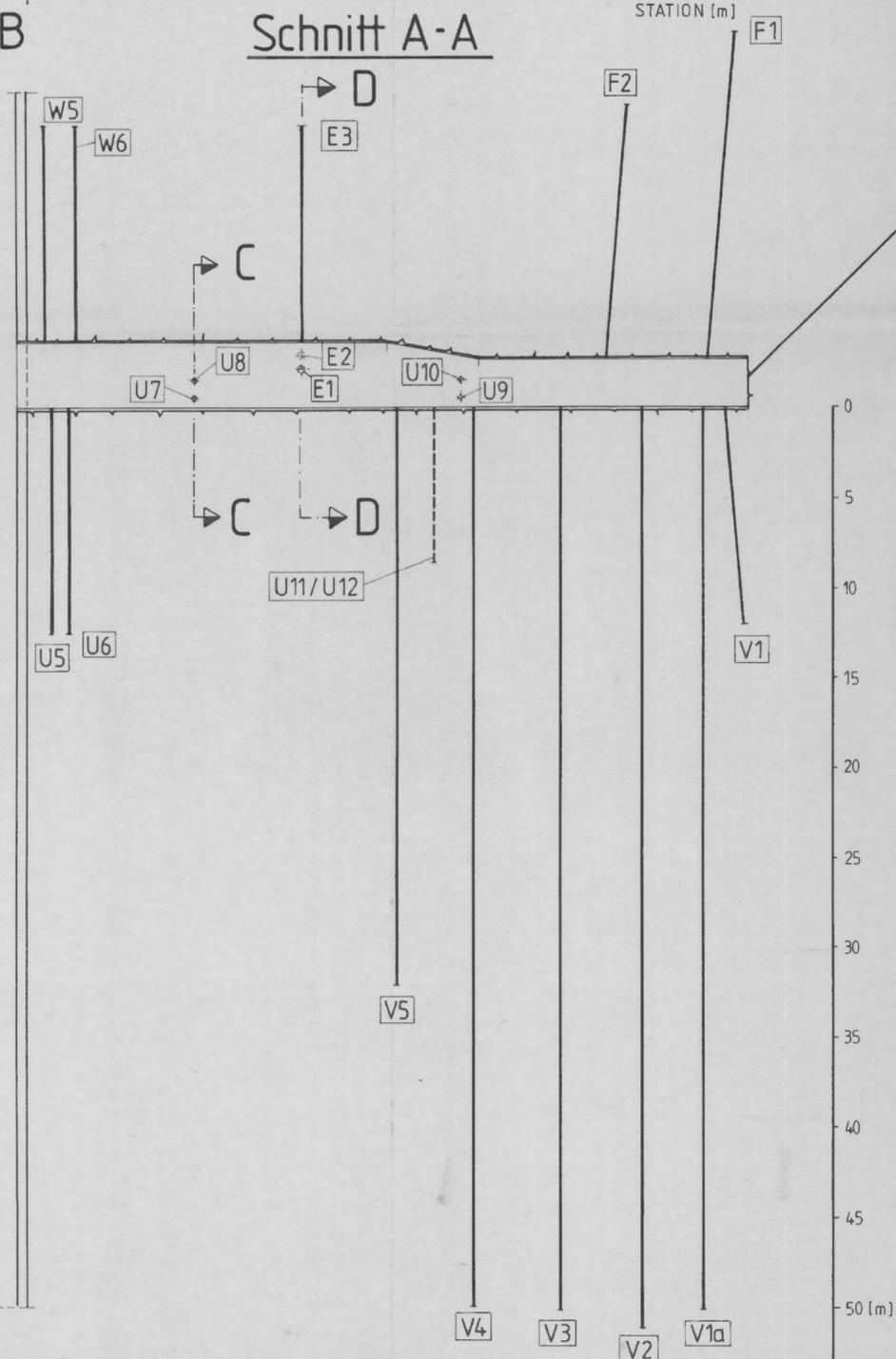
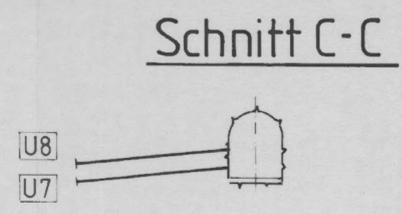
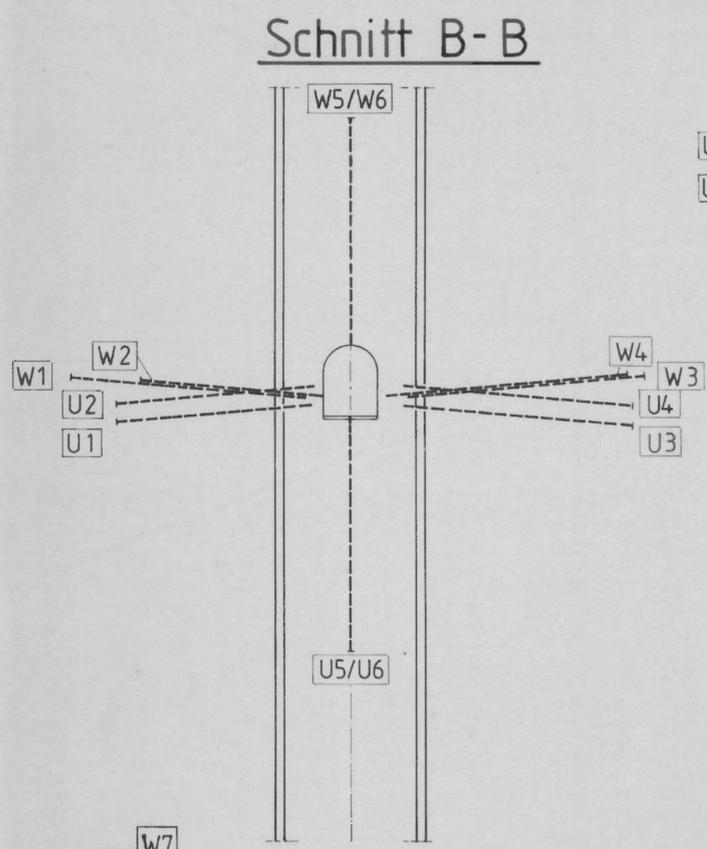
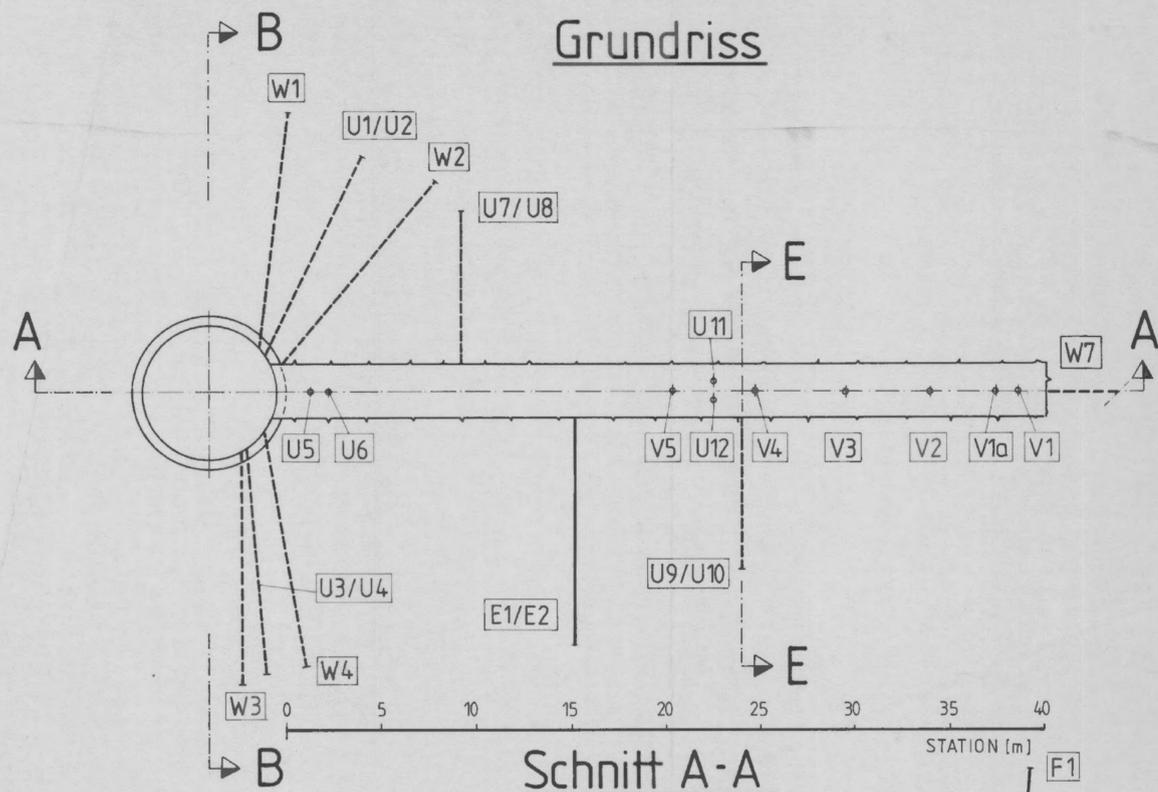
Bericht Teil AI
Ergebnisse des Untersuchungsprogramms
im Bereich der Unterkreide
(343 m-Sohle)

Abbildungen AI-2.1 bis AI-6.26

Aachen, den 22.03.1991

Der Bericht wurde im Auftrag des Bundesamtes für Strahlenschutz (BfS) erstellt. Das BfS behält sich alle Rechte vor. Insbesondere darf dieser Bericht nur mit Zustimmung des BfS zitiert, ganz oder teilweise vervielfältigt bzw. Dritten zugänglich gemacht werden.

Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Funktion	Komponente	Baugruppe	Aufgabe	UA	Lfd.Nr.	Rev.
9K	35215	NNNNNN	NNAAANN	AA>NNNA	AANN	XAAXX	AA	NNNN	NN
						GH	32	006	00



Zusammenstellung der Bohrungen und Versuche

Bohrung	Neigung	Länge	Bohrlochdurchmesser *)	Versuche im Bohrloch
W1, W2	5° (steigend)	12,50 m	86 mm	Durchlässigkeitsversuche (Packortests) mit Wasser
W3	5° (steigend)	12,40 m		
W4	5° (steigend)	12,75 m		
W5, W6	90° (steigend)	12,00 m		
U1, U2	5° (fallend)	11,70 m	116 mm	Durchschallungsversuche mit Ultraschall
U3, U4	5° (fallend)	12,00 m		
U5, U6	90° (fallend)	12,50 m		
U7-U10	5° (fallend)	8,00 m		
U11, U12	90° (fallend)	8,50 m		
V1	85° (fallend)	12,00 m	146 mm	
V2	90° (fallend)	51,00 m	86 mm / 146 mm	Bohrlochaufweitungsversuche mit einer Dilatationssonde (nach Versuchsdurchführung Aufweitung auf φ 146 mm) Füllung mit Süßwasser
V1a	90° (fallend)	50,00 m	146 mm	Füllung mit Dickspülung **)
V3	90° (fallend)	50,00 m	146 mm	Füllung mit Salzwasser (Hils)
V4	90° (fallend)	49,80 m	146 mm	Füllung mit Dickspülung
V5	90° (fallend)	32,00 m	86 mm / 146 mm	ergänzende Dilatometerversuche (s. V2)
F1	85° (steigend)	18,10 m	146 mm	Primärspannungsmessungen nach der Überbohrmethode (Pilotloch φ 38 mm)
F2		14,10 m	146 mm	
E1	5° (fallend)	13,00 m	86 mm	Einbau von Extensometern für Verformungsmessungen
E2	45° (steigend)	13,00 m	86 mm	
E3	90° (steigend)	13,00 m	86 mm	

*) Bohrungen V3 und V1a als Vollbohrungen (φ 146), alle anderen Bohrungen als Kernbohrungen mit Kernrohr Typ K3.
 **) Beobachtung des Zerfalls bzw. anderer Instabilitäten in den Bohrungen V1a-V5 mit Kalibersonden (mech., akust.) und einer Ferrsehsonde.

Abb. A 1 - 2.1
 Übersichtsplan (M. 1:200)

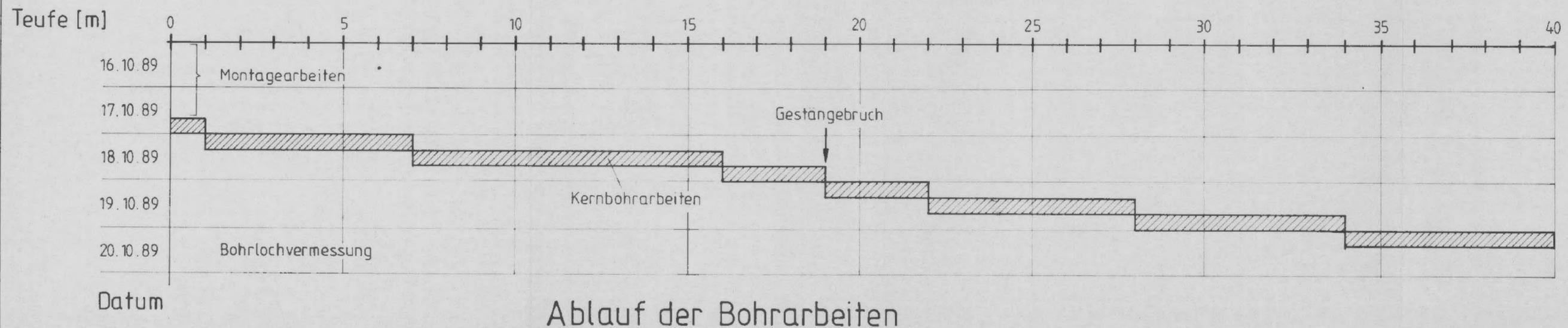
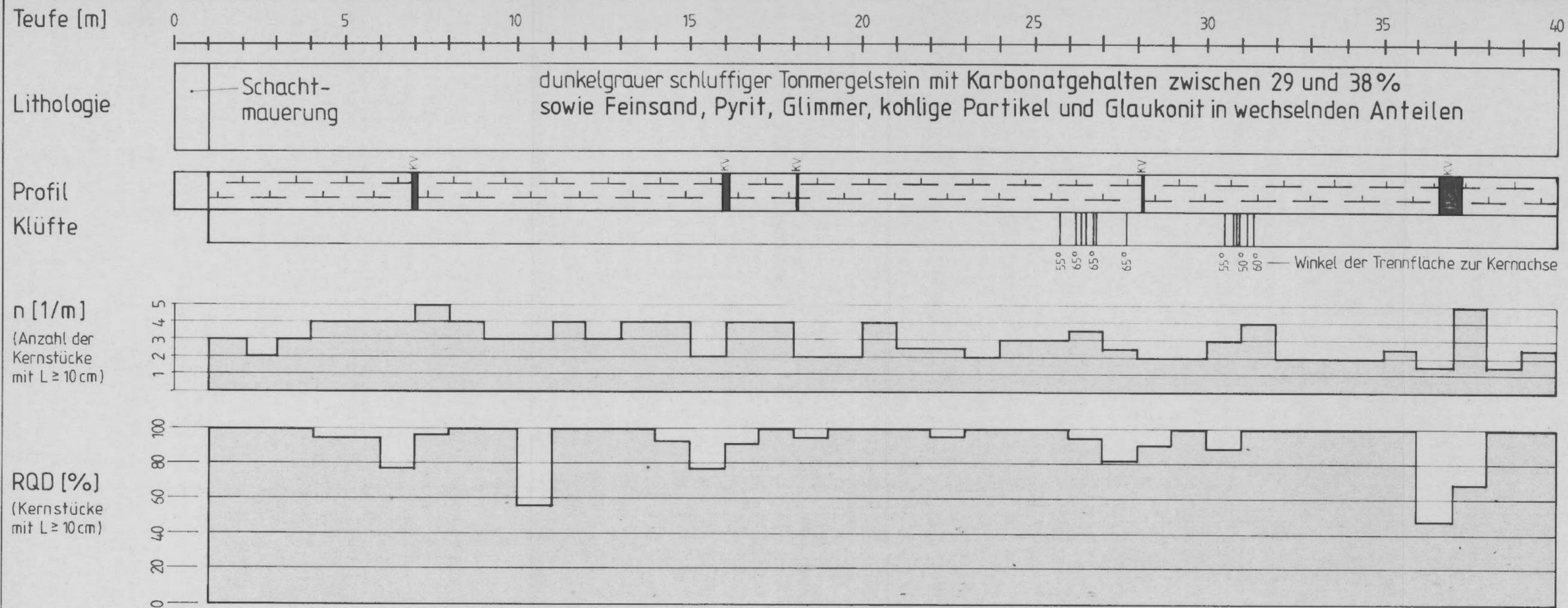


Abb. A 1 - 3.1

Streckenvorbohrung B11
Bohrergebnis und Zeitablauf



1,10m



4,05m



6,85m



10,00m



13,00m



15,77m



18,95m

Abb. A I - 3.2.1

Streckenvorbohrung B11
Bohrkernfotos, Teil 1



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

19,00m



21,90m

34,07m



36,38m

21,90m



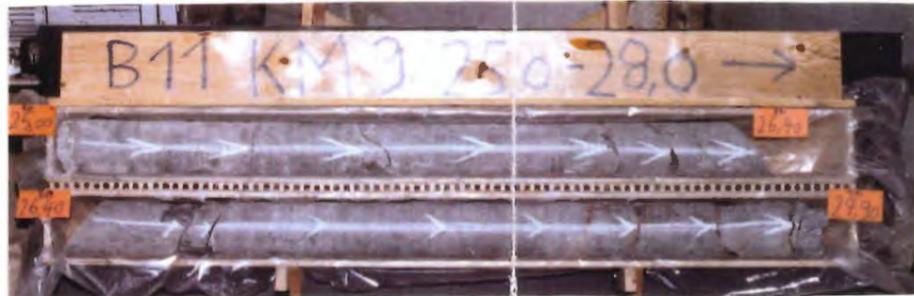
25,00m

37,00m



40,00m

25,00m



27,90m

28,00m



31,00m

31,00m



34,07m

Abb. A I - 3.2.2

Streckenvorbohrung B11
Bohrkernfotos, Teil 2



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

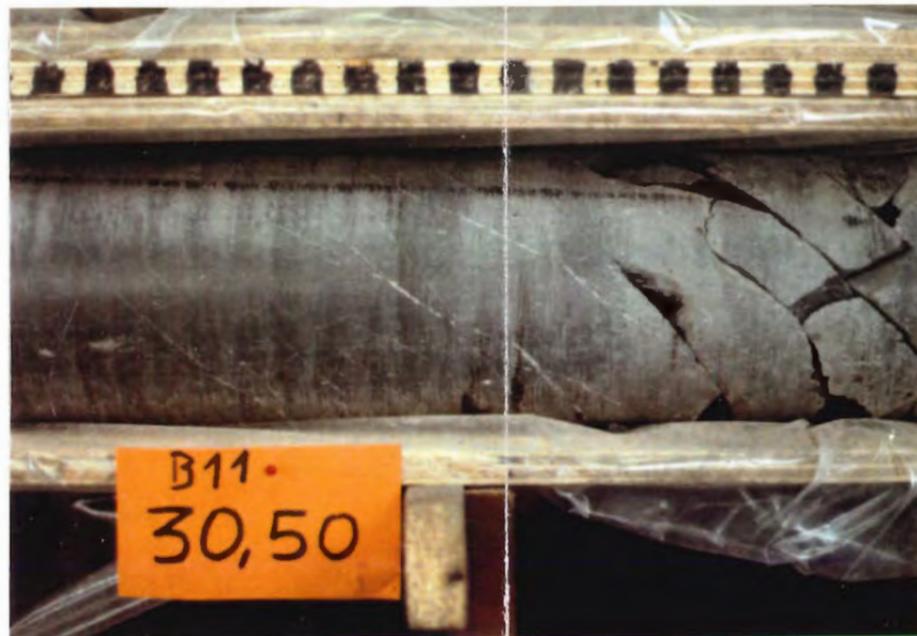
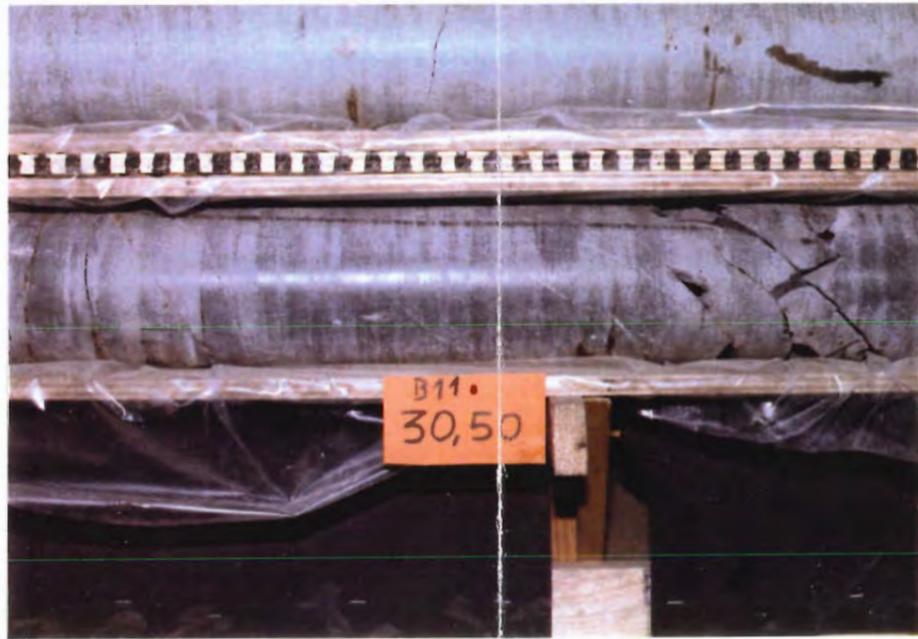
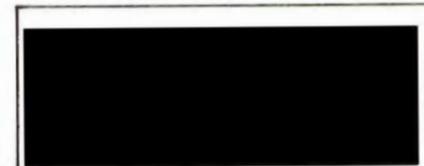


Abb. A 1 - 3.2.3

Streckenvorbohrung B11
Bohrkernfotos, Details



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



2,00 m



3,50 m



5,50 m



2,50 m



4,50 m

Bem.: Teufenangabe bezieht sich auf die Kamera-
vorderkante gemessen ab Innenkante
Ausbau

Abb. A 1 - 3.3

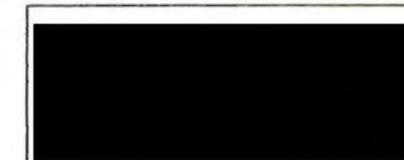
Streckenvorbohrung B11
Fotos zur Fernsehsondierung



3,00 m

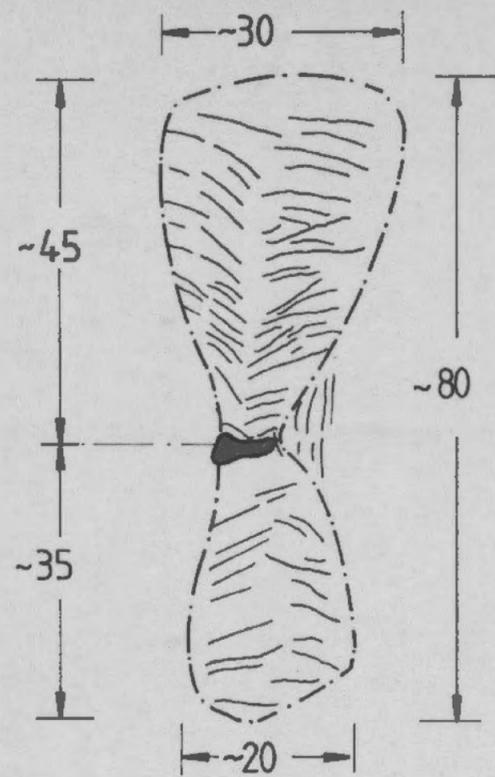


5,00 m

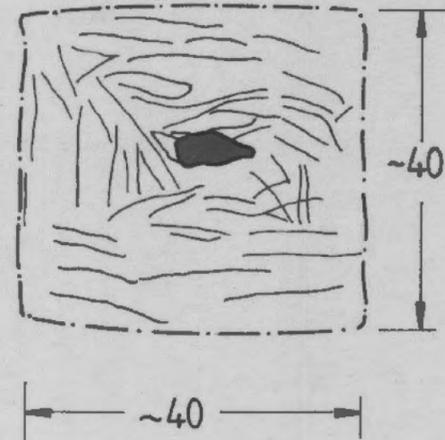


ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

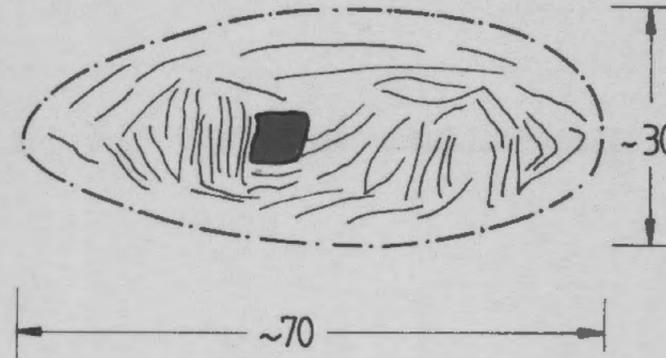
Ausbildung der entfestigten Zone um die Vorbohrung B11 an verschiedenen Vortriebsstationen



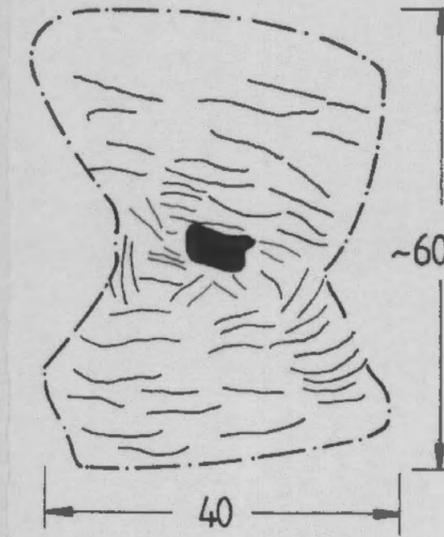
(A) Station 5,5m



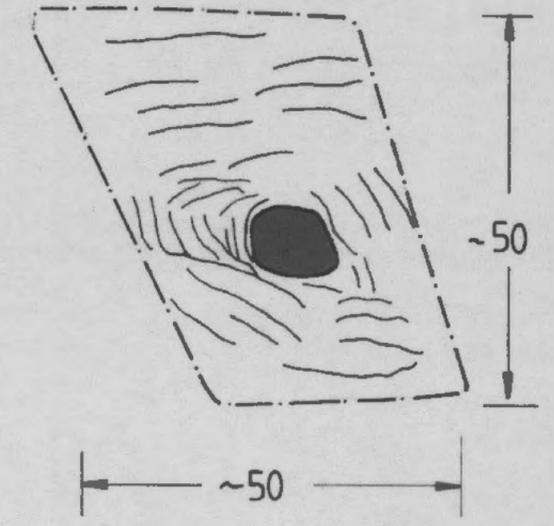
(B) Station 16,0m



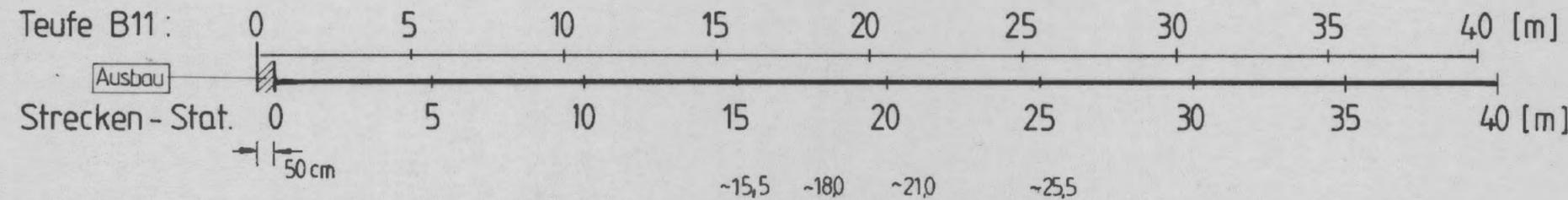
(C) Station 18,0m



(D) Station 25,5m



(E) Station 33,0m



Bereiche

Ausbildung der Entfestigungszonen (schematisiert)

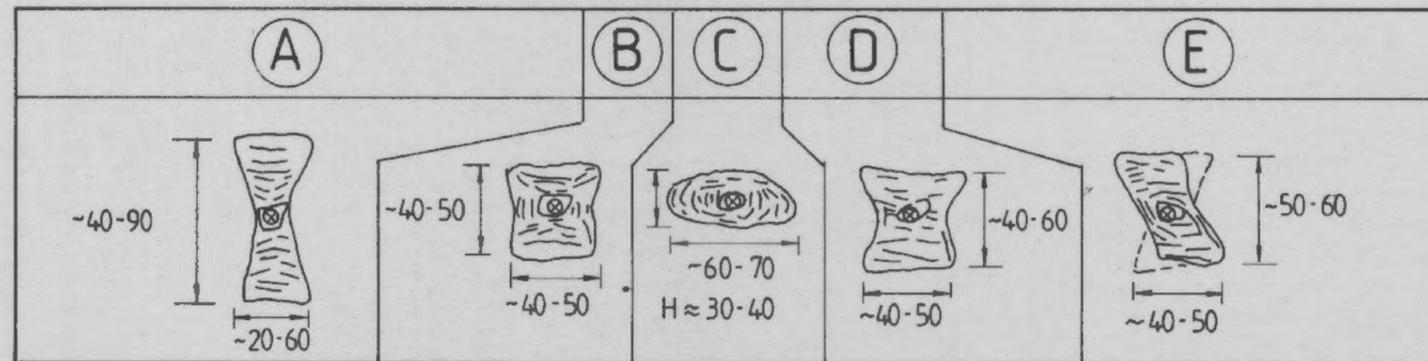


Abb. A 1 - 34

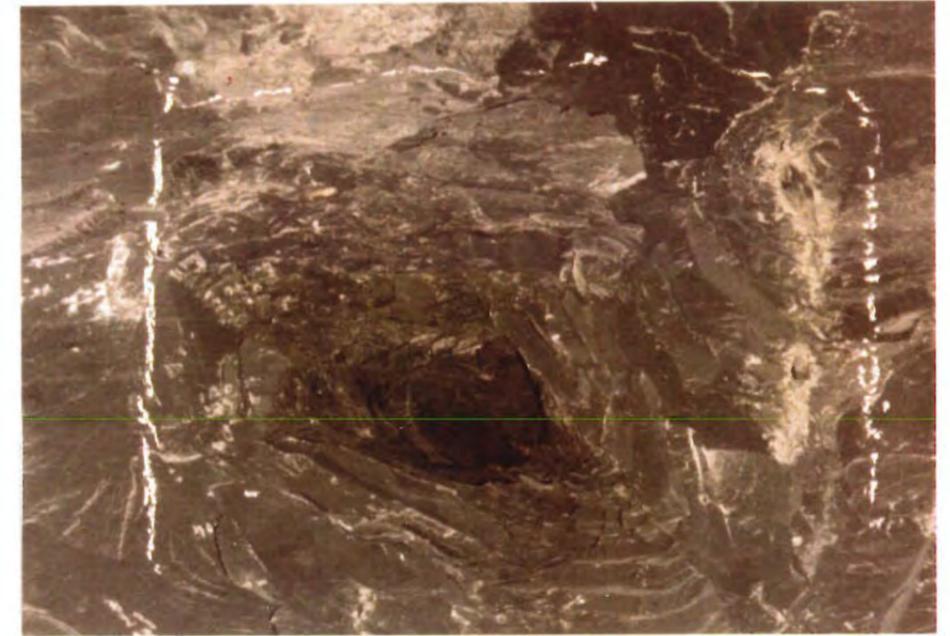
Streckenvorbohrung B11
Entfestigungszonen im bohrlochnahen Bereich



Station 5,5m



Station 16,0m



Station 33,0m



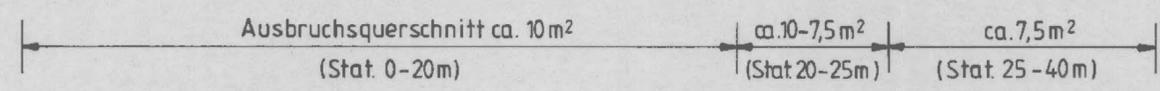
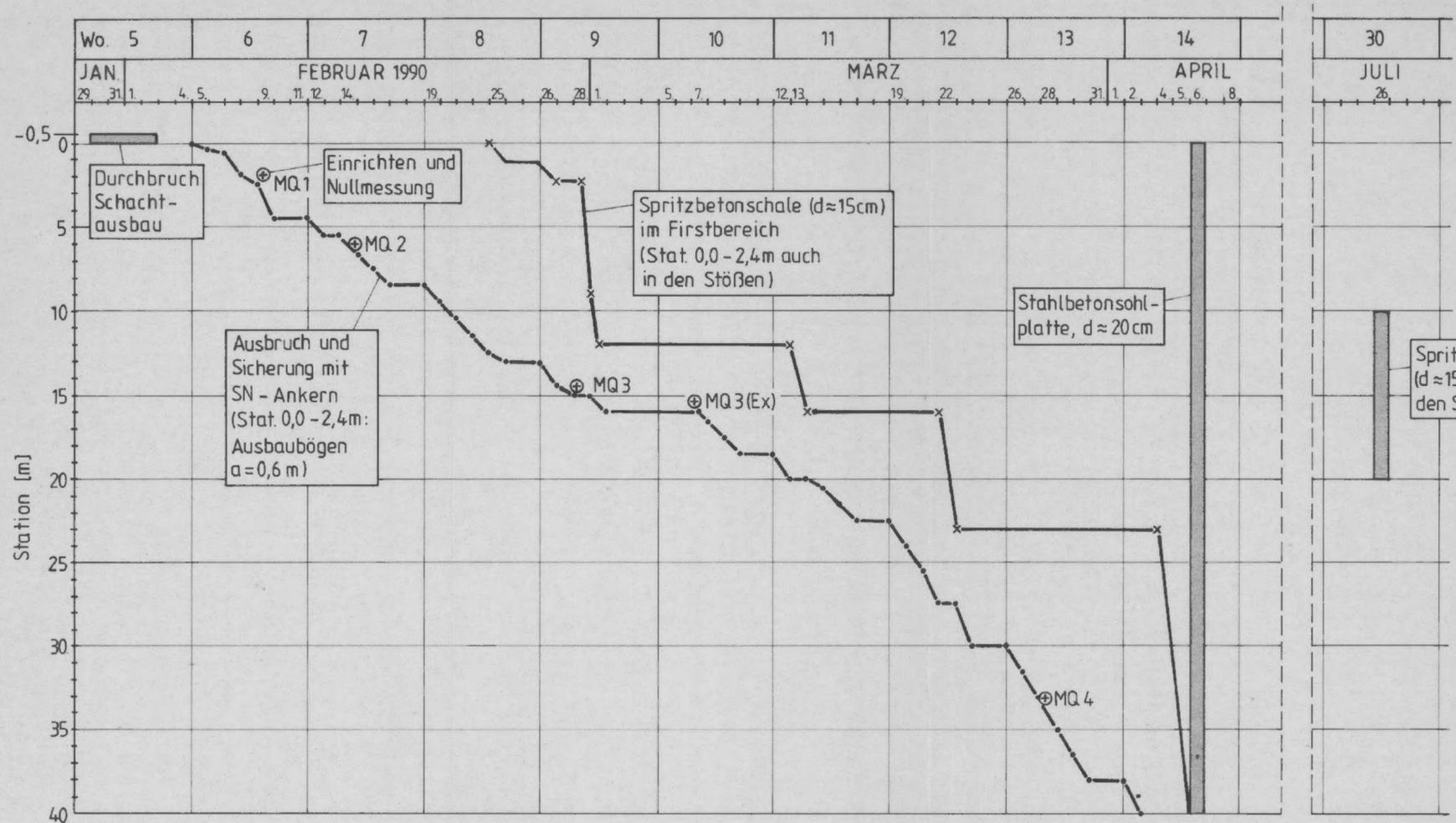
Station 18,0m

Abb. A 1 - 3.5

Streckenvorbohrung B11
Fotos der Bohrung während des
Streckenvortriebs



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



Zeitlicher Ablauf der Ausbruchs- und Sicherungsarbeiten

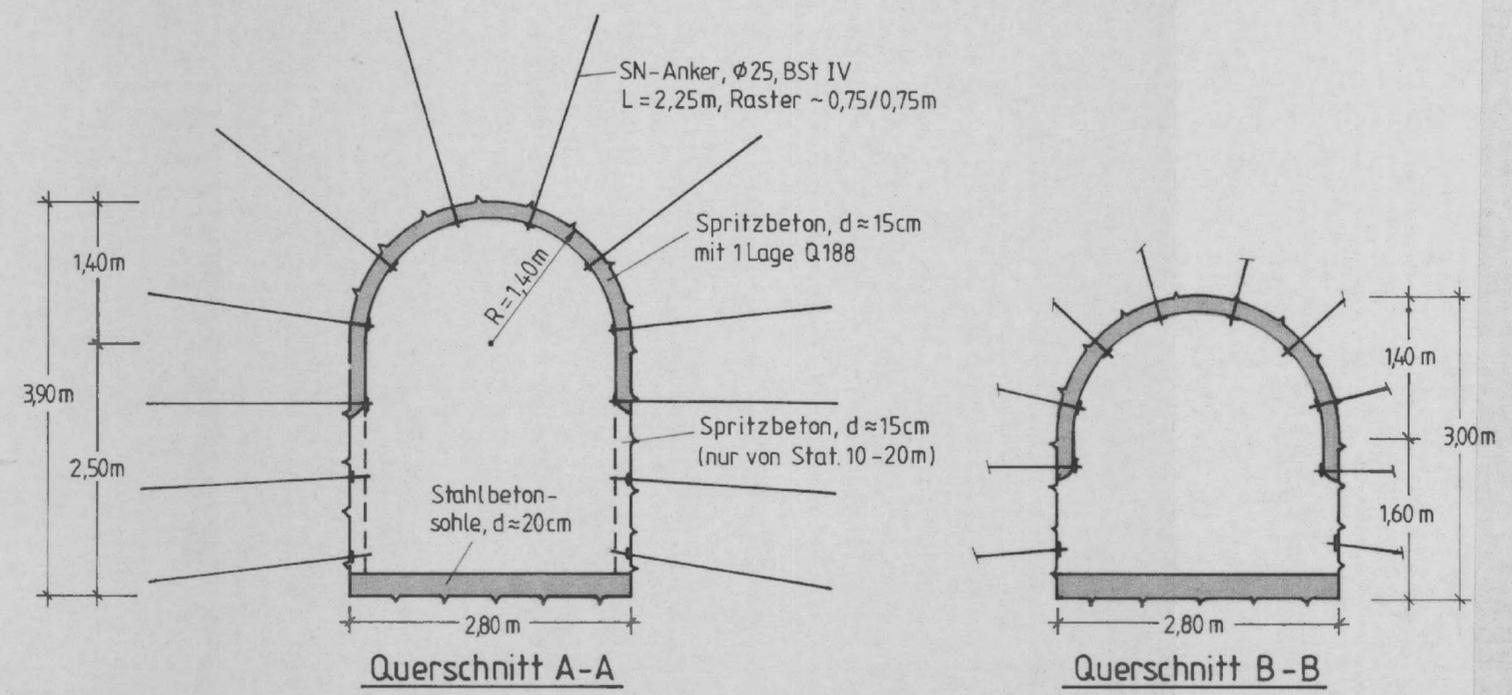
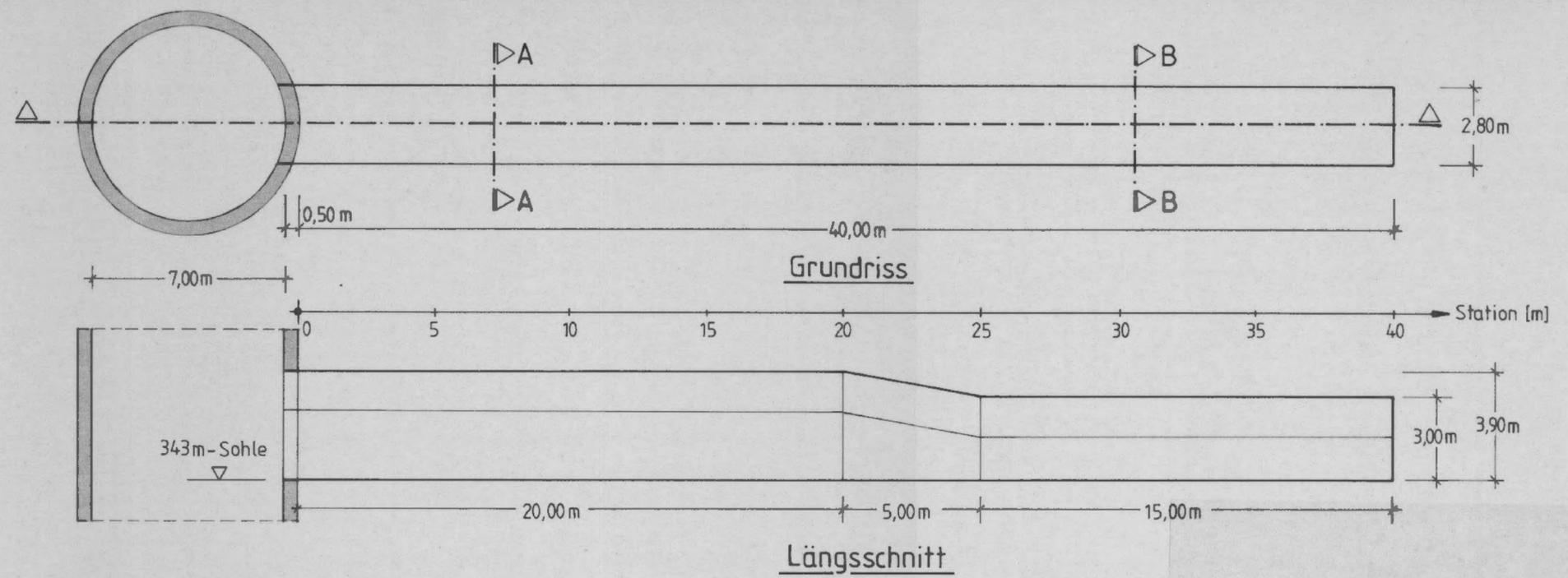
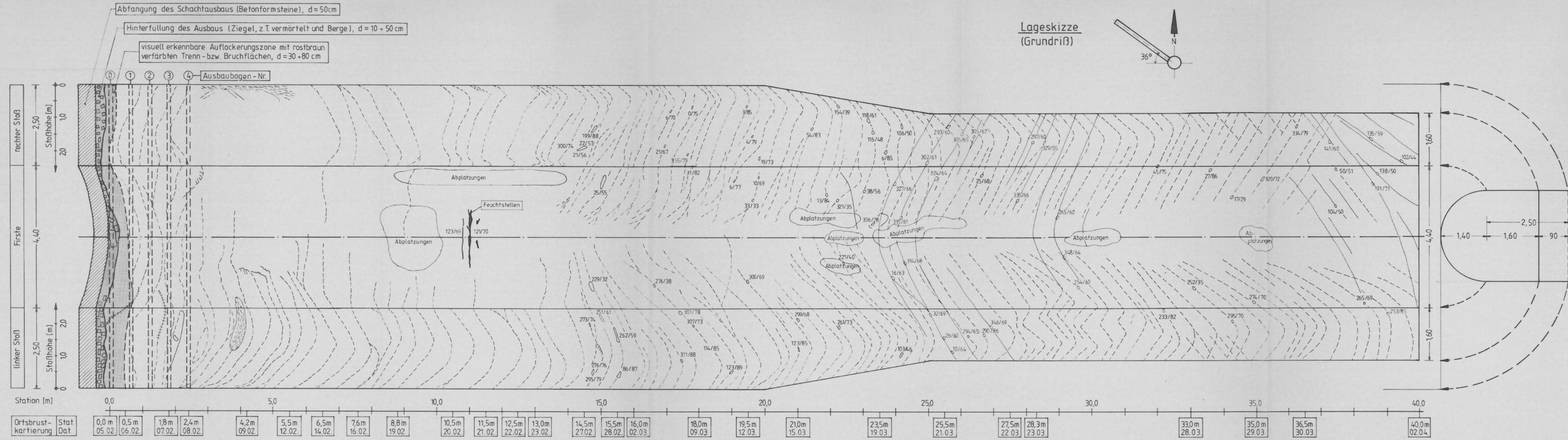


Abb. A 1 - 4.1
 Untersuchungsstrecke 343 m - Sohle
 Ausbruch und Sicherung



Legende zur Kartierung

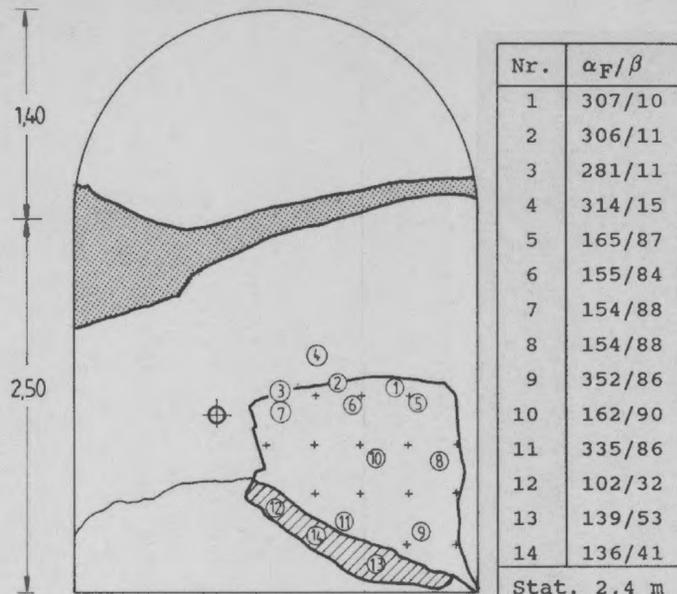
- Ausbiß von eindeutig erkennbaren Klüften (Primärklüfte)
- Ausbiß von nicht eindeutig zuzuordnenden Trennflächen Klüfte oder Neubrüche
- Meßstelle mit Raumstellung der Trennfläche (Altgrad)
- α_F Richtung des Einfallens
- β Fallwinkel

Abb. A 1 - 4.2

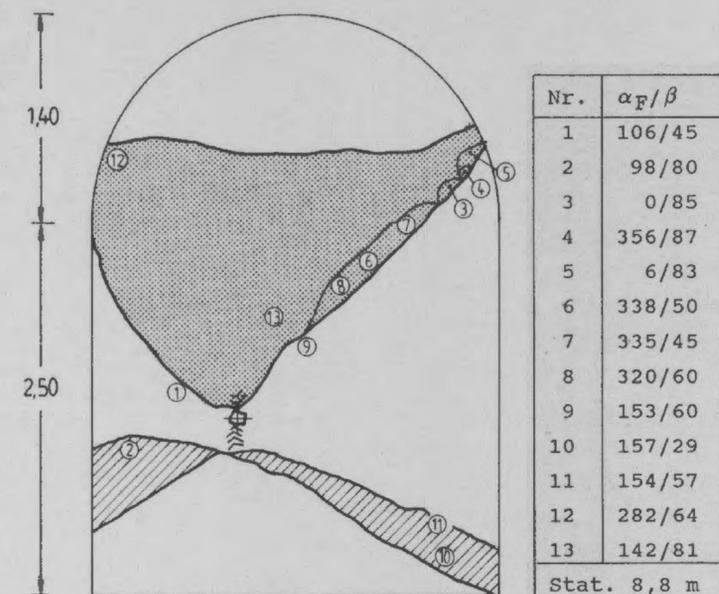
Untersuchungsstrecke 343 m - Sohle Kartierung der Stöße und der Firsie



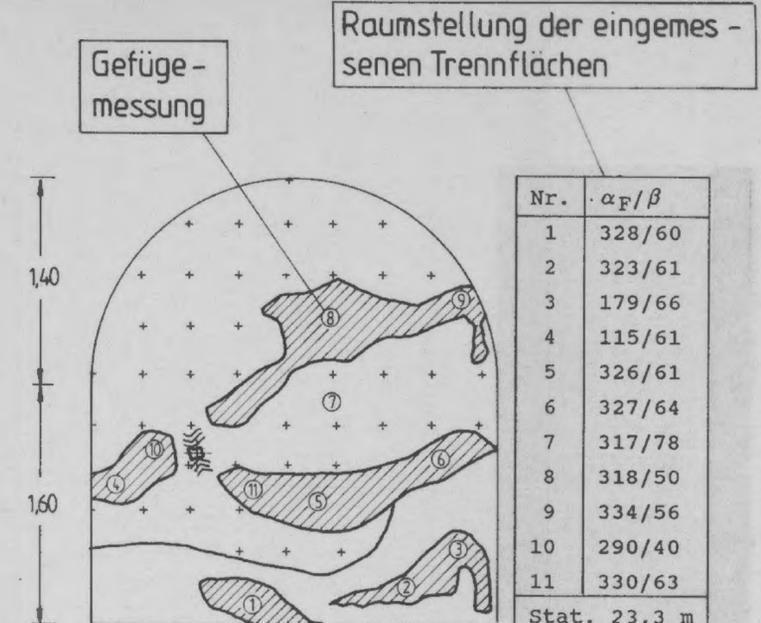
Station 0,0m (Ausbauhinterfüllung)



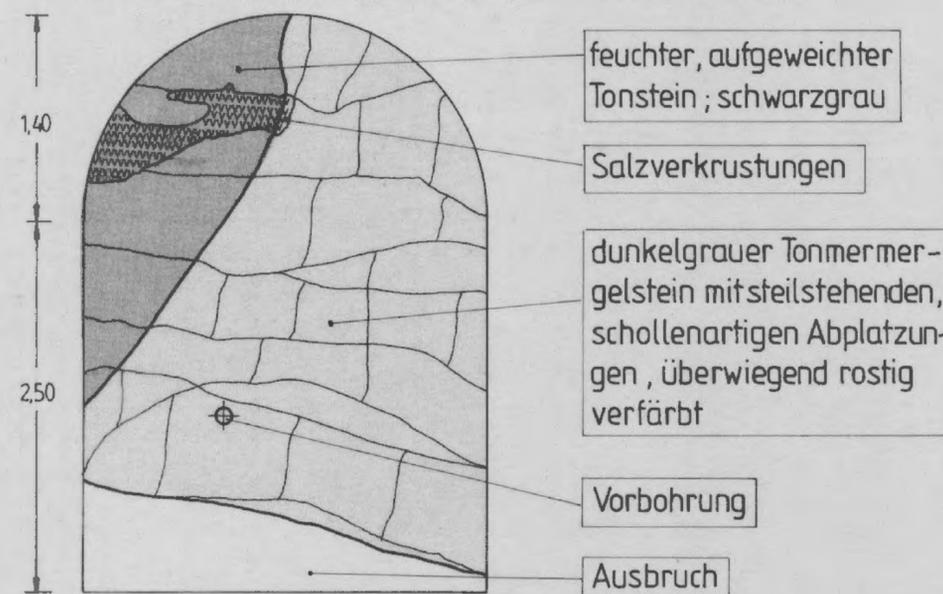
Station 2,4m



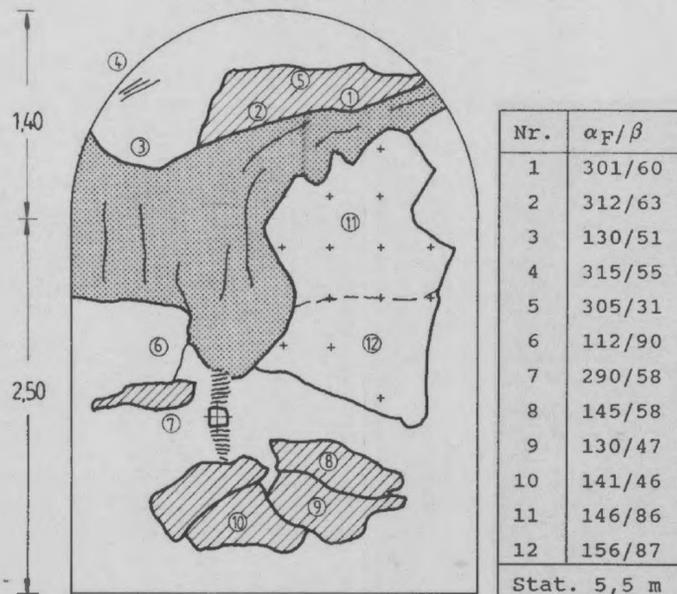
Station 8,8m



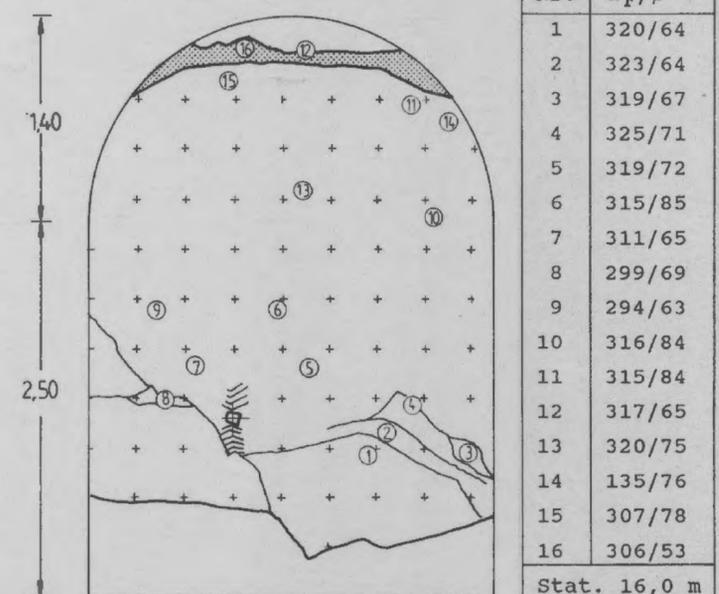
Station 23,3m



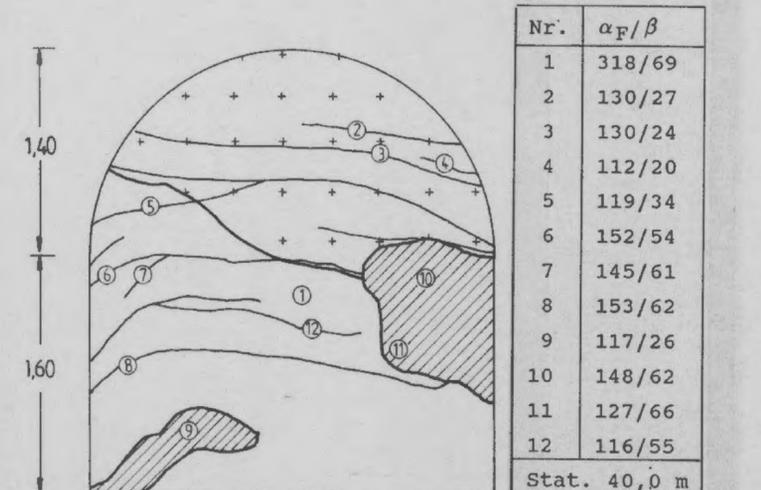
Station 0,5m (Auflockerungszone)



Station 5,5m



Station 16,0m



Station 40,0m

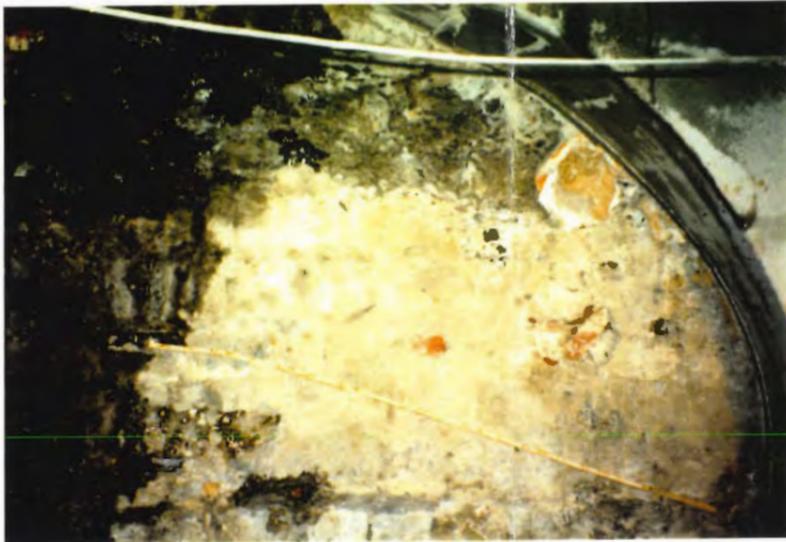
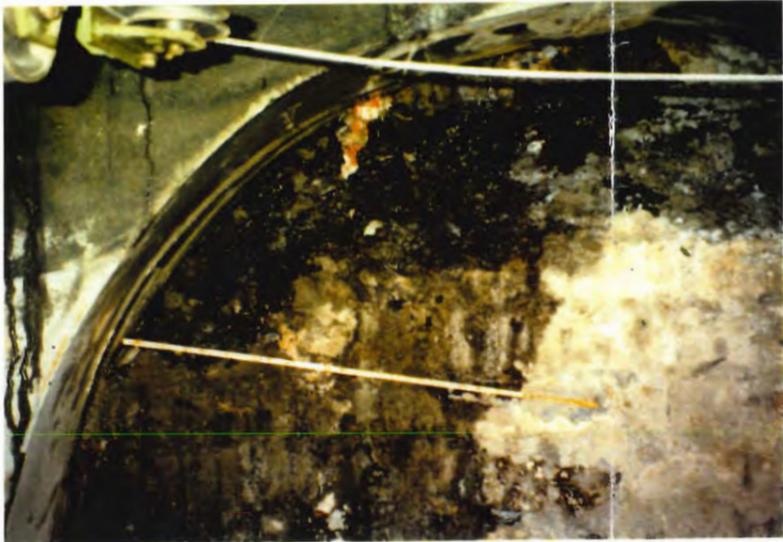
Legende (zu Stat. 2,4-40,0m)

- Trennflächen (Klüfte), engständig
- Trennflächen (Klüfte oder Neubrüche), rau und uneben
- Trennflächen (Klüfte oder Neubrüche), glatt und eben
- Ausbruchflächen

Gestein : dunkelgrauer schluffiger Tonmergelstein

Abb. A 1 - 4,3

Untersuchungsstrecke 343 m - Sohle Ortsbrustkartierungen



Station 0,0 m
Hinterfüllung des Schachtausbaus

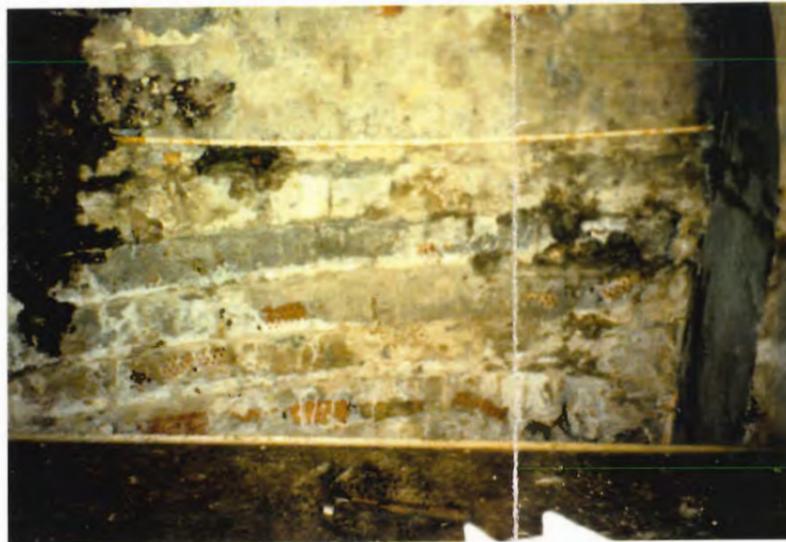
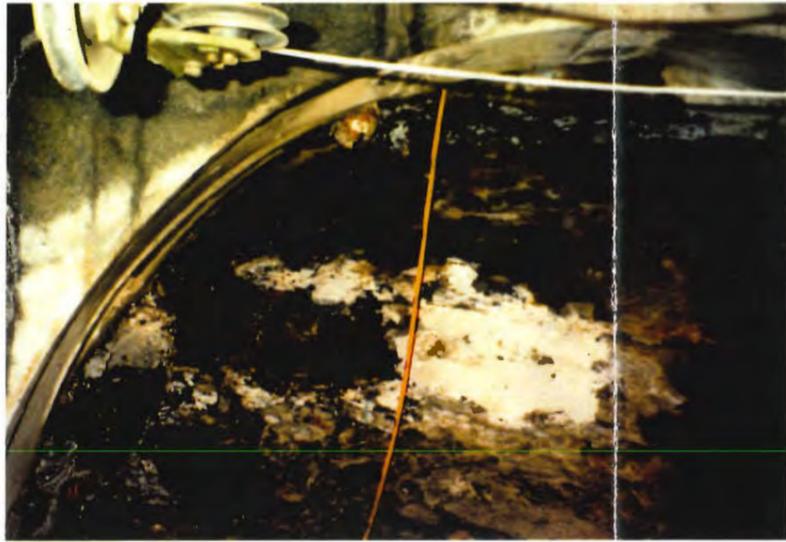


Abb. A I - 4.4.1



Untersuchungsstrecke 343 m - Sohle
Fotodokumentation,
Ortsbrust Station 0,0 m





Station 0,5 m
Auflockerungszone

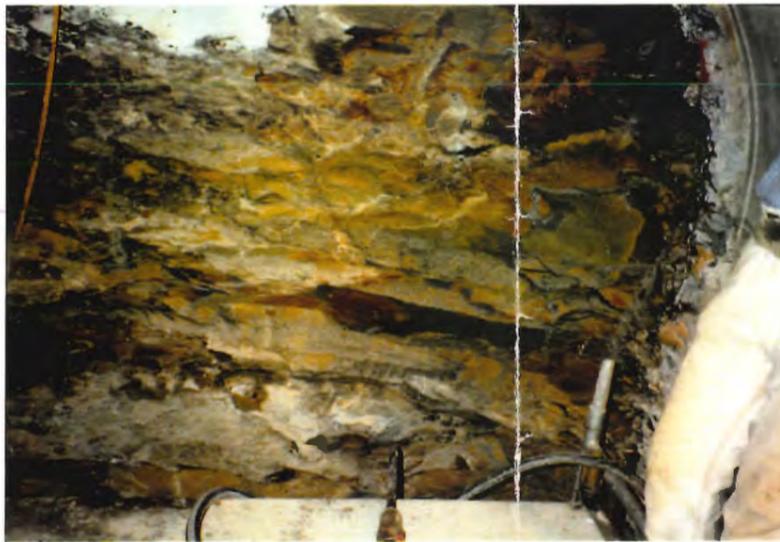
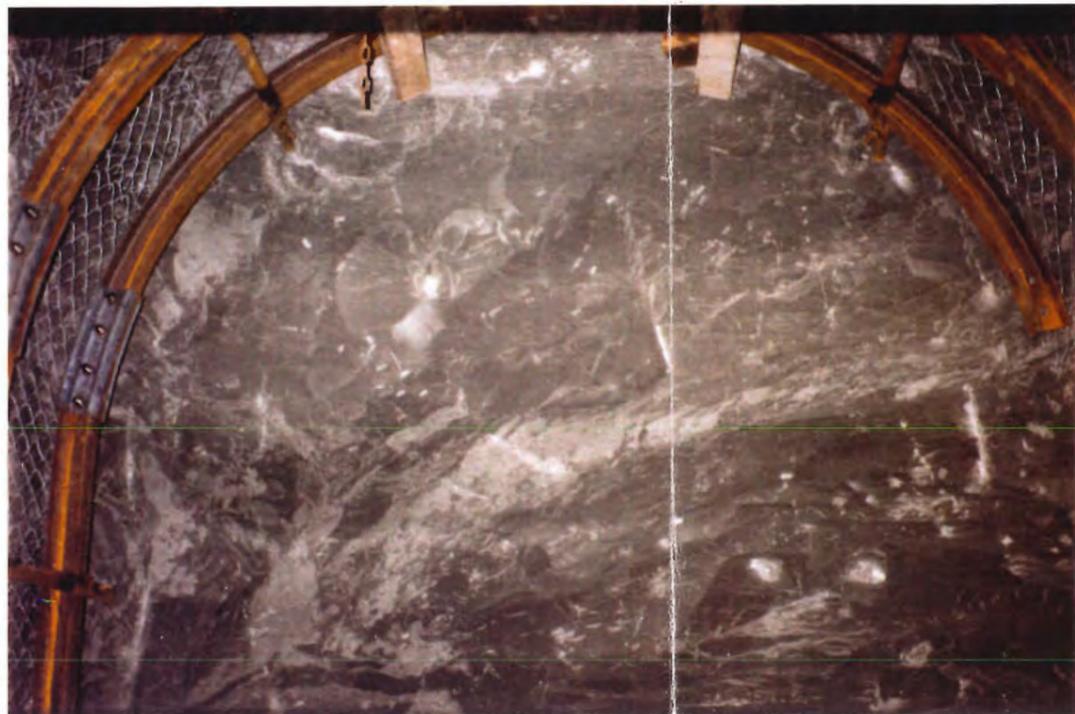


Abb. A 1 - 4.4.2



Untersuchungsstrecke 343 m - Sohle
Fotodokumentation,
Ortsbrust Station 0,5 m

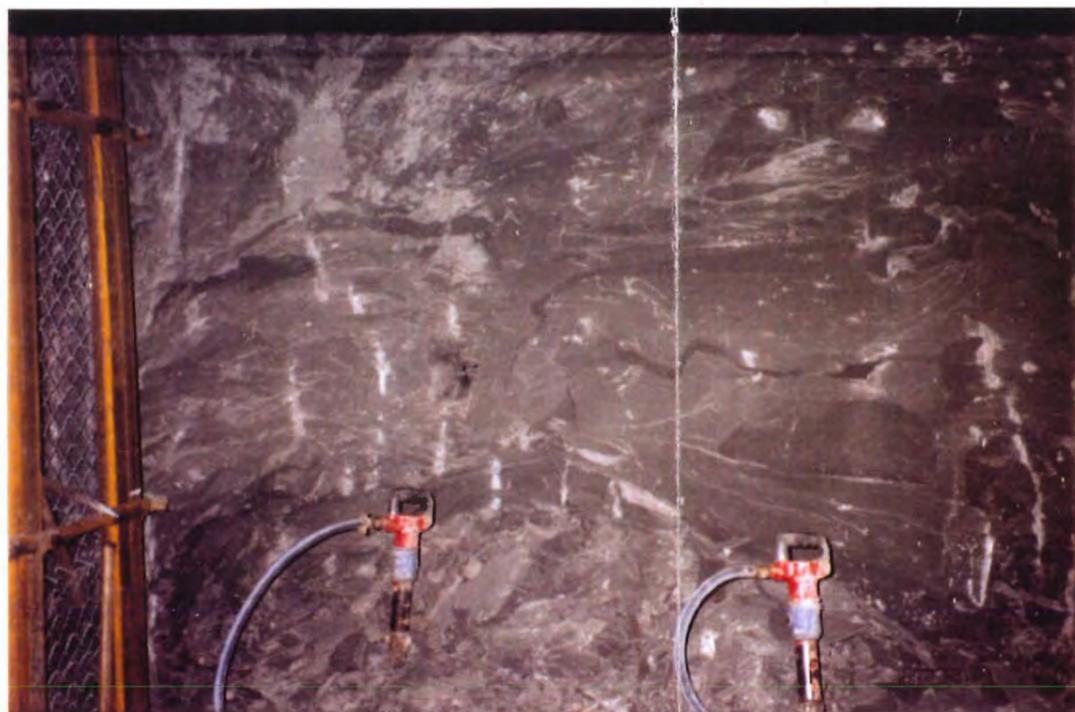




Station 2,4m (oben)



Station 5,5 m



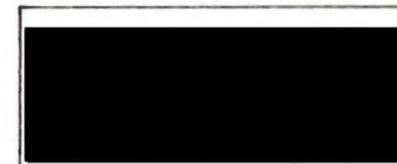
Station 2,4m (unten)



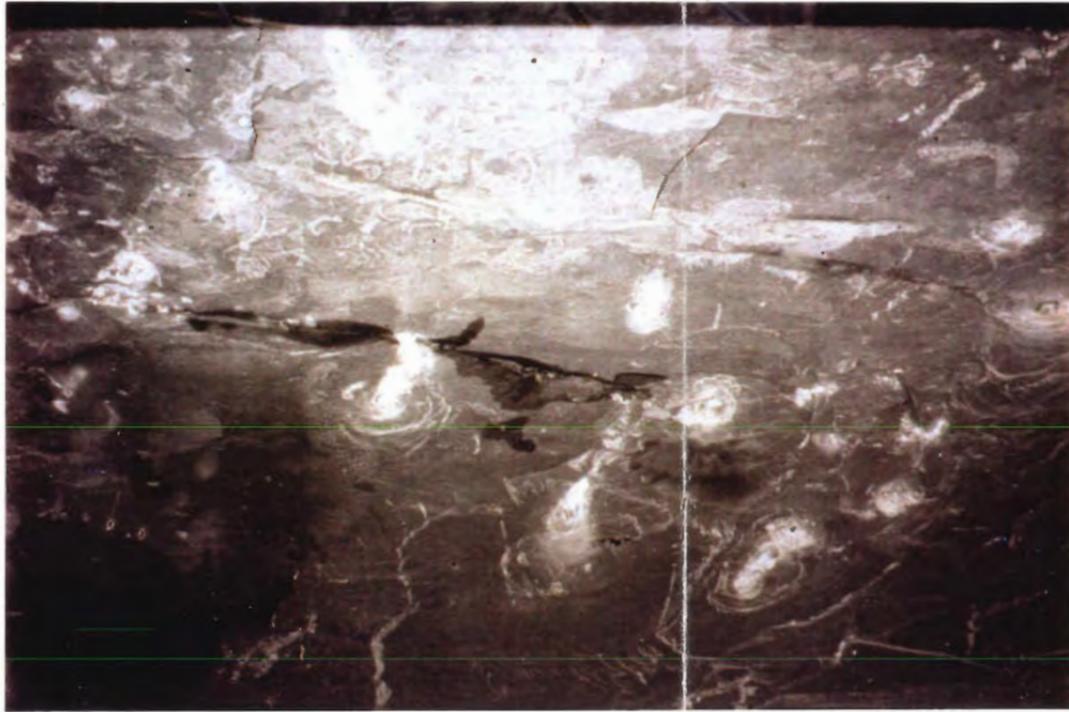
Station 8,8 m

Abb. A 1 - 4.4.3

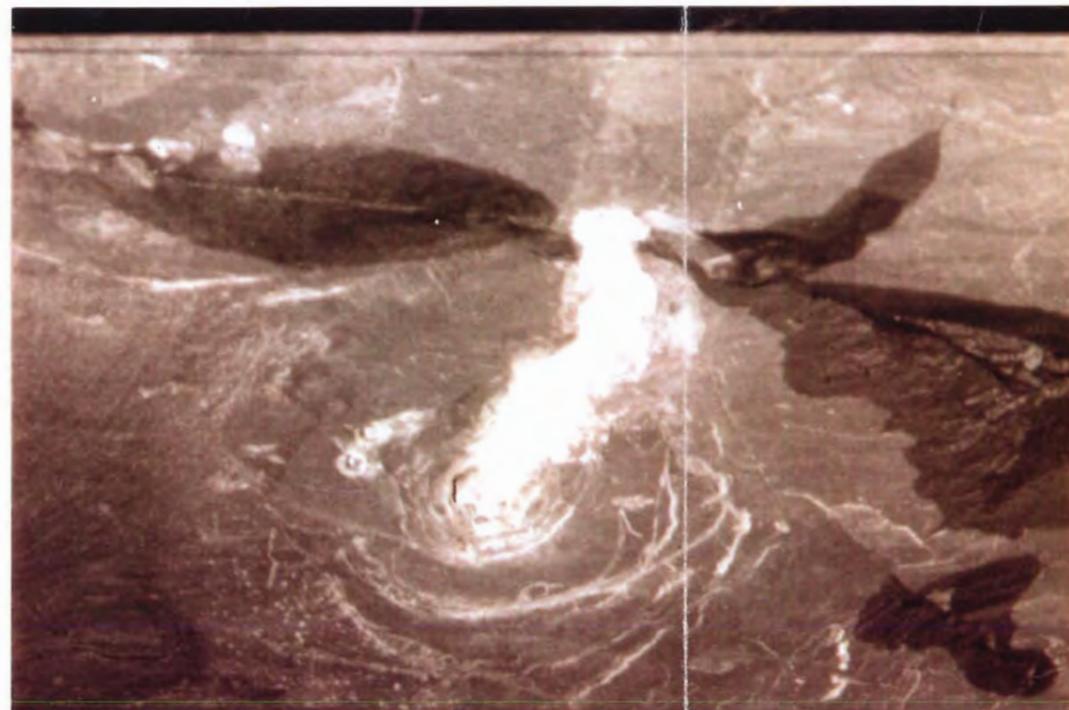
Untersuchungsstrecke 343 m - Sohle
Fotodokumentation, Ortsbrust
Stationen 2,4 m, 5,5 m und 8,8 m



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



Firste Station 11,0 m
Feuchtstelle am Kluftausbiß



Firste Station 11,0 m
Detail



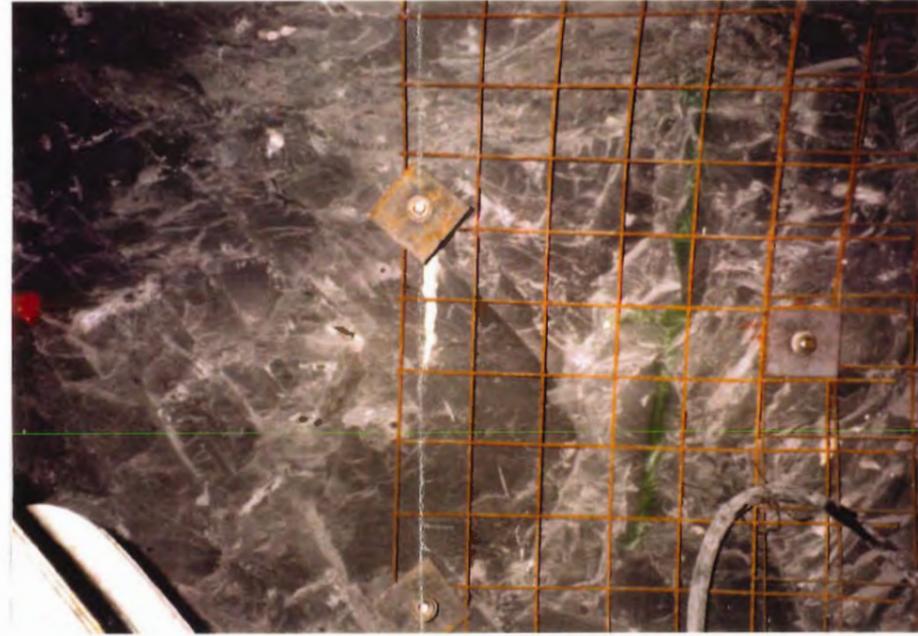
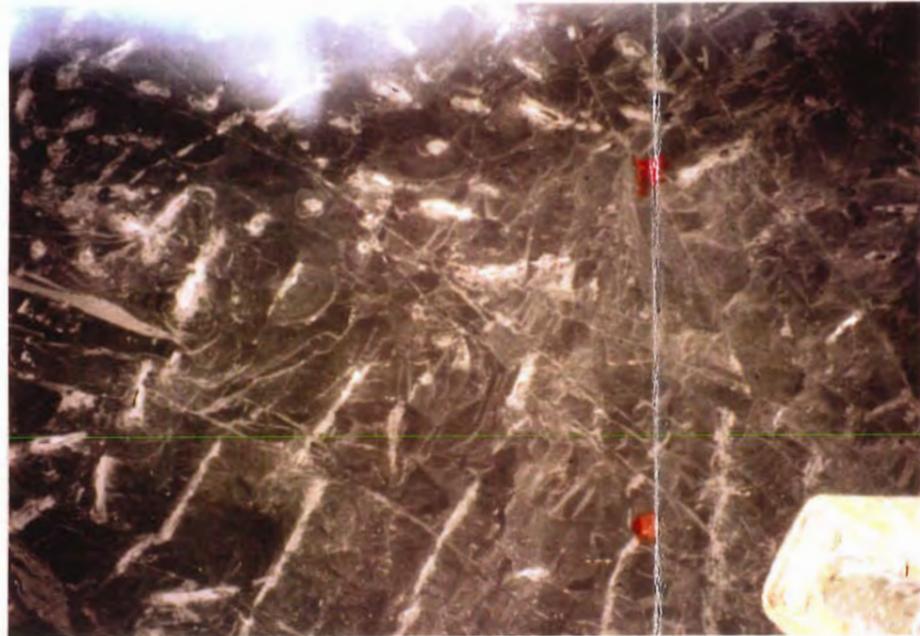
Station 16,0 m

Abb. A 1 - 4.4.4

Untersuchungsstrecke 343 m - Sohle
Fotodokumentation, Firste Station 11,0 m
und Ortsbrust Station 16,0 m



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



rechter Stoß Station ~37,5 - 40,0 m



Station 28,3m



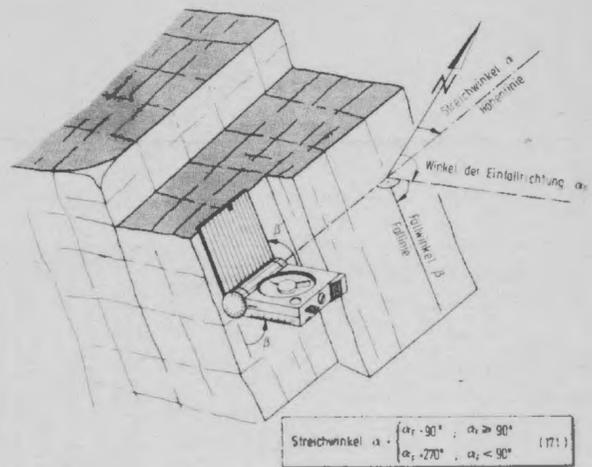
Station 40,0 m

Abb. A 1 - 4.4.5

Untersuchungsstrecke 343 m - Sohle
Fotodokumentation, rechter Stoß
Station 37,5 - 40,00 m, Ortsbrust
Stationen 28,3 m und 40,0 m



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



Einmessen einer Trennfläche mit dem Gefügekompaß nach CLAR

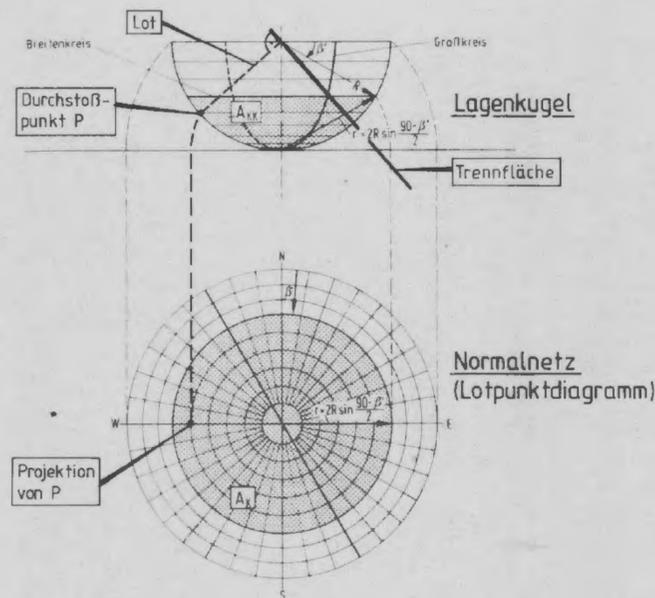
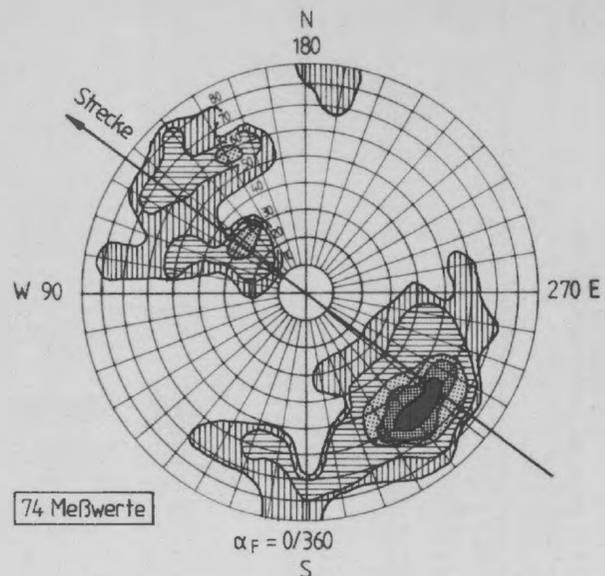
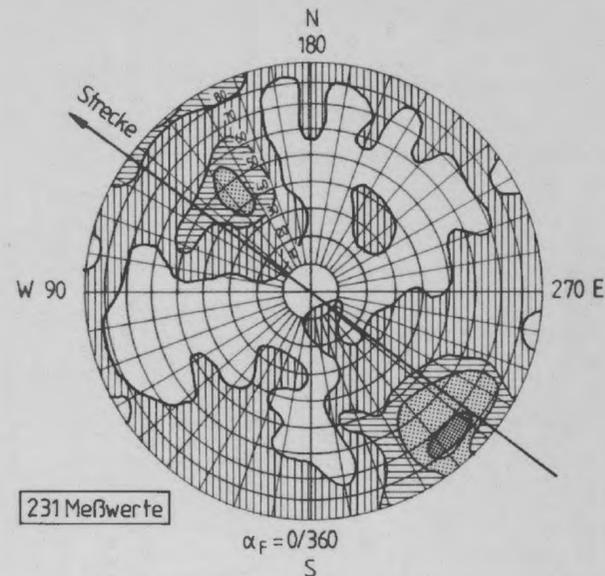


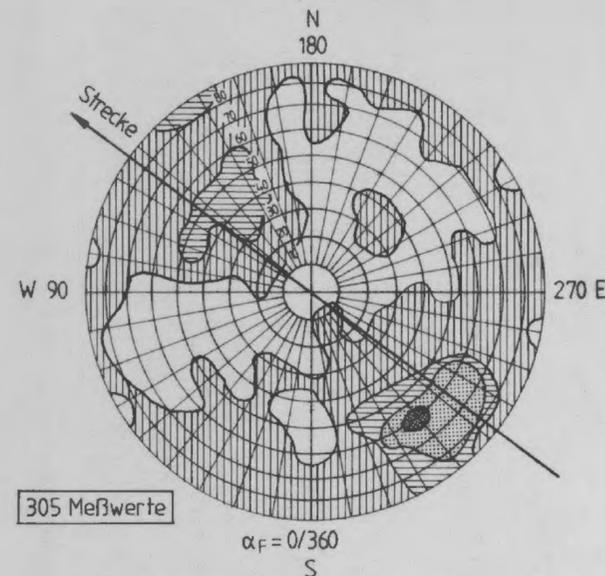
Abbildung der Lagenkugel auf das Normalnetz



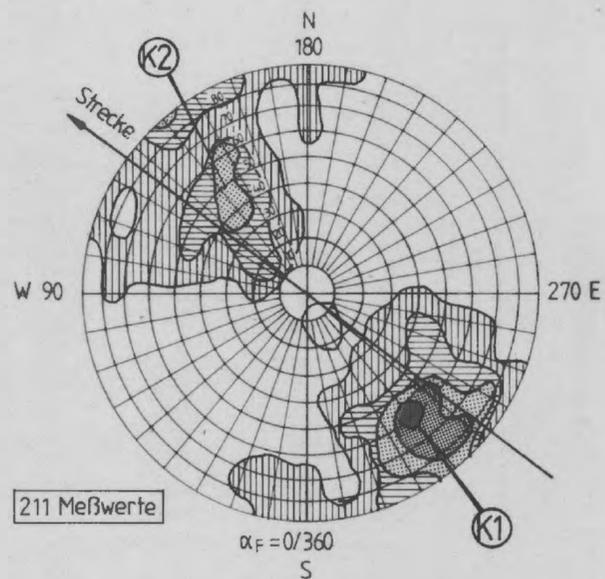
① Ortsbrust + Stöße Klüfte (Primärklüfte)



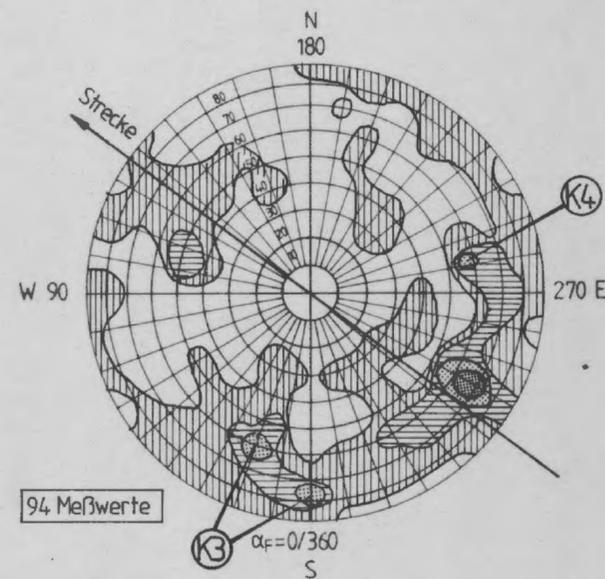
② Ortsbrust + Stöße Trennflächen ohne eindeutige Zuordnung (Klüfte oder Neubrüche)



③ Ortsbrust + Stöße alle Trennflächen

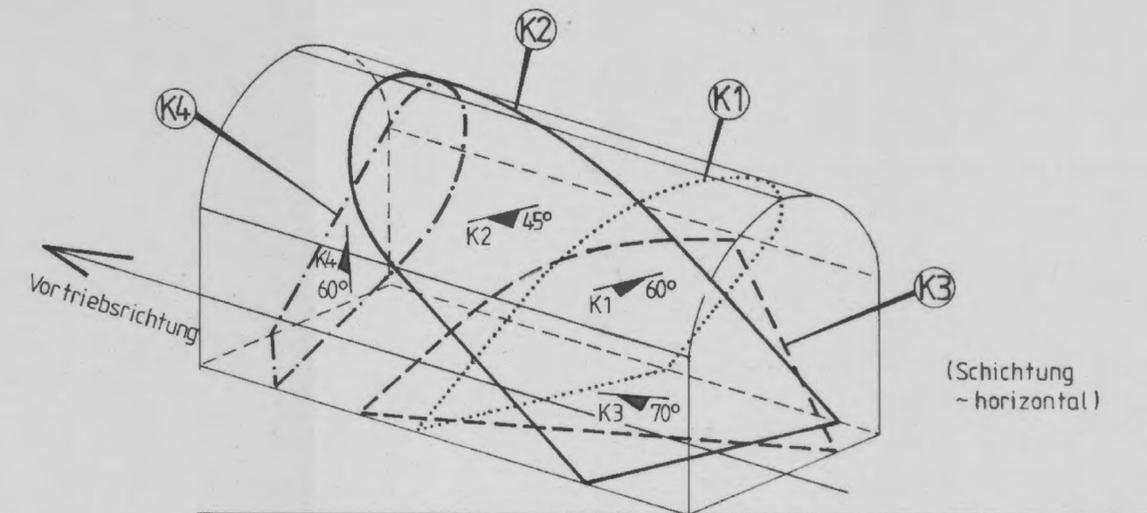
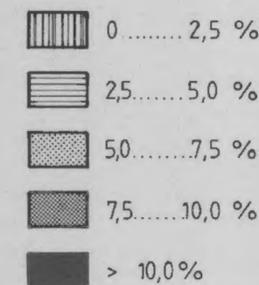


④ Ortsbrust alle Trennflächen

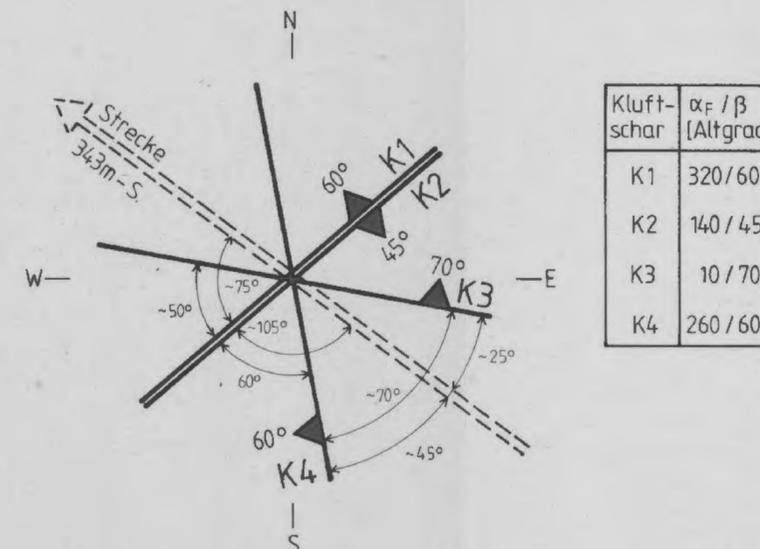


⑤ Stöße alle Trennflächen

Besetzungsdichten:



Isometrische Darstellung der Klufscharen K1 - K4 in Bezug auf die Strecke



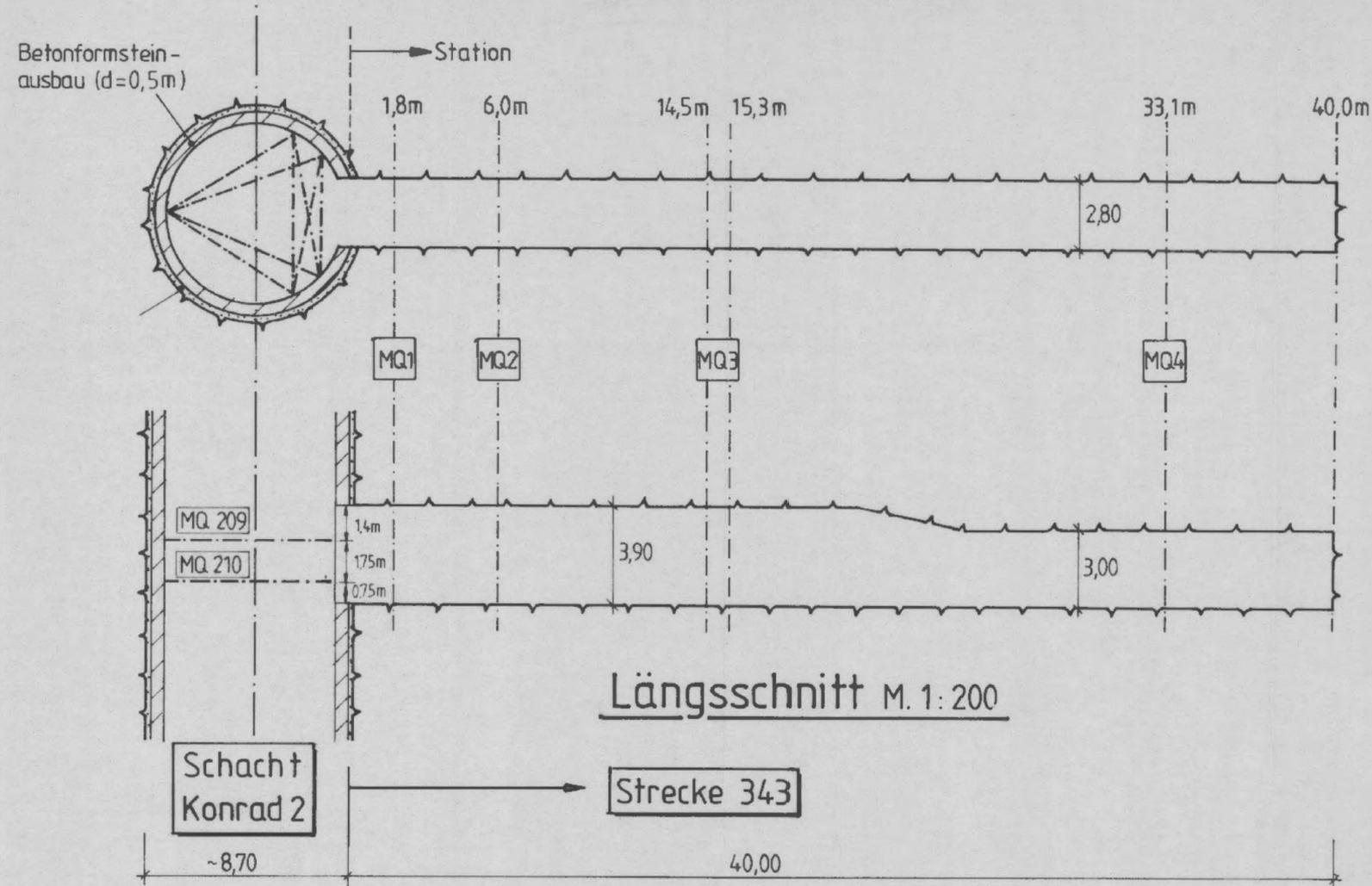
Grundrißdarstellung und Raumstellung der Klufscharen K1 - K4

Klufschar	α_F / β [Altgrad]
K1	320 / 60
K2	140 / 45
K3	10 / 70
K4	260 / 60

Abb. A 1 - 4,5

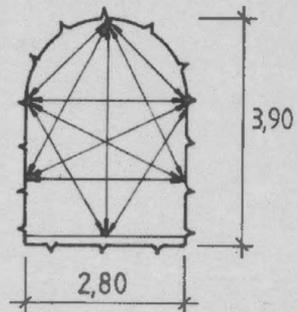
Untersuchungsstrecke 343 m - Sohle
Statistische Auswertung der Trennflächenkartierungen

Grundriss M. 1 : 200

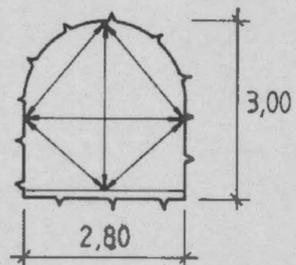


Längsschnitt M. 1 : 200

MQ1; MQ2 (Station 1,8m ; 6,0m) M.1:100



MQ4 (Station 33,1m) M.1:100



MQ3 (Station 14,5m/15,3m) M.1:100

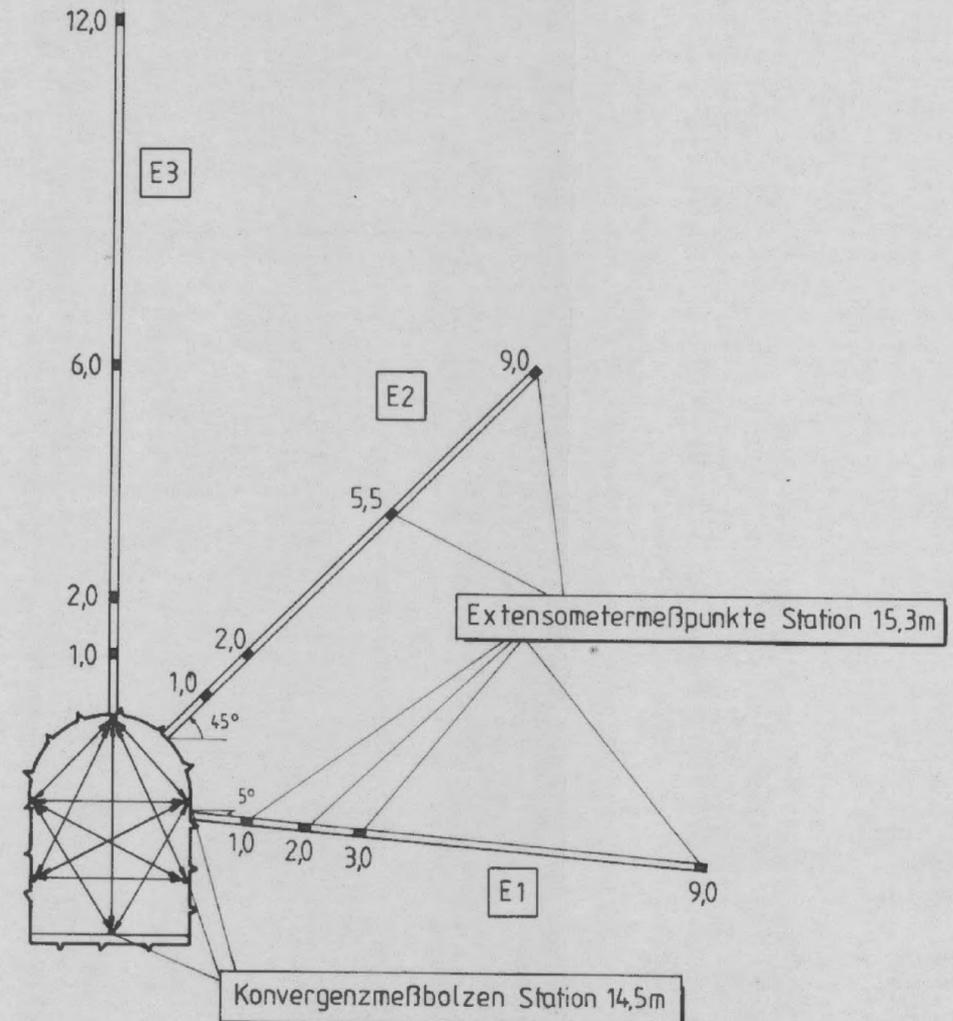
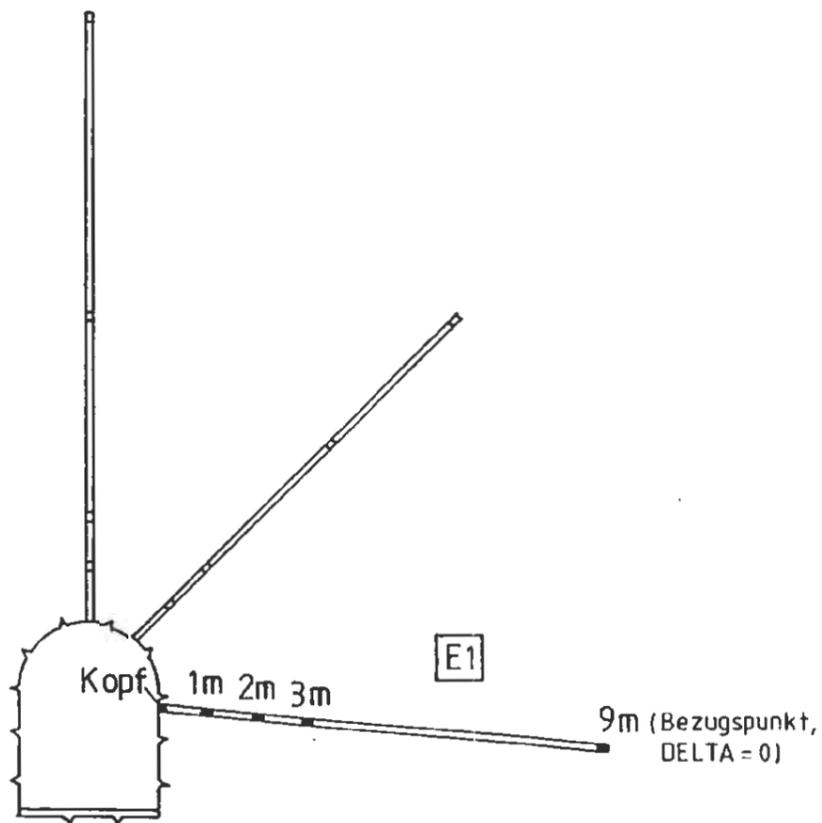
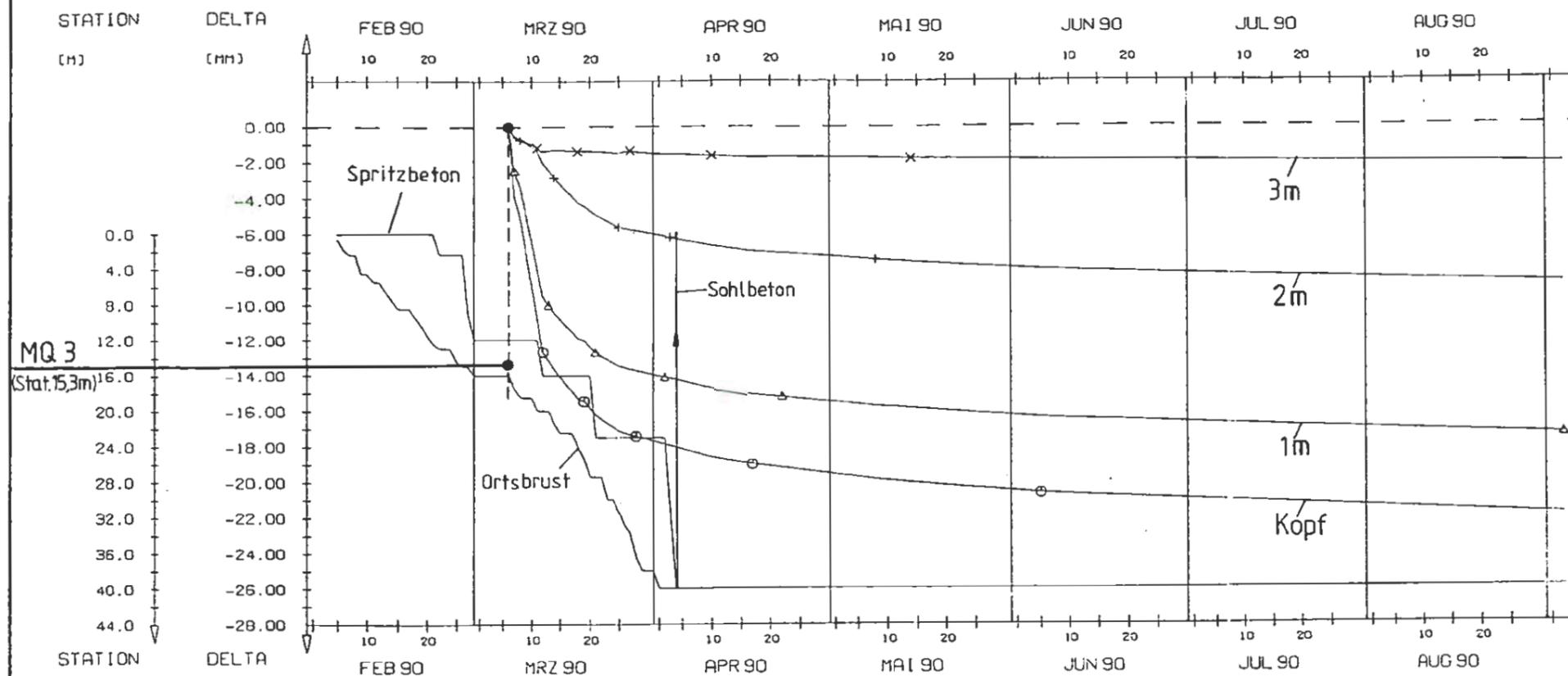


Abb. A 1 - 5.1

Untersuchungsprogramm zur Messung
der beim Vortrieb der Strecke aufgetre-
tenen Gebirgsverformungen



Symbole:

- Extensometer festpunkt Kopf
- △ Extensometer festpunkt 1m
- + Extensometer festpunkt 2m
- × Extensometer festpunkt 3m
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 16,0m)

Abb. A 1 - 5.2

MQ 3 (Station 15,3 m):
Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen
- Stoßextensometer E1



ENLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

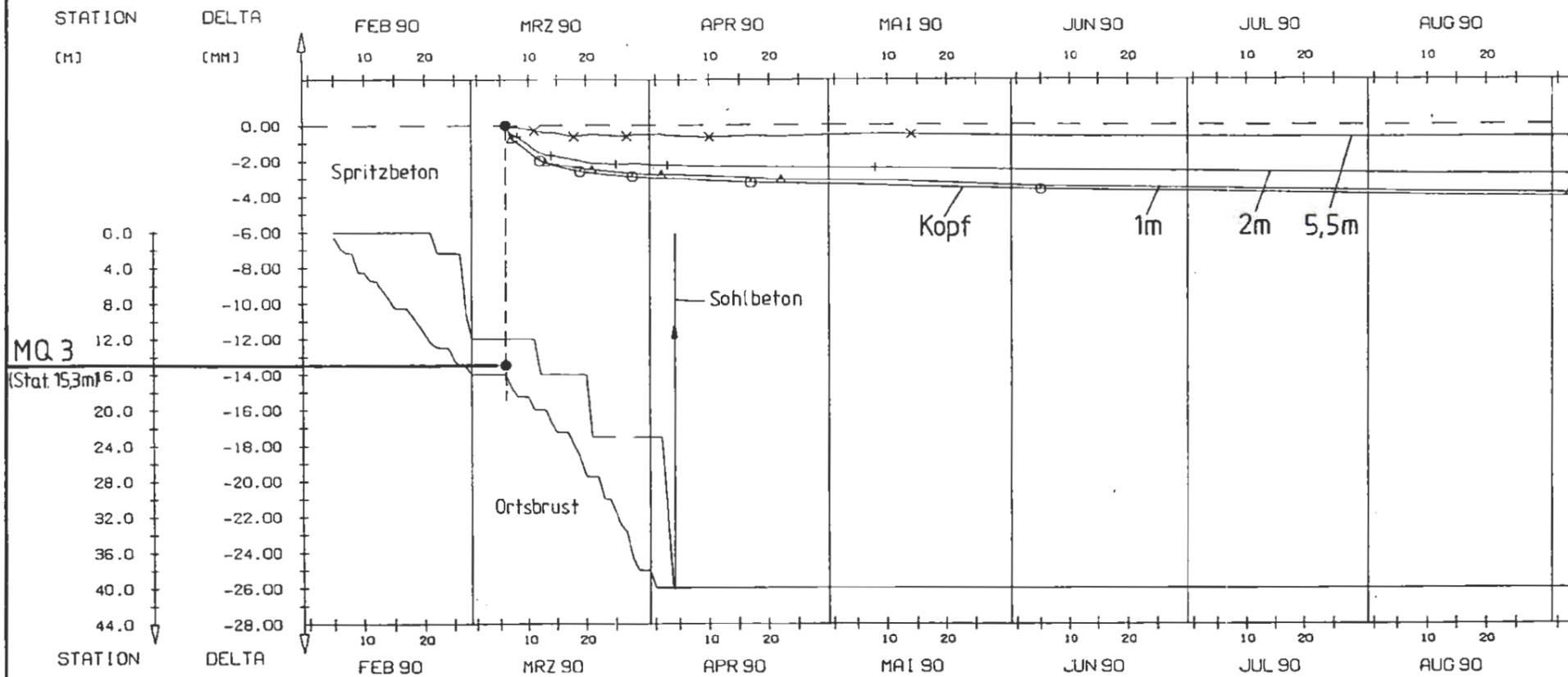
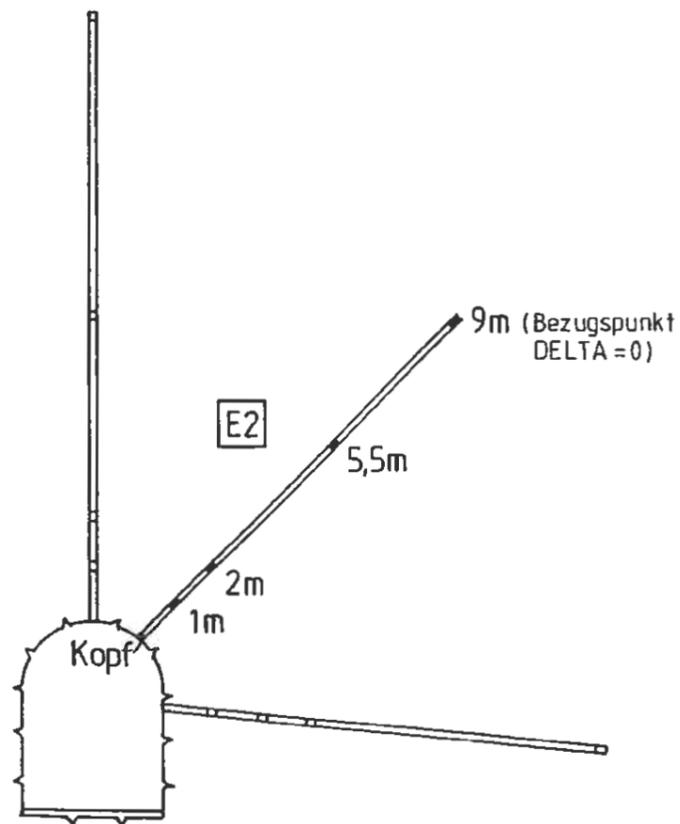


Abb. A 1 - 5.3

MQ 3 (Station 15,3 m):
Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen
- Diagonalextensometer E2

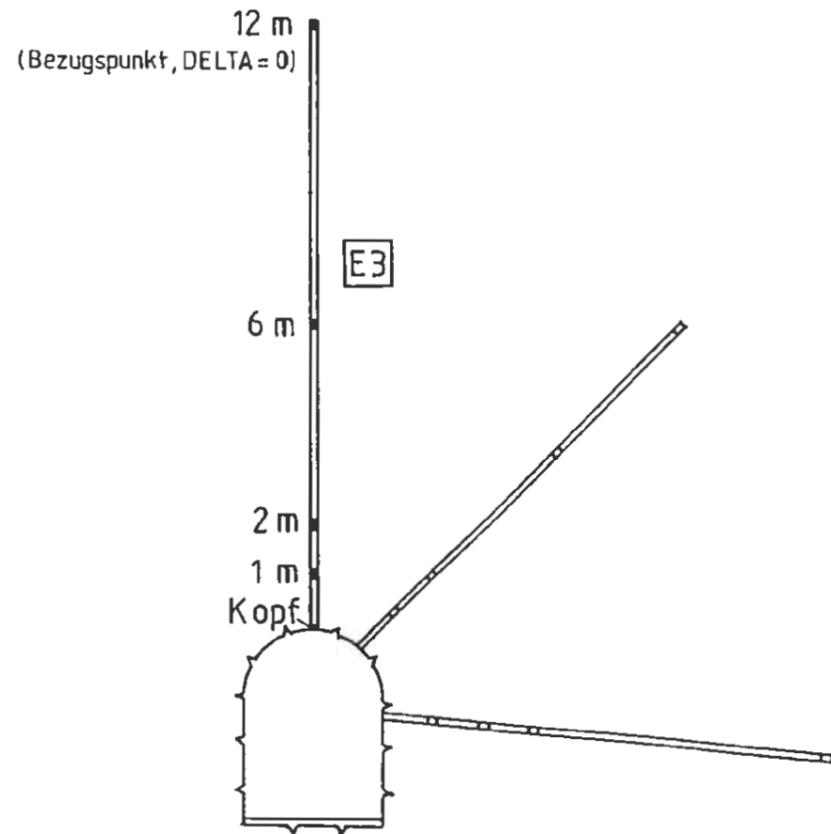
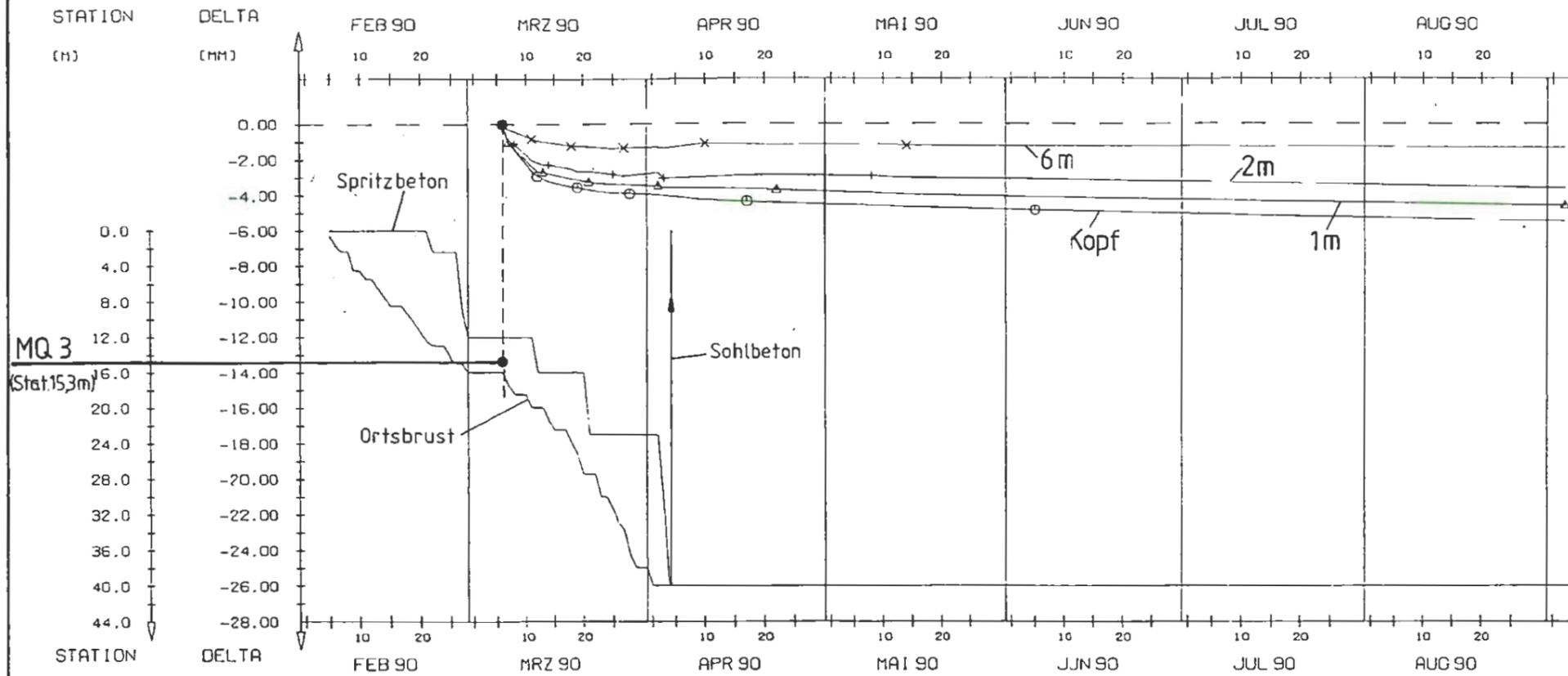


Symbole:

- Extensometerfestpunkt Kopf
- ◄ Extensometerfestpunkt 1m
- + Extensometerfestpunkt 2m
- × Extensometerfestpunkt 5,5m
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 16,0 m)



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



Symbole:

- Extensometerfestpunkt Kopf
- △ Extensometerfestpunkt 1m
- + Extensometerfestpunkt 2m
- × Extensometerfestpunkt 6m
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 16,0 m)

Abb. A 1 - 5.4

MQ 3 (Station 15,3 m):
Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen
- Firstextensometer E3



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

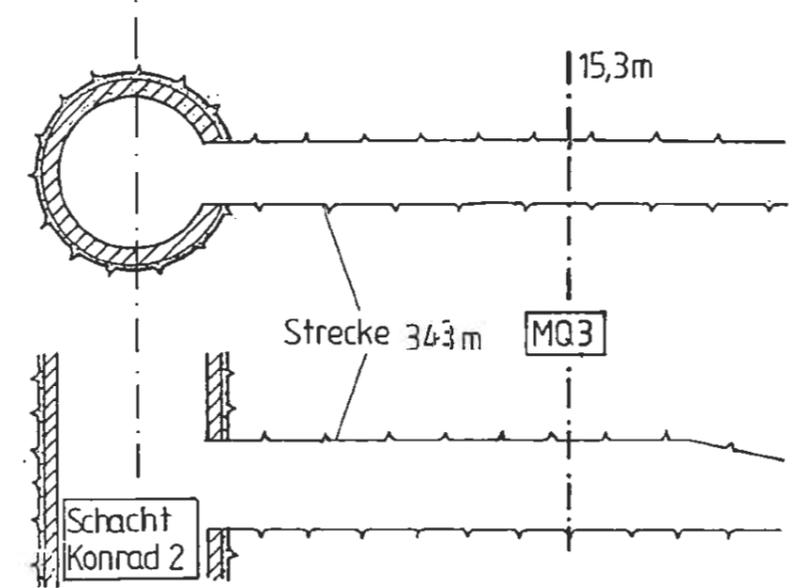
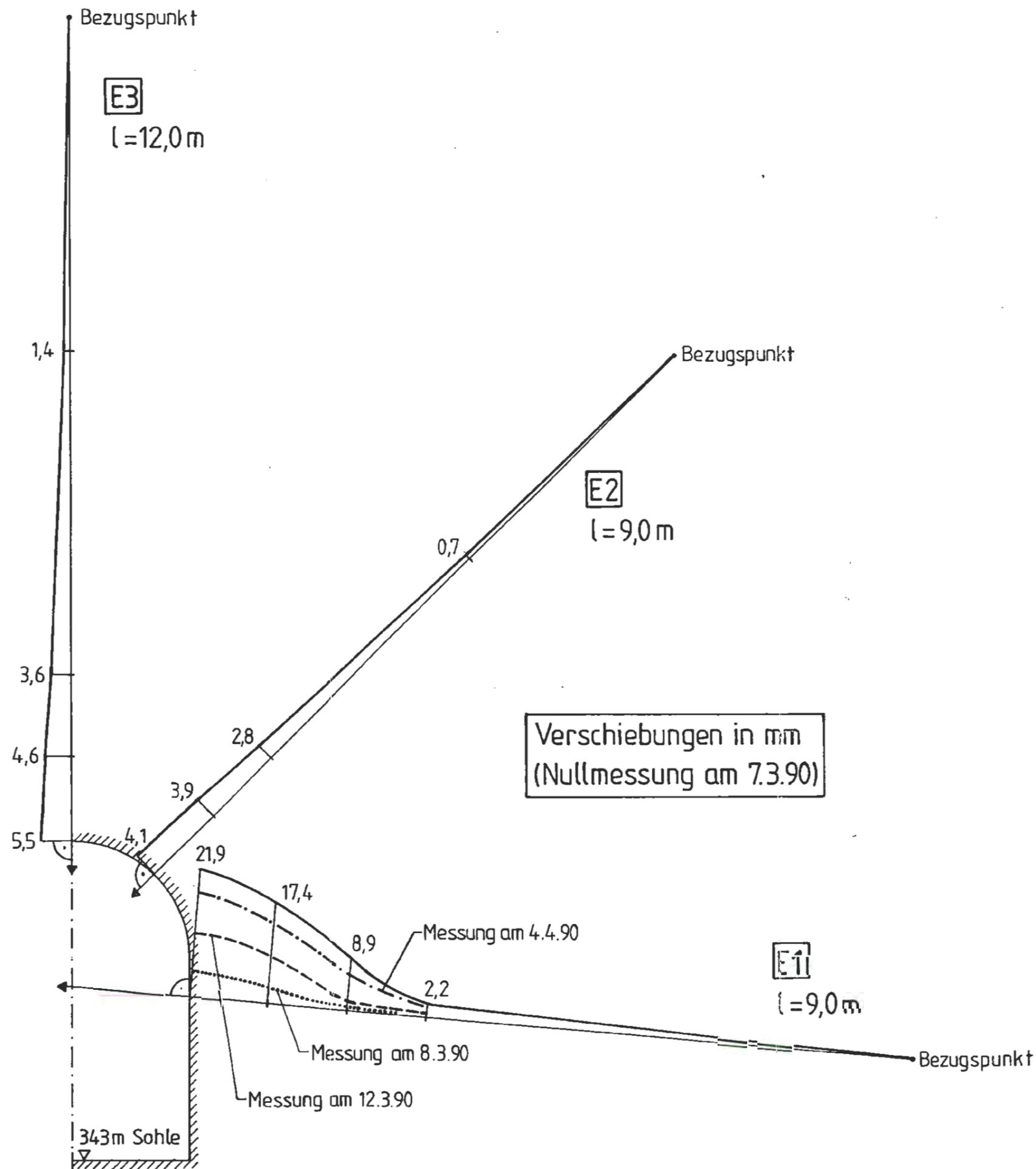


Abb. A 1 - 5.5

MQ 3 (Station 15,3 m):
Ergebnisse der Extensometer-
messungen (Stand 4.9.90)

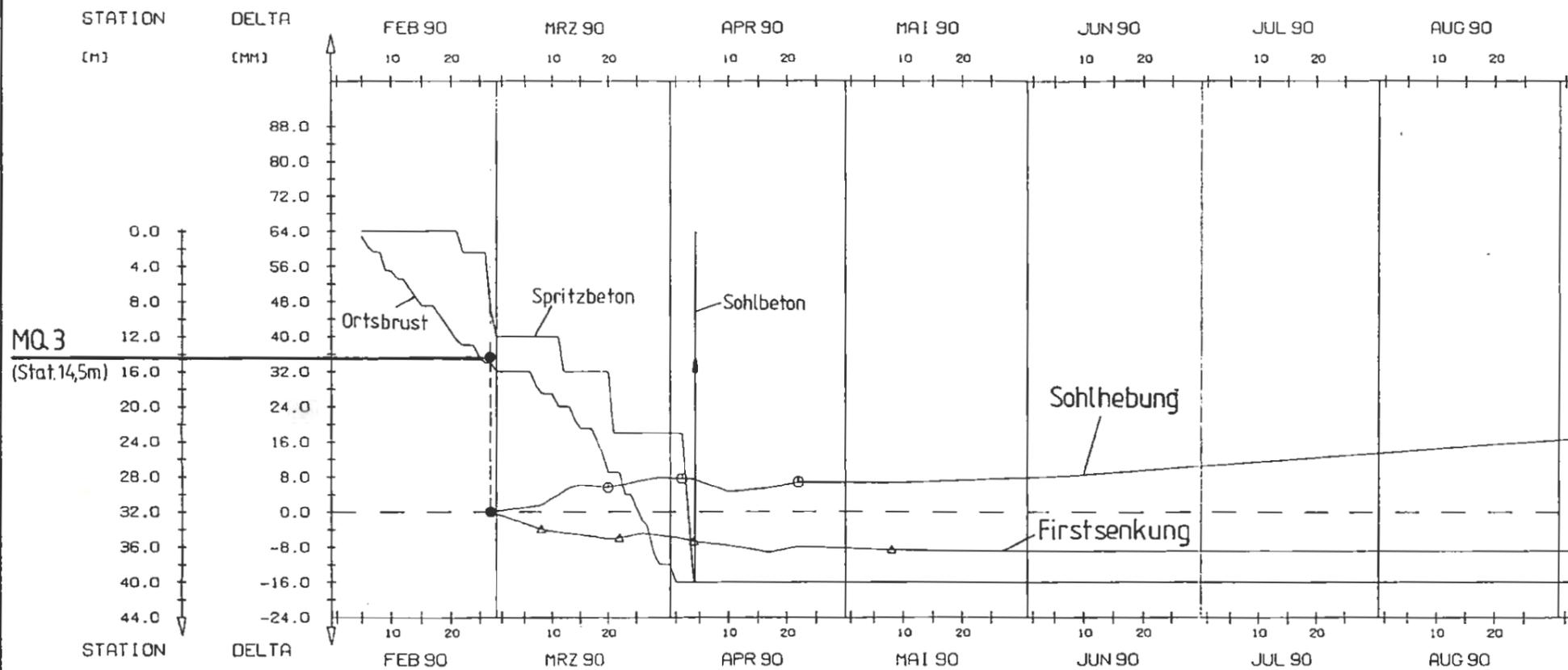
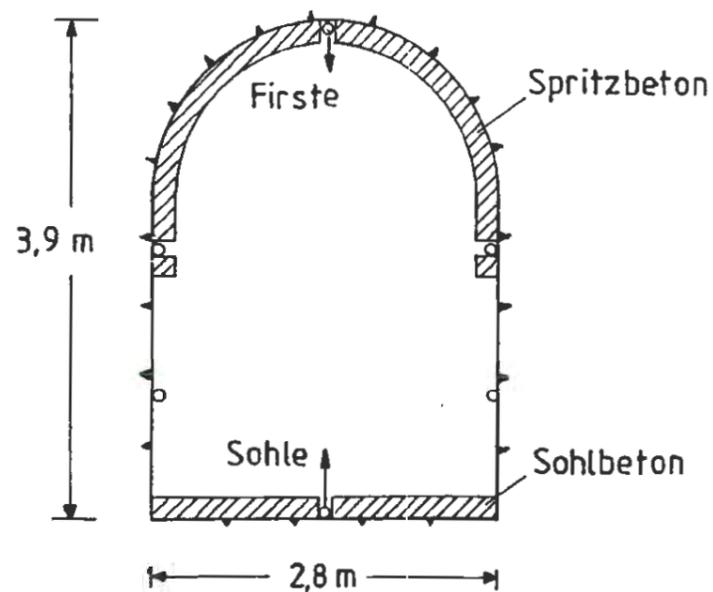


Abb. A 1 - 5.6

MQ 3 (Station 14,5 m):
 Zeitlicher Verlauf der Firstsenkung
 und der Sohlhebung
 - Nivellements



Symbole:

- Sohlhebung
- △ Firstsenkung
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 15,0m)

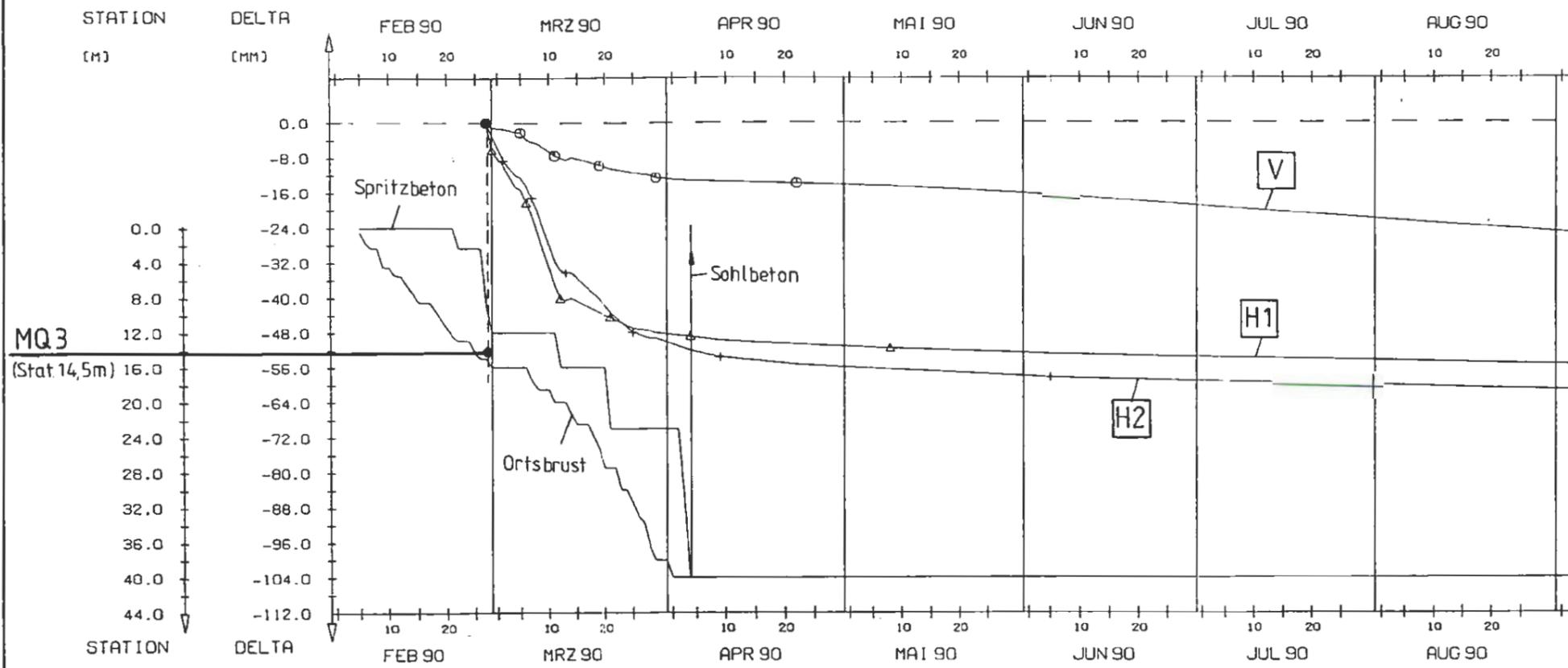
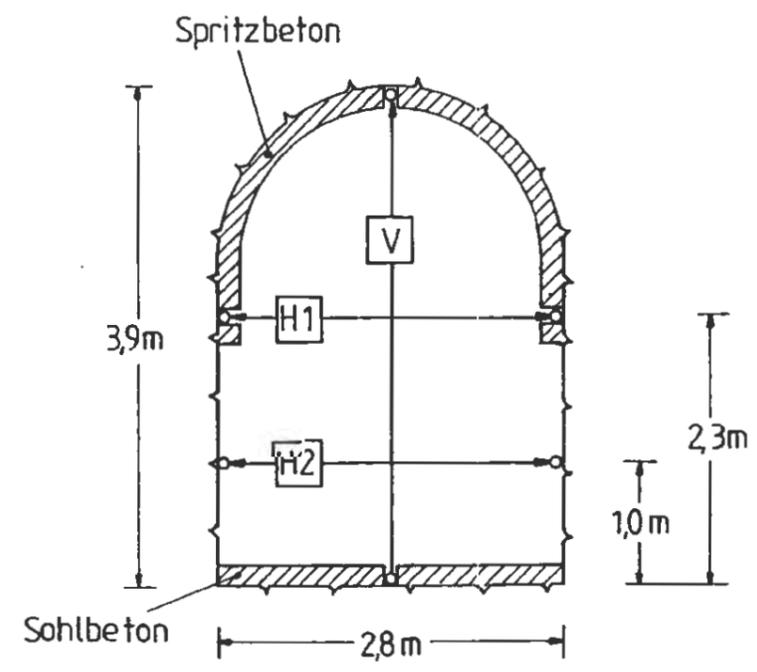


Abb. A 1 - 5.7

MQ 3 (Station 14,5 m):
 Zeitlicher Verlauf der Hohlraum-
 konvergenzen
 - vertikale (V) und horizontale (H1, H2)
 Meßstrecken



Symbole:

- Vertikale Meßstrecke V
- △ Obere horizontale Meßstrecke H1
- + Untere horizontale Meßstrecke H2
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 15,0 m)

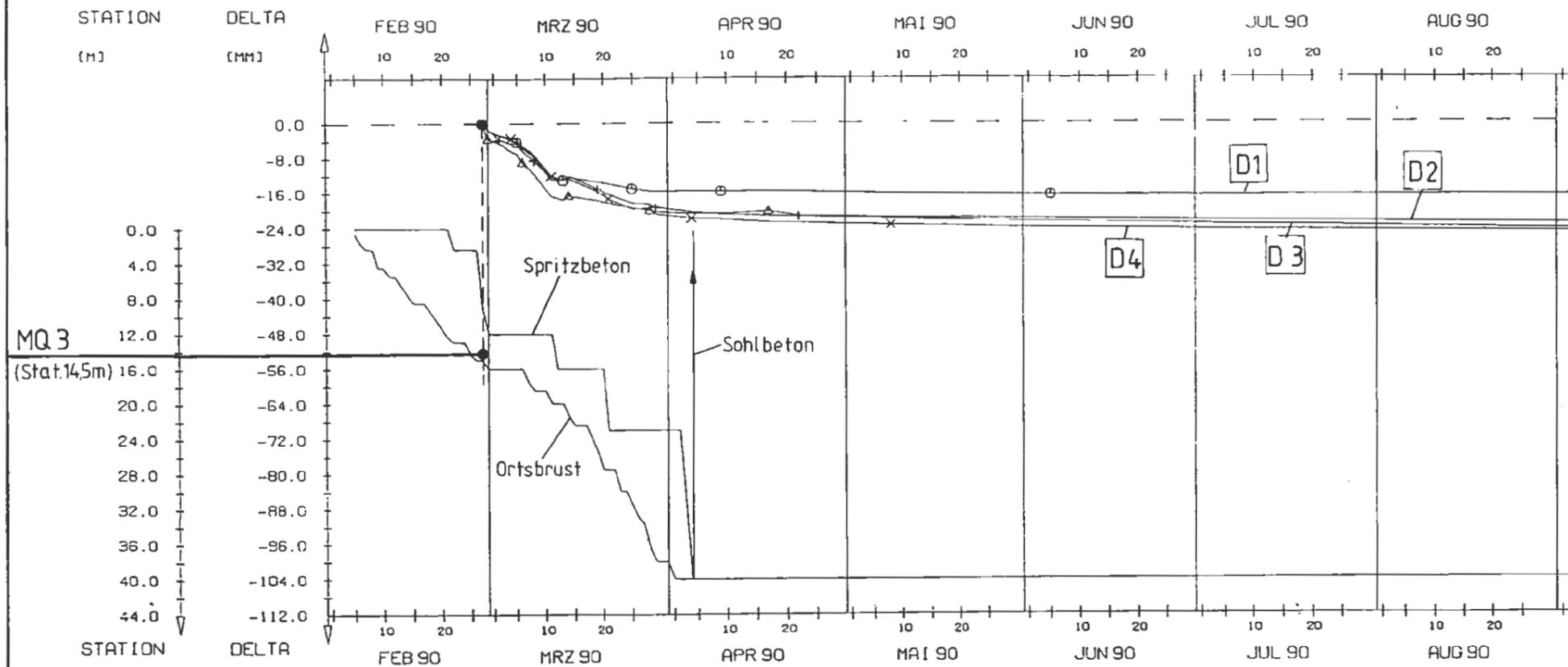
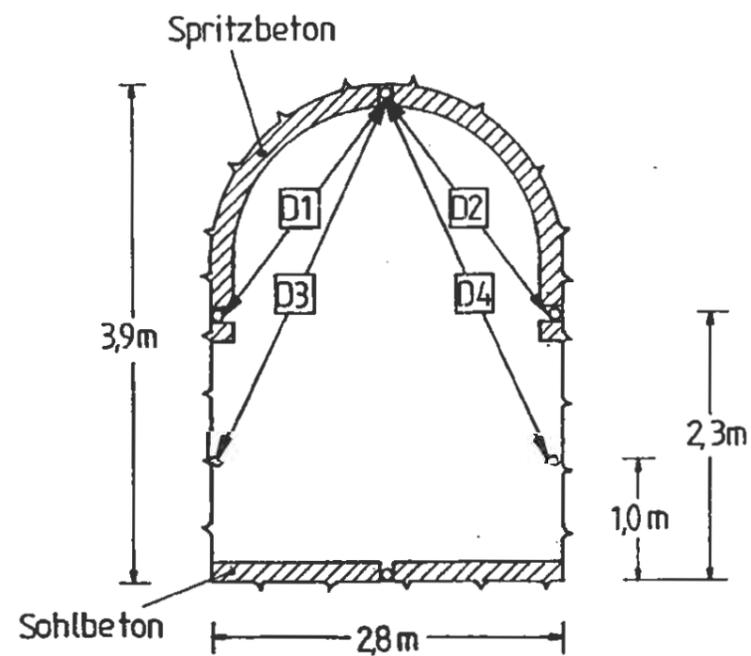


Abb. A 1 - 5.8

MQ 3 (Station 14.5 m):
 Zeitlicher Verlauf der Hohlraum-
 konvergenzen
 - diagonale Meßstrecken (D1 bis D4)



Symbole:

- Diagonale Meßstrecke D1
- △ Diagonale Meßstrecke D2
- + Diagonale Meßstrecke D3
- × Diagonale Meßstrecke D4
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 15,0m)

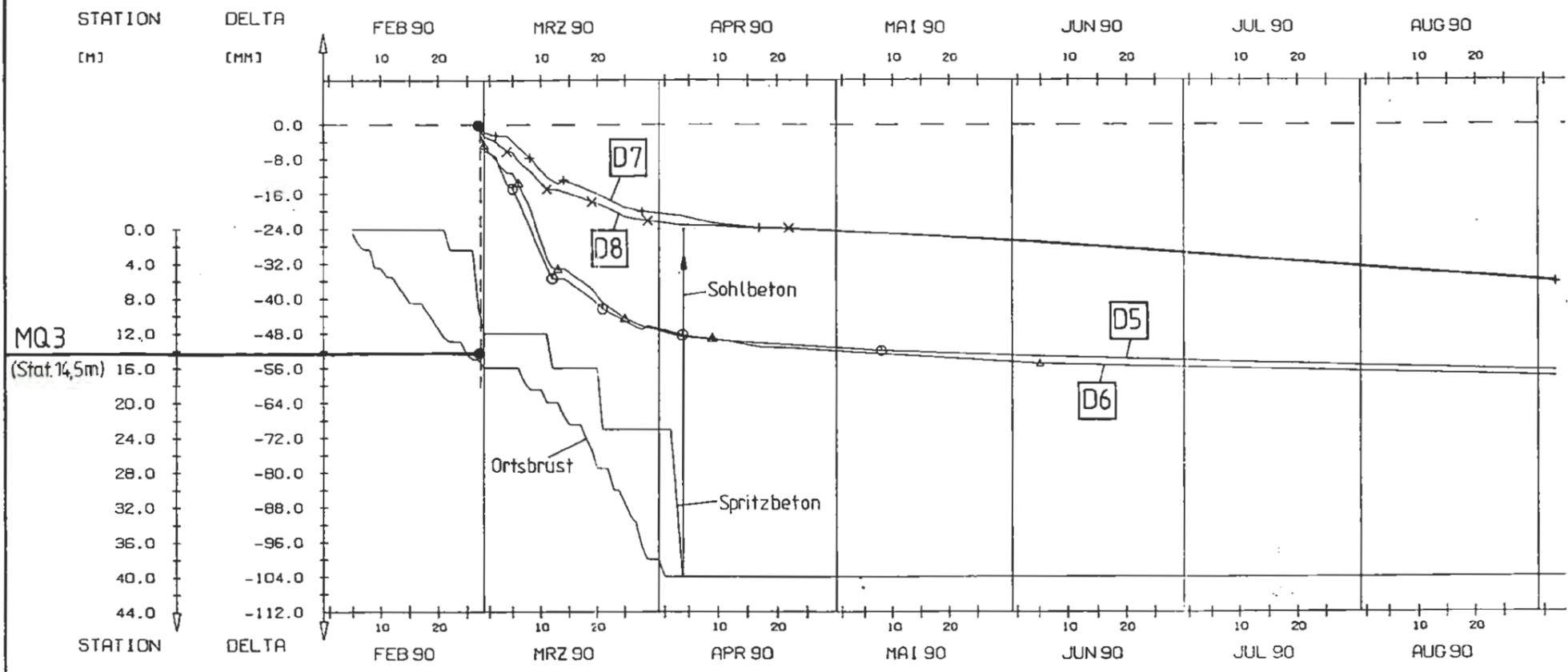
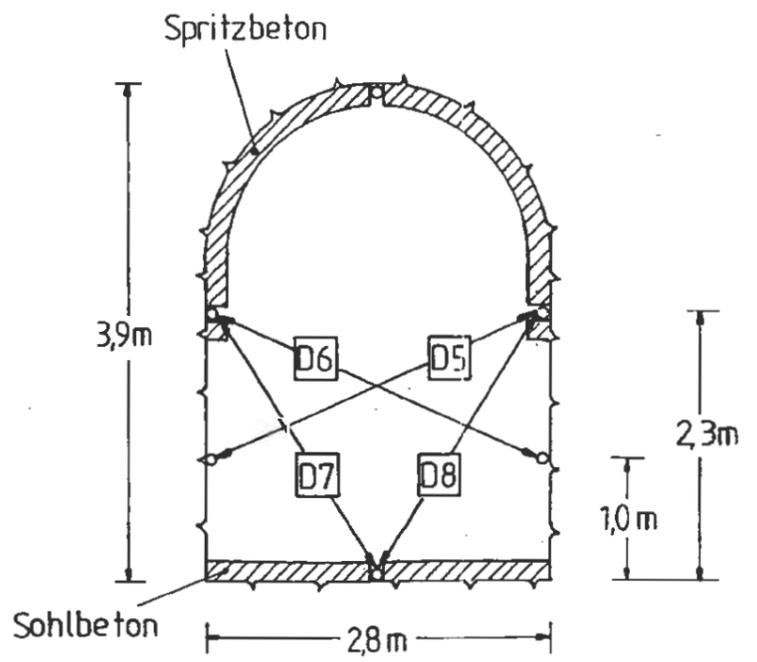


Abb. A 1 - 5.9

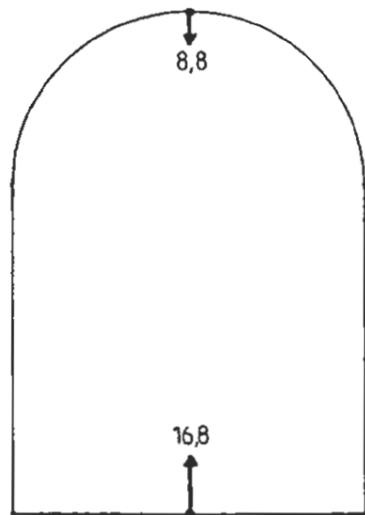
MQ 3 (Station 14,5 m):
 Zeitlicher Verlauf der Hohlraum-
 konvergenzen
 - diagonale Meßstrecken (D5 bis D8)



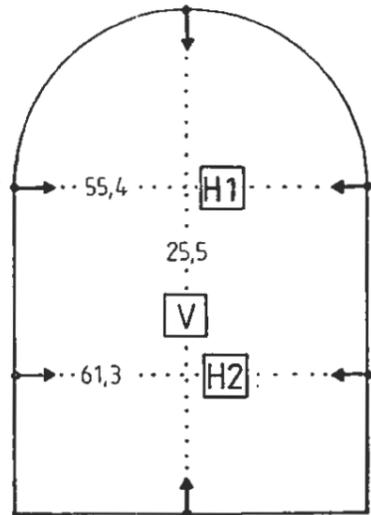
Symbole:

- Diagonale Meßstrecke D5
- △ Diagonale Meßstrecke D6
- + Diagonale Meßstrecke D7
- × Diagonale Meßstrecke D8
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 15,0 m)

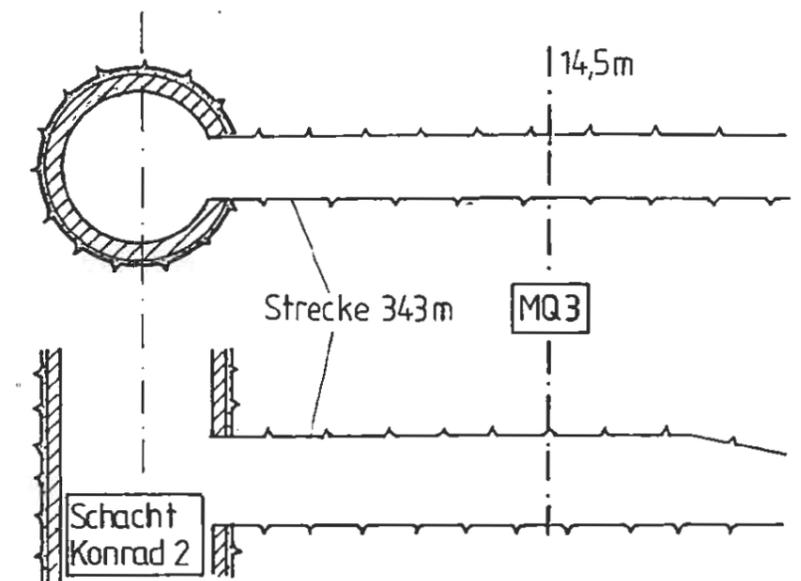
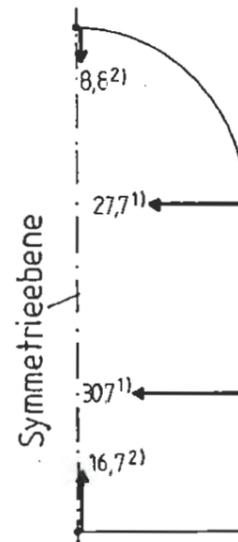
Nivellements



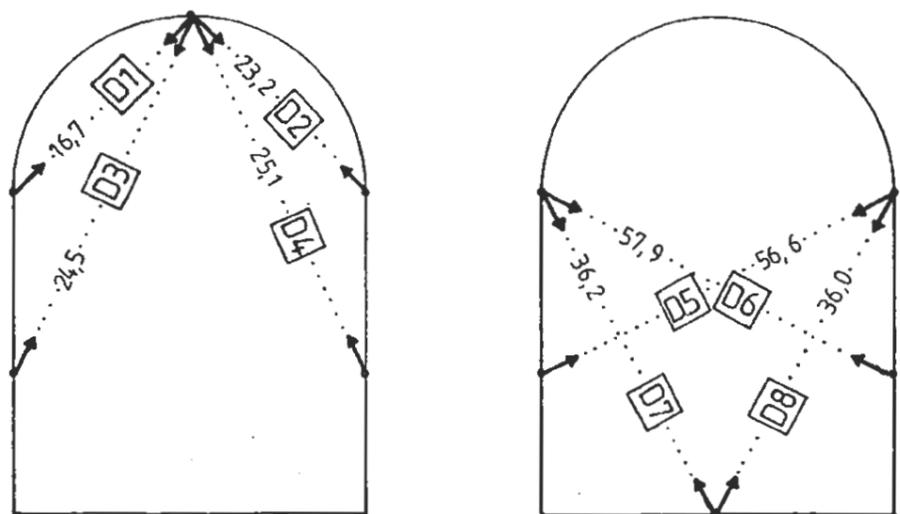
Horizontale und vertikale Konvergenzen



Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten (ab 28.2.90)



Diagonale-Konvergenzen



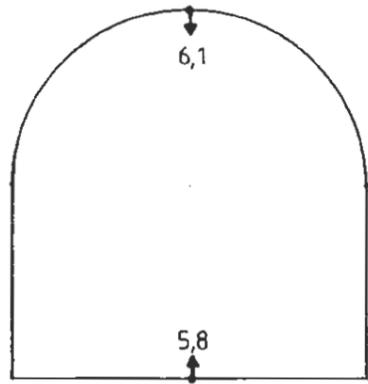
- 1) Aufteilung der Konvergenz auf beide Ulmen unter der Annahme, daß die Streckenachse eine Symmetrieachse darstellt.
- 2) Aufteilung der Konvergenz unter Berücksichtigung der Nivellements.

Verschiebungen in mm
(Nullmessung am 28.2.90)

Abb. A I - 5.10

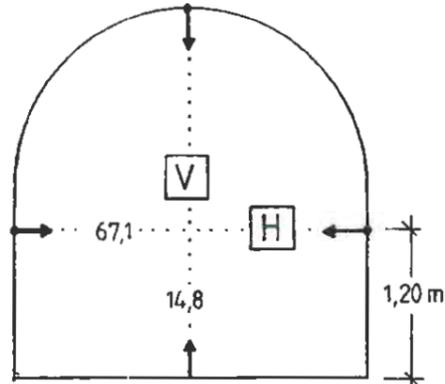
MQ 3 (Station 14,5 m):
Ergebnisse der Nivellements und
Konvergenzmessungen (Stand 4.9.90)

Nivellements



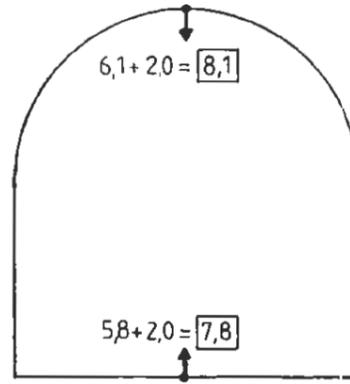
Nullmessung am 30.3.90

Horizontale und vertikale Konvergenzen

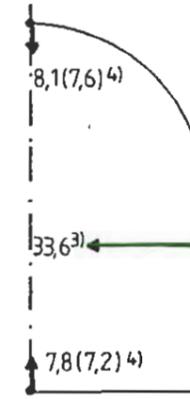


Nullmessung am 28.3.90

"extrapolierte" Meßwerte

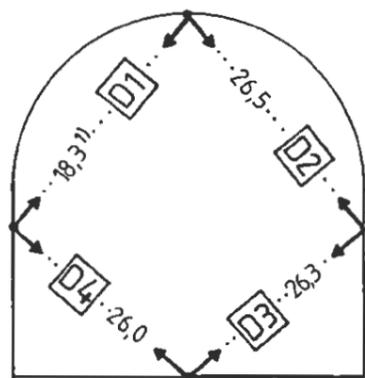


Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten (ab 28.3.90)



4) Die Werte in Klammern berücksichtigen, daß die Konvergenz \bar{V} etwas kleiner ist als die Summe der "extrapolierten" Nivellements.

Diagonale Konvergenzen



Nullmessung am 28.3.90

1) wurde nur bis zum 30.3.90 gemessen

Verschiebungen in mm

2) Die eingerahmten Werte stellen Extrapolationen der Nivellements auf den 28.3.90 dar. Die Nivellements wurden jeweils mit der Hälfte der Zunahme der Konvergenz \bar{V} vom 28.3.90 bis zum 30.3.90 aufschlägt.

3) Aufteilung der Konvergenz auf beide Ulmen unter der Annahme, daß die Streckenachse eine Symmetrieachse darstellt.

Abb. A I - 5.11

MQ 4 (Station 33,1 m):
Ergebnisse der Nivellements und Konvergenzmessungen (Stand 4.9.90)

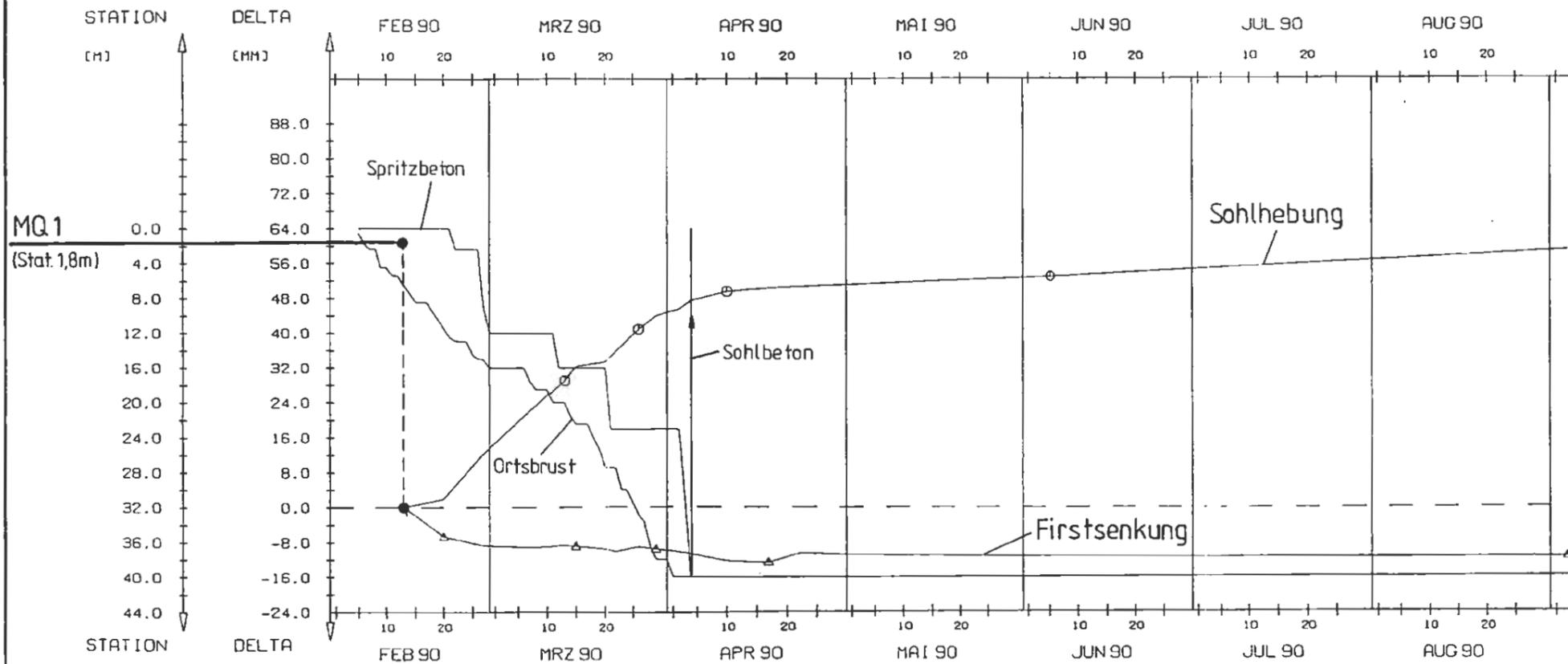
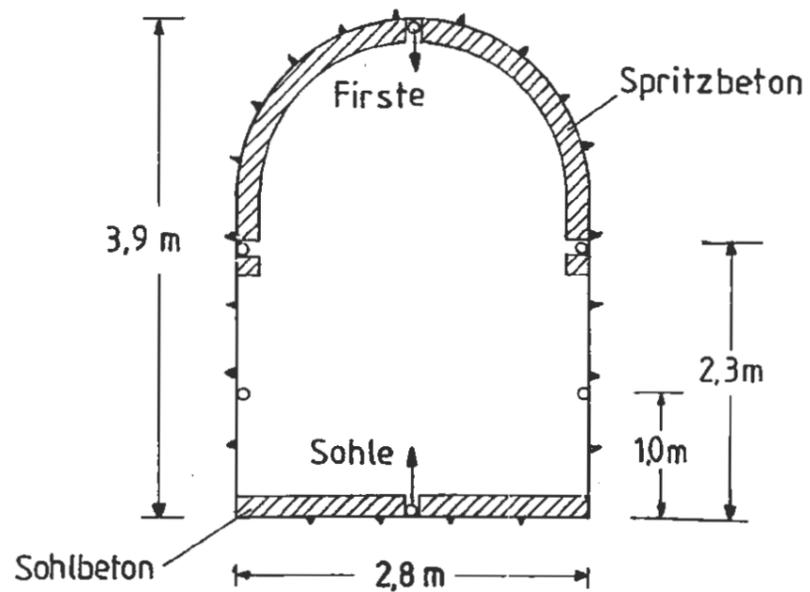


Abb. A 1 - 5.12

MQ 1 (Station 1,8 m):
 Zeitlicher Verlauf der Firstsenkung
 und der Sohlhebung
 - Nivellements



Symbole:

- Sohlhebung
- △ Firstsenkung
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 6,5 m)



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 343m - Sohle

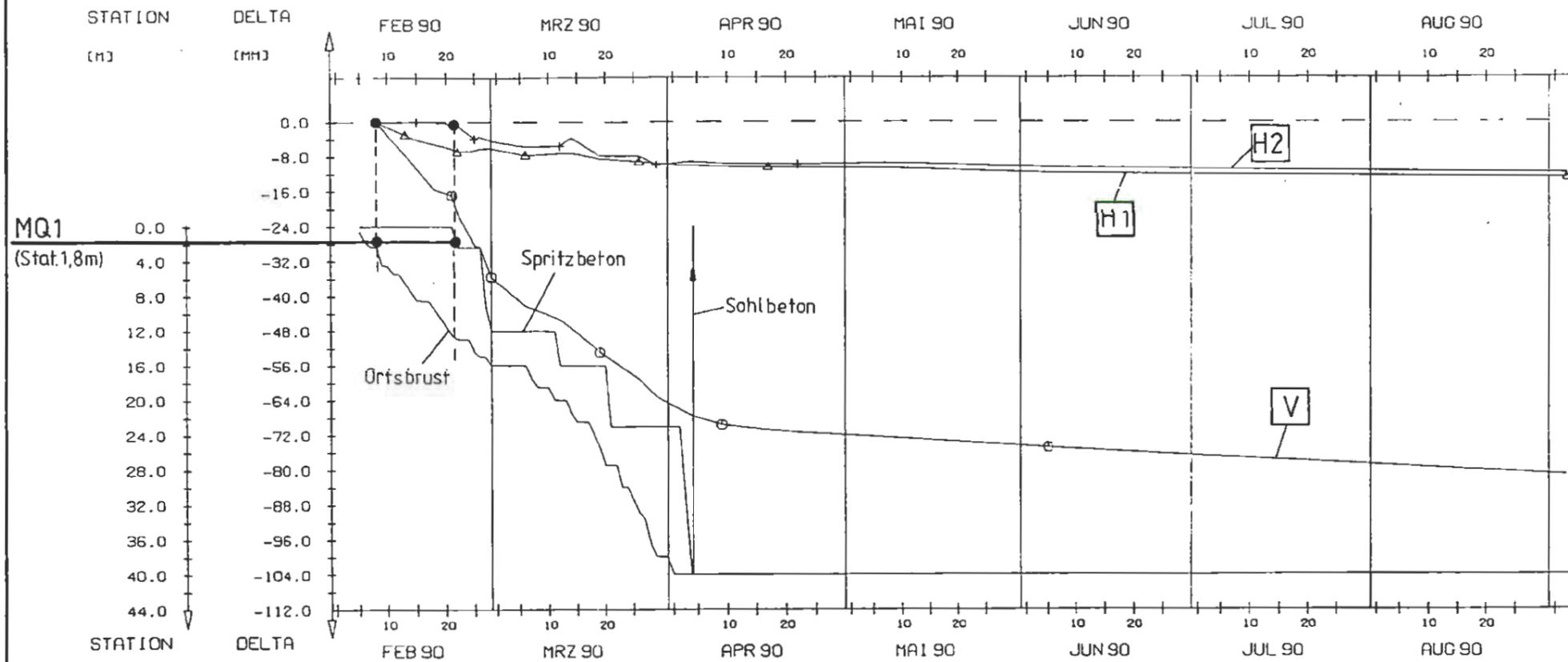
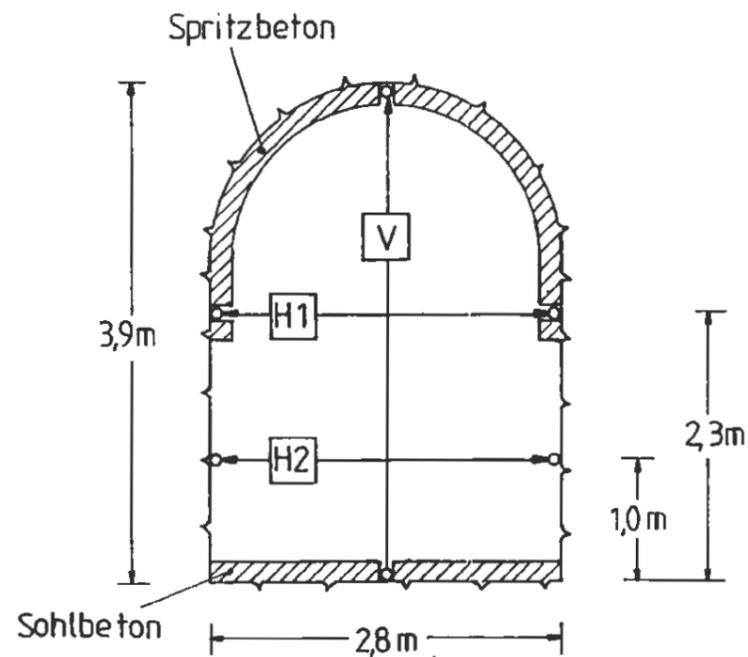


Abb. A I - 5.13



Symbole:

- Vertikale Meßstrecke V
- △ Obere horizontale Meßstrecke H1
- + Untere horizontale Meßstrecke H2
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 2,4 bzw. 11,5 m)

MQ 1 (Station 1,8 m):
 Zeitlicher Verlauf der Hohlraum-
 konvergenzen
 - vertikale (V) und horizontale (H1, H2)
 Meßstrecken



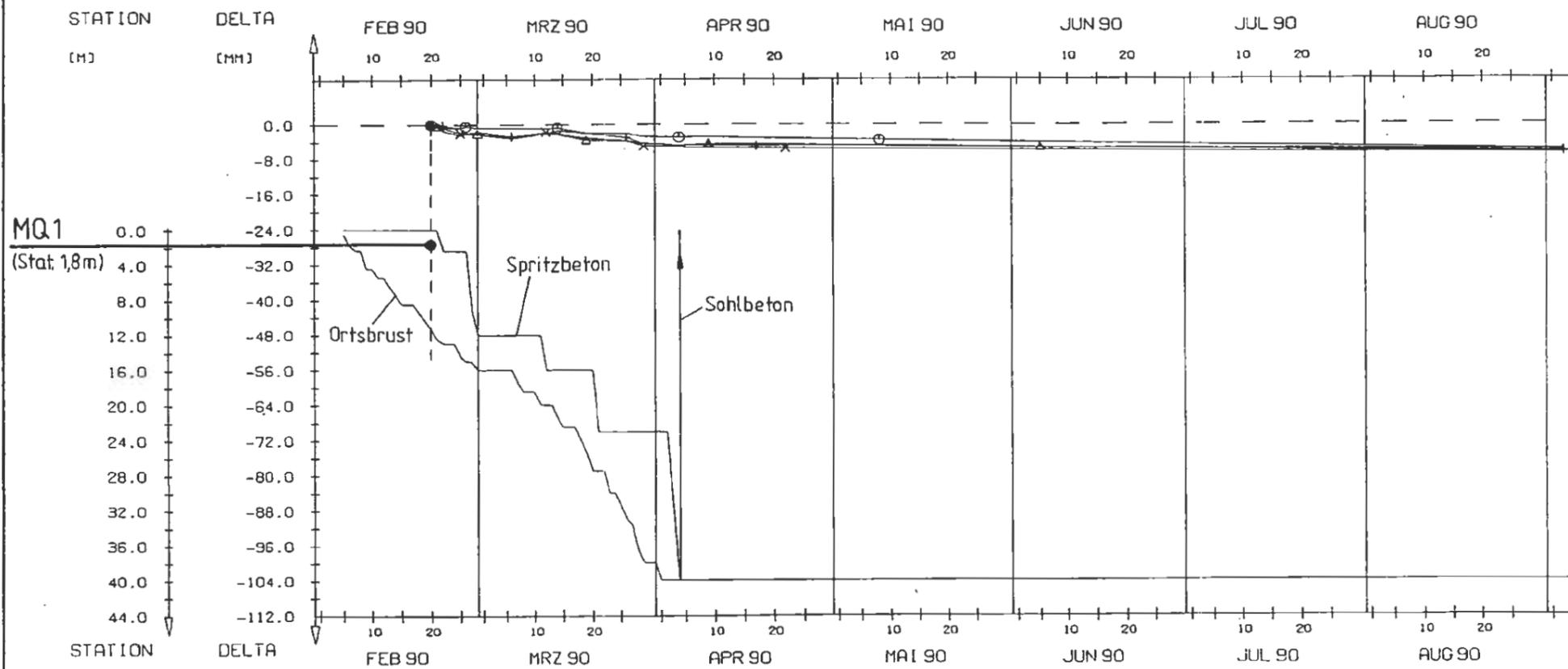
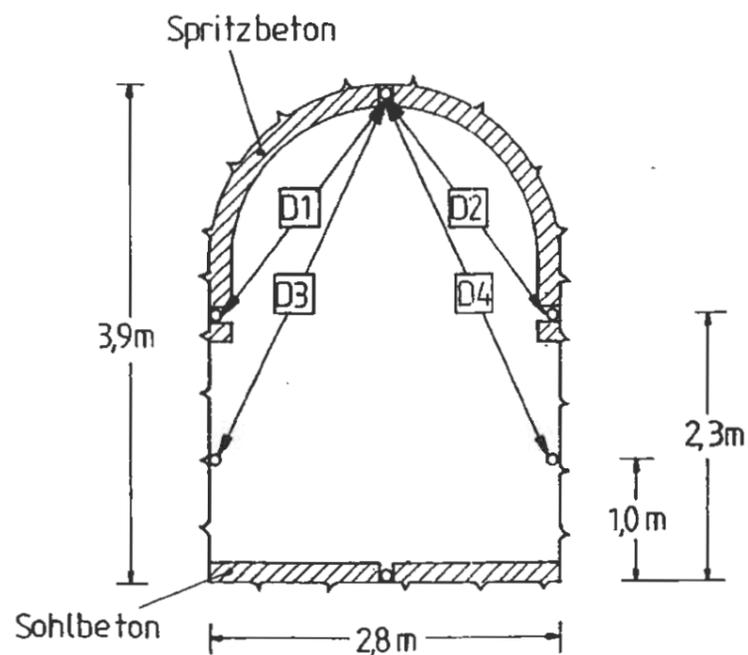


Abb. A 1 - 5.14

MQ 1 (Station 1,8 m):
 Zeitlicher Verlauf der Hohlraum-
 konvergenzen
 - diagonale Meßstrecken (D1 bis D4)



Symbole:

- Diagonale Meßstrecke D1
- △ Diagonale Meßstrecke D2
- + Diagonale Meßstrecke D3
- × Diagonale Meßstrecke D4
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 11,5m)

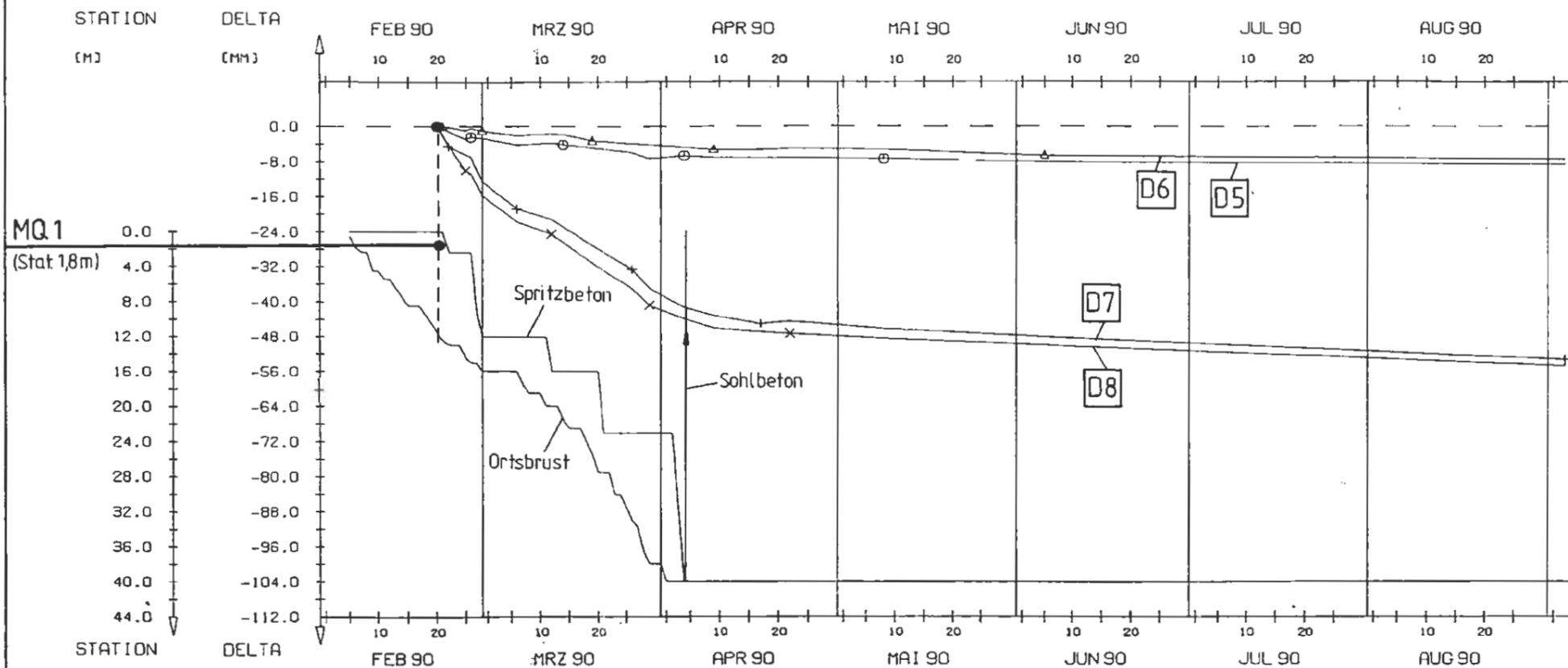
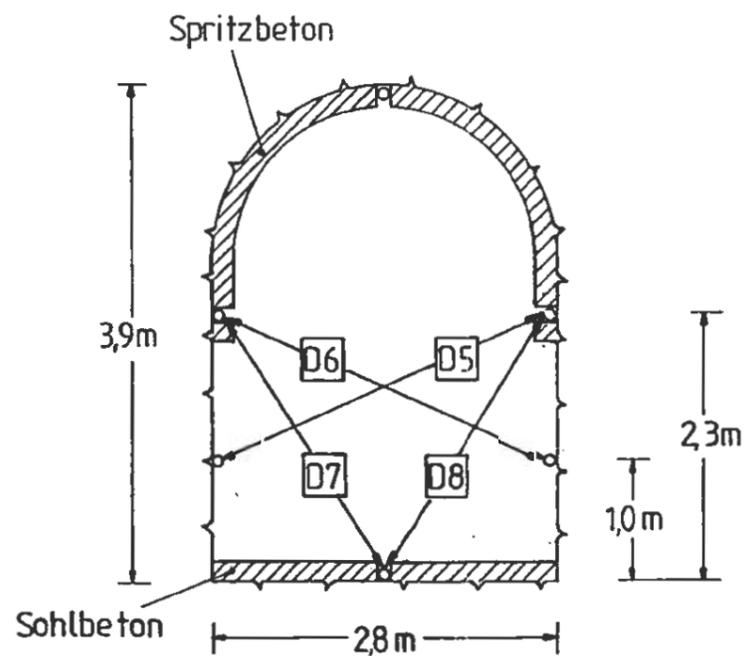


Abb. A 1 - 5.15

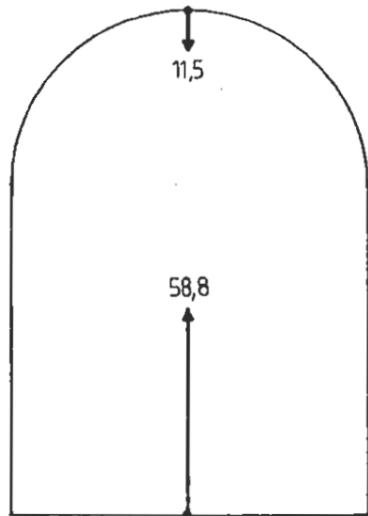
MQ 1 (Station 1,8 m):
 Zeitlicher Verlauf der Hohlraum-
 konvergenzen
 - diagonale Meßstrecken (D5 bis D8)



Symbole:

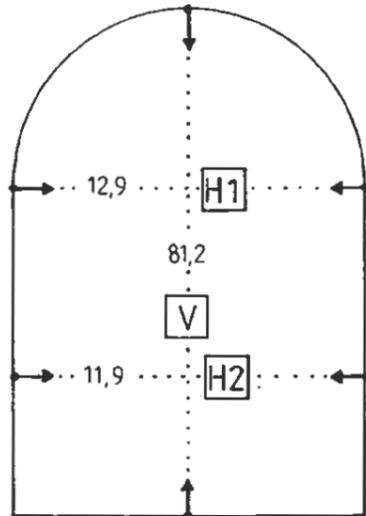
- Diagonale Meßstrecke D5
- ◡ Diagonale Meßstrecke D6
- + Diagonale Meßstrecke D7
- × Diagonale Meßstrecke D8
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Stat. 11,5m)

Nivellements



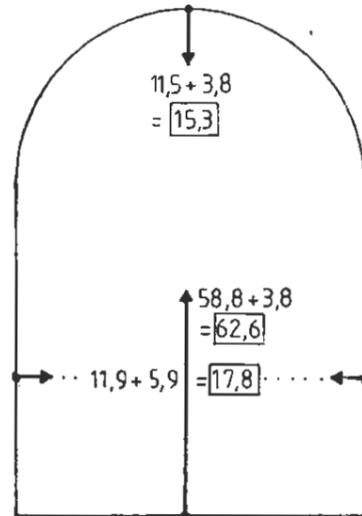
Nullmessung am 4.2.90

Horizontale und vertikale Konvergenzen



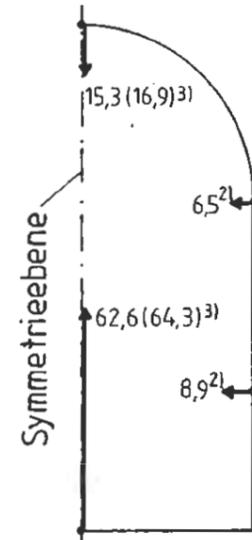
V und H1 :
Nullmessung am 9.2.90
H2 :
Nullmessung am 21.2.90

"extrapolierte" Meßwerte



1)
Die eingerahmten Werte stellen Extrapolationen der Nivellements und der Konvergenz H2 auf den 9.2.90 dar. Die Nivellements wurden jeweils mit der Hälfte der Zunahme der Konvergenz V vom 9.2.90 bis zum 14.2.90 beaufschlagt. Für die Zunahme von H2 vom 9.2.90 bis zum 21.2.90 wurde angenommen, daß sie der Zunahme von H1 in diesem Zeitraum entspricht.

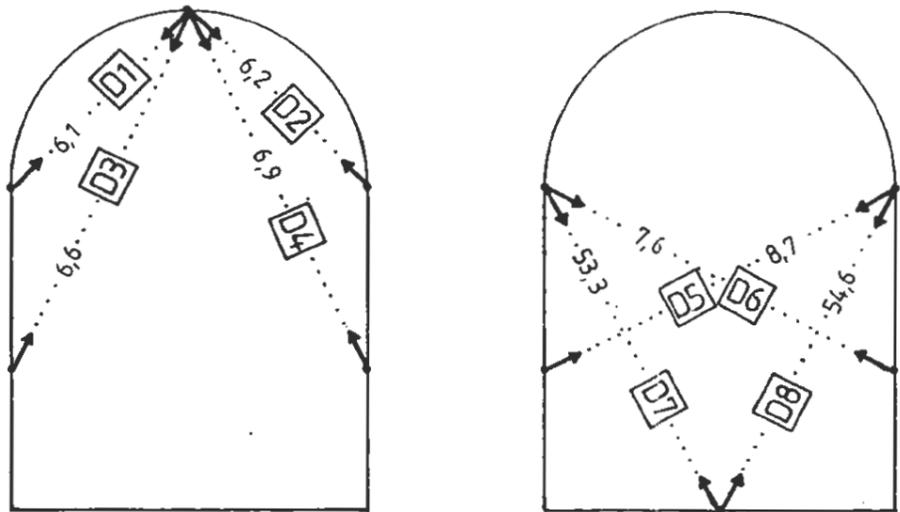
Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten (ab 9.2.90)



2)
Aufteilung der Konvergenz auf beide Ulmen unter der Annahme, daß die Streckenachse eine Symmetrieachse darstellt.

3)
Die Werte in Klammern berücksichtigen, daß die Konvergenz V etwas größer ist als die Summe der "extrapolierten" Nivellements.

Diagonale Konvergenzen

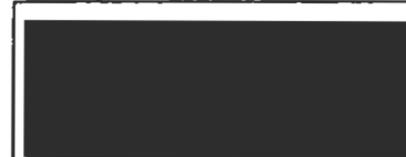


Nullmessung am 21.2.90

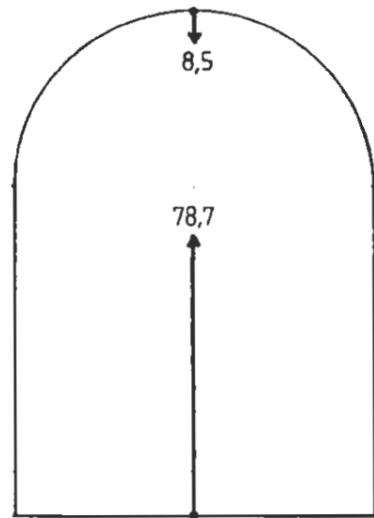
Verschiebungen in mm

Abb. A 1 - 5.16

MQ 1 (Station 1,8 m):
Ergebnisse der Nivellements und Konvergenzmessungen (Stand 4.9.90)

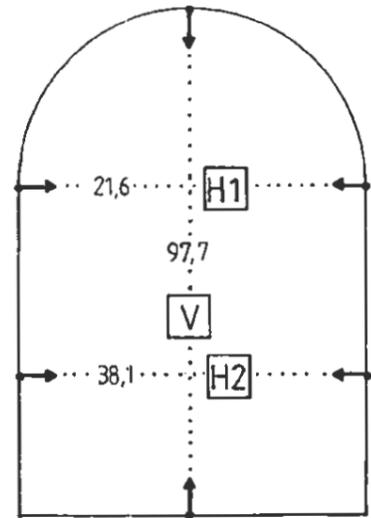


Nivellements



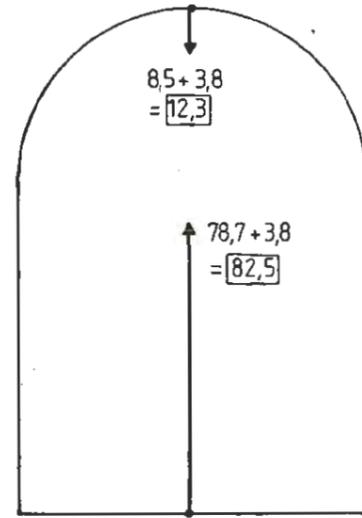
Nullmessung am 21.2.90

Horizontale und vertikale Konvergenzen

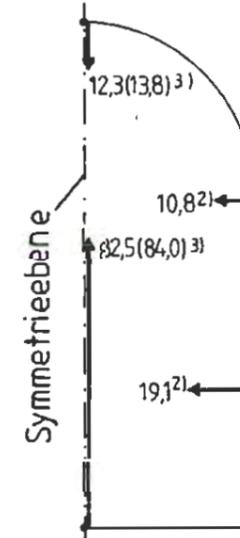


Nullmessung am 14.2.90

"extrapolierte" Meßwerte



Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten (ab 14.2.90)



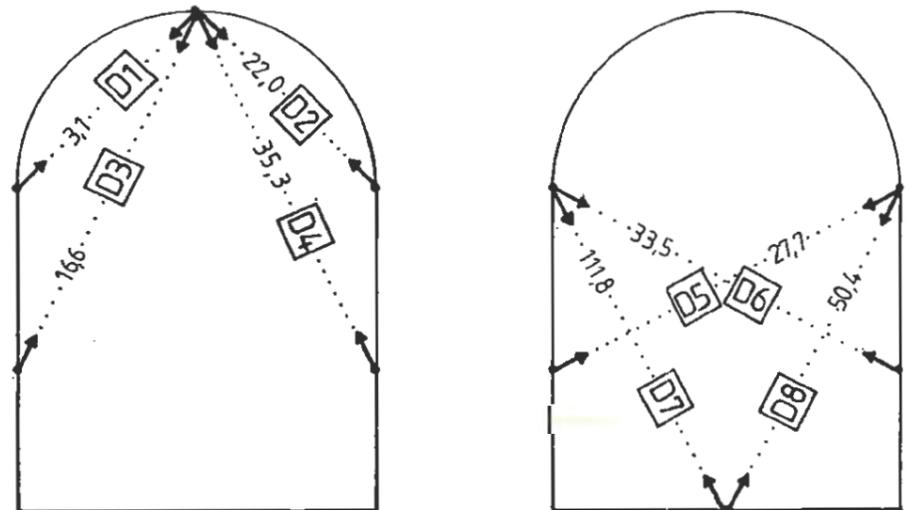
2)

Aufteilung der Konvergenz auf beide Ulmen unter der Annahme, daß die Streckenachse eine Symmetrieachse darstellt.

3)

Die Werte in Klammern berücksichtigen, daß die Konvergenz ∇ etwas größer ist als die Summe der "extrapolierten" Nivellements.

Diagonale Konvergenzen



Nullmessung am 14.2.90

1)

Die eingerahmten Werte stellen Extrapolationen der Nivellements auf den 14.2.90 dar. Die Nivellements wurden jeweils mit der Hälfte der Zunahme der Konvergenz ∇ von 14.2.90 bis zum 21.2.90 beaufschlagt.

Verschiebungen in mm

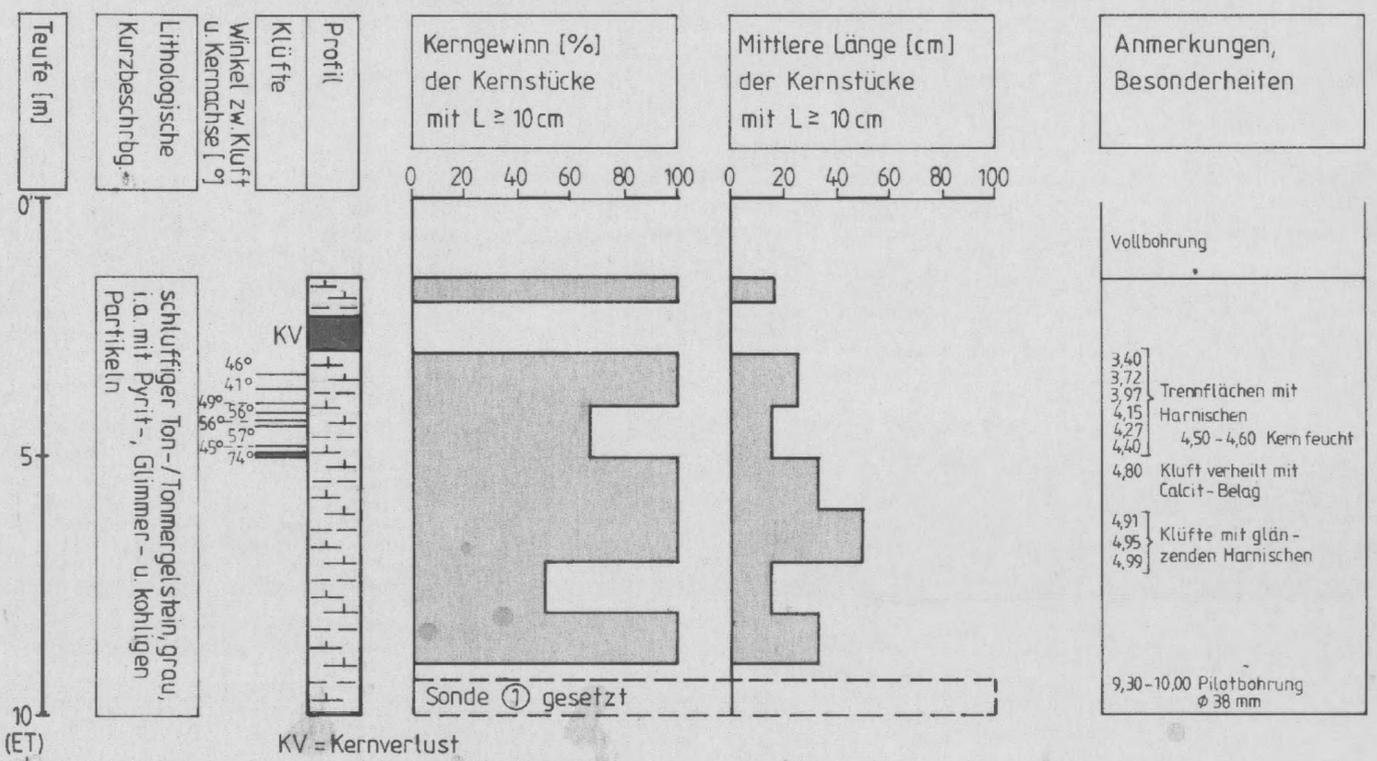
Abb. A 1 - 5.17

MQ 2 (Station 6,0 m):
Ergebnisse der Nivellements und Konvergenzmessungen (Stand 4.9.90)



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

Vertikalbohrung V1 (Kerndurchmesser 116mm)



Bohrung abgebrochen, da Überbohren der Primärspannungs- sonde nicht möglich

Vertikalbohrung V5 (Kerndurchmesser 58 mm)

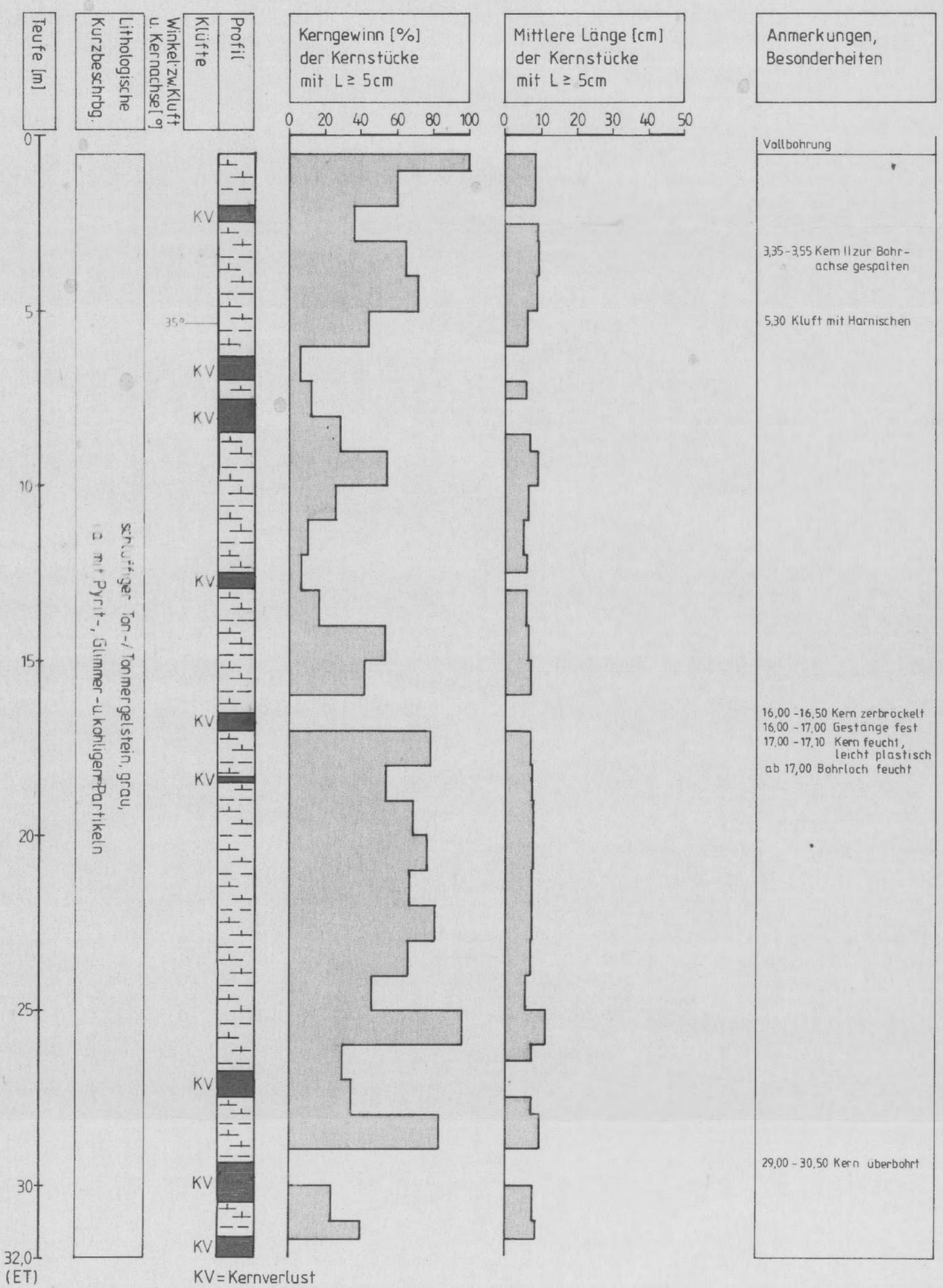
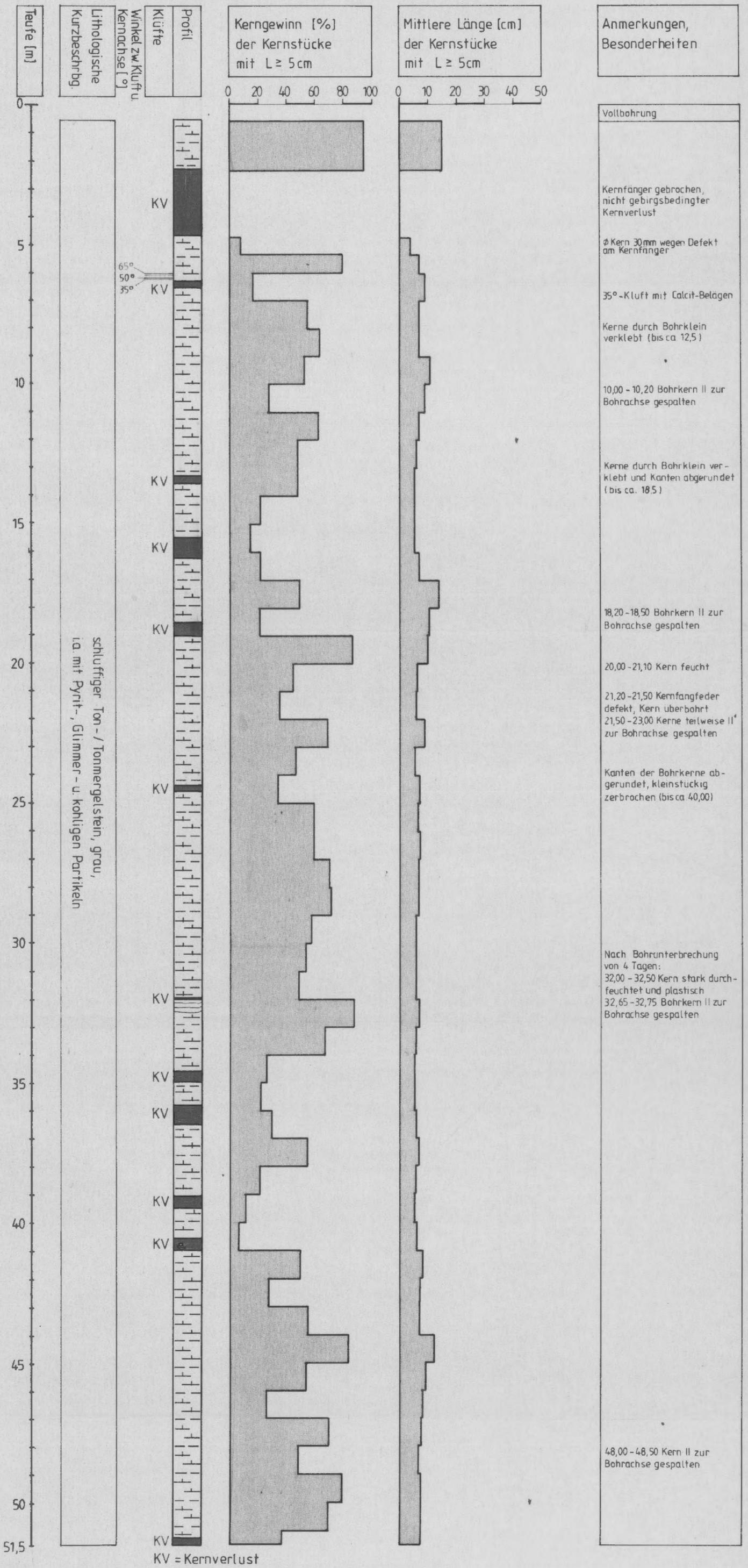


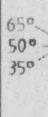
Abb. A 1 - 6.11
Kartierung der Kernbohrungen
Bohrungen V1 und V5



Vertikalbohrung V2 (Kerndurchmesser 58 mm)



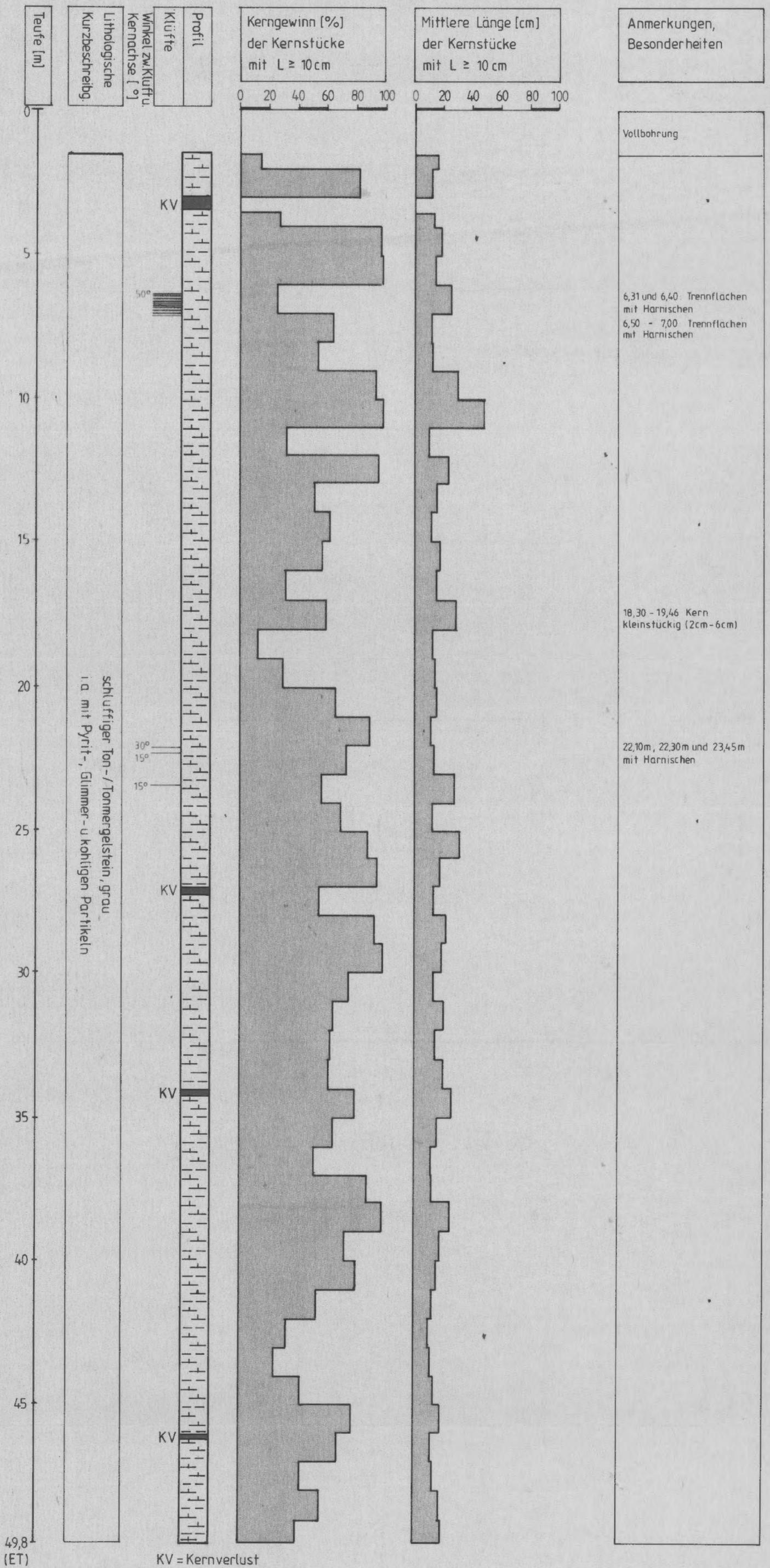
schluffiger Ton- / Tonmergelstein, grau,
 i.a. mit Pyrit-, Glimmer- u. kohligen Partikeln



KV = Kernverlust

Kartierung der Kernbohrungen
 Bohrung V2
 Abb. A 1 - 6.12

Vertikalbohrung V4 (Kerndurchmesser 116mm)



KV = Kernverlust

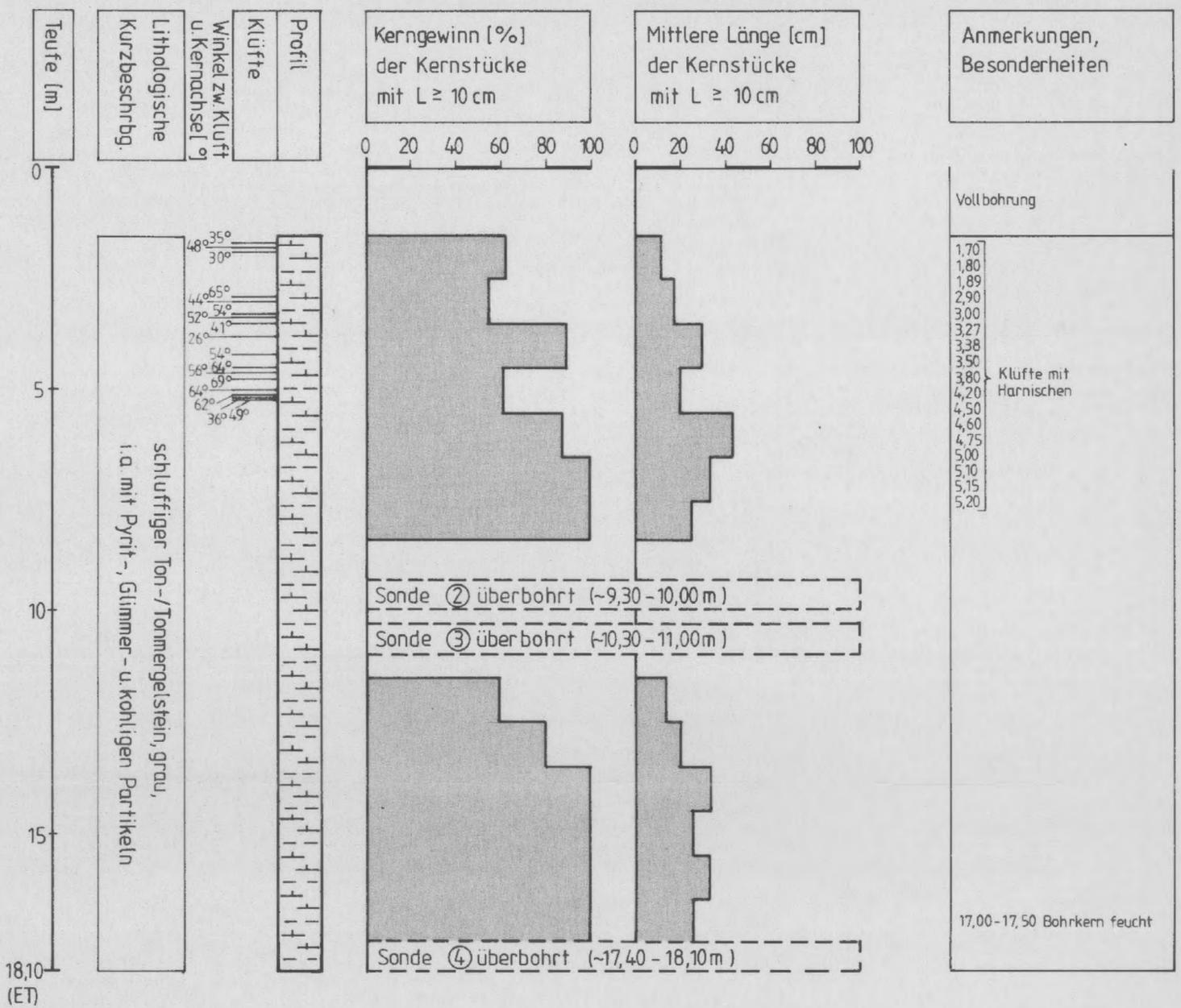
Kartierung der Kernbohrungen
Bohrung V4

Abb. A 1 - 6.13



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

Vertikalbohrung F1 (Kerndurchmesser 116 mm)



Vertikalbohrung F2 (Kerndurchmesser 116 mm)

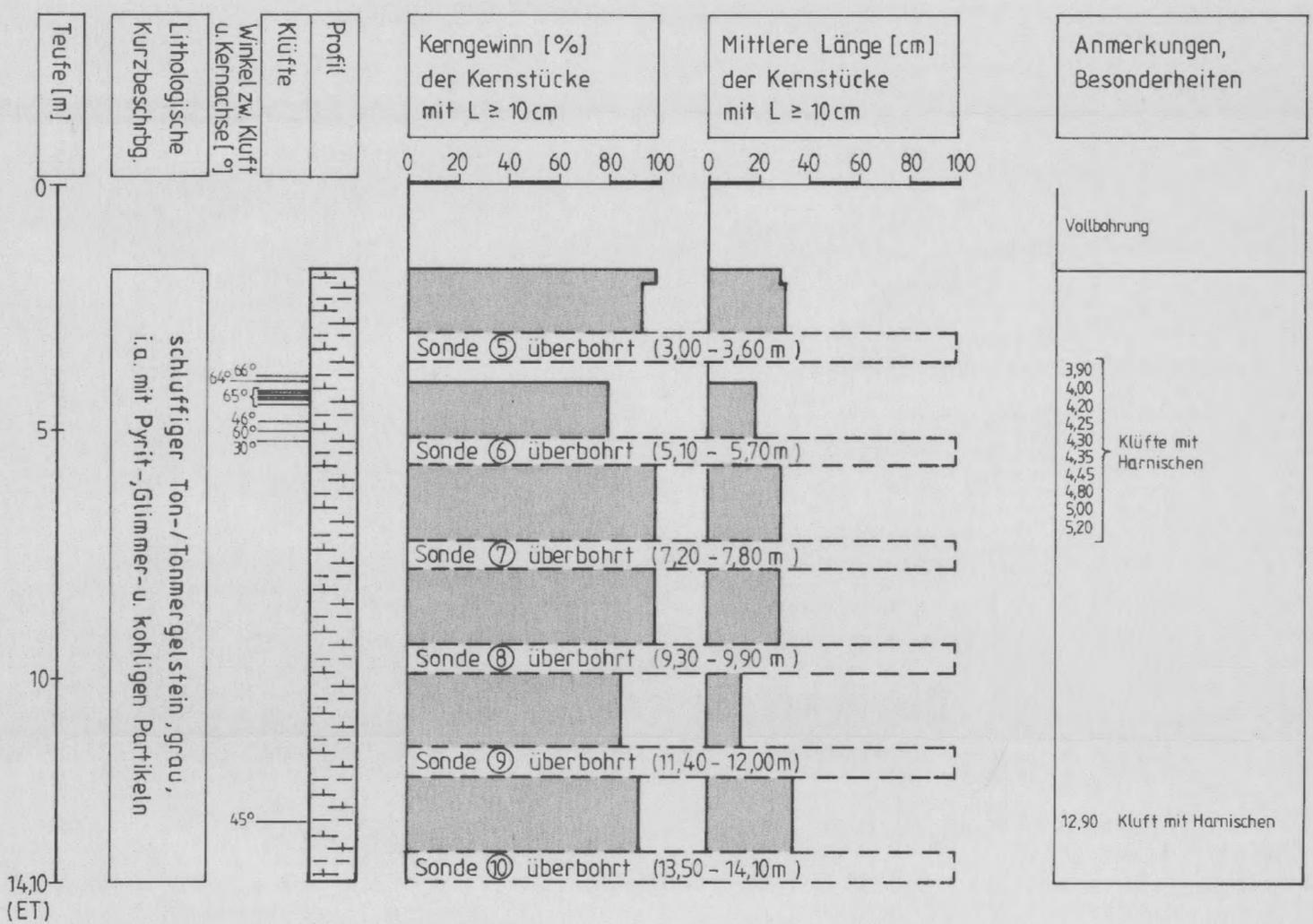
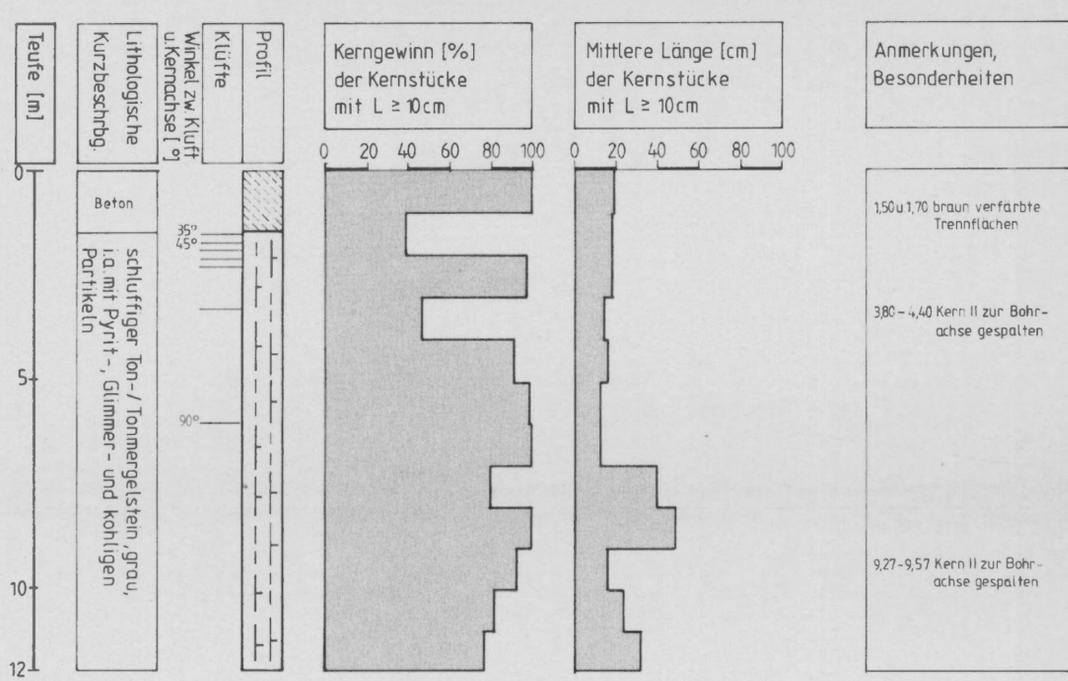


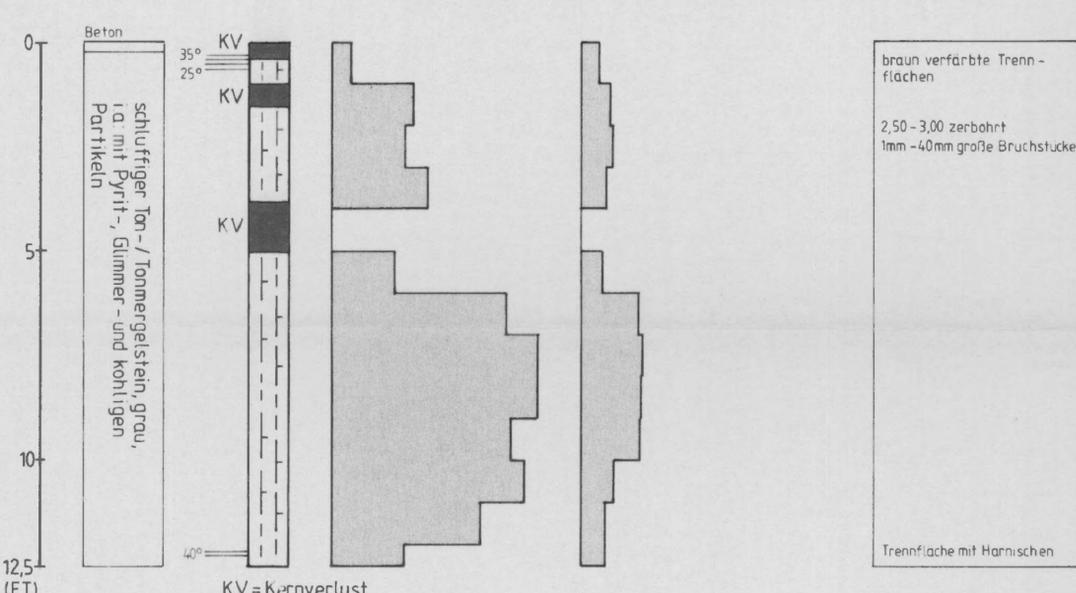
Abb. A 1 - 6.14

Kartierung der Kernbohrungen
Bohrungen F1 und F2

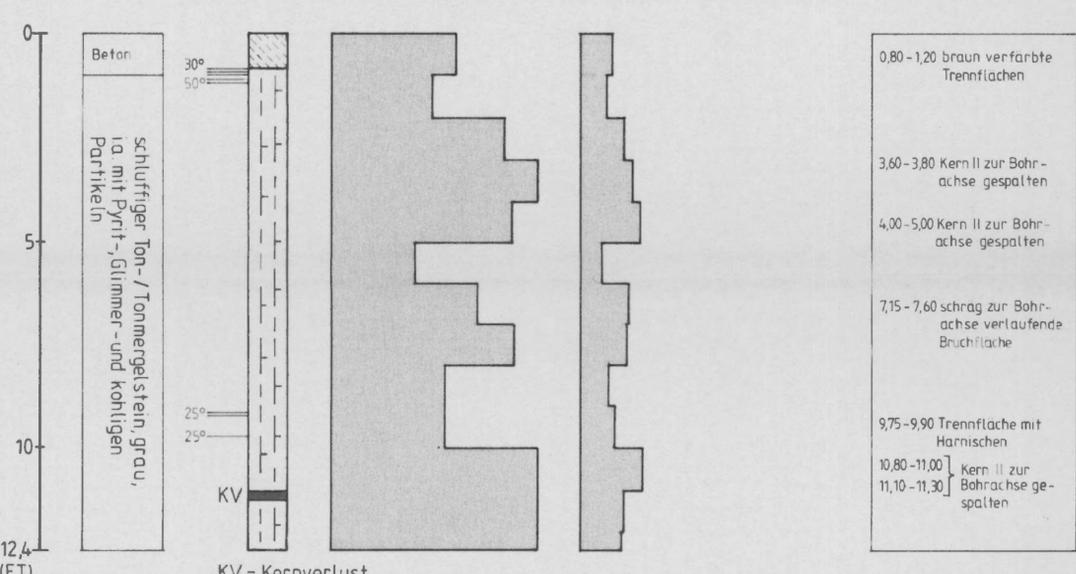
Horizontalbohrung W1 (Kerndurchmesser 58 mm)



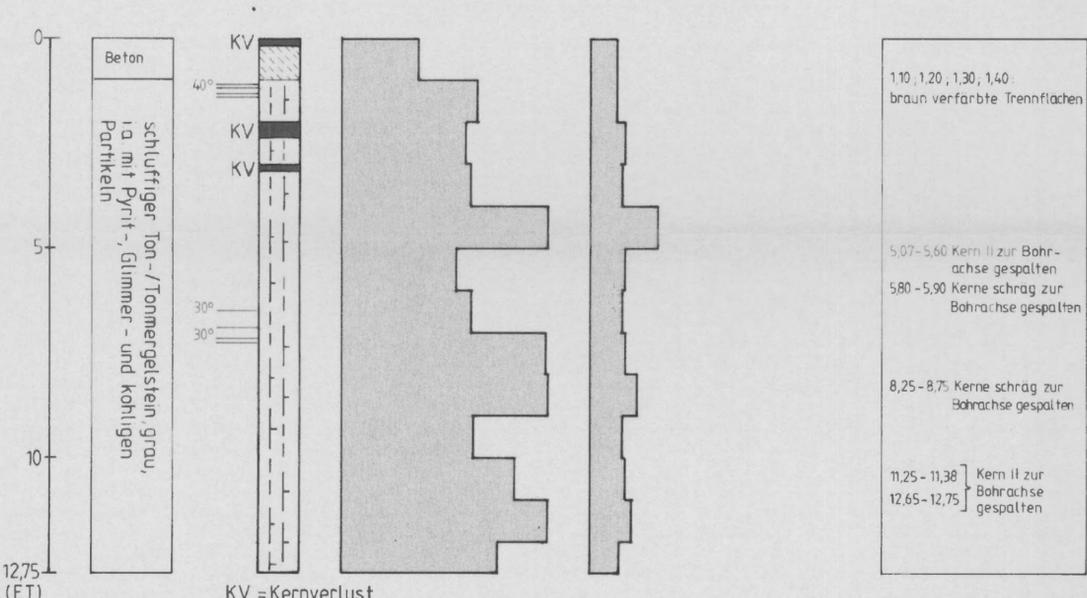
Horizontalbohrung W2 (Kerndurchmesser 58 mm)



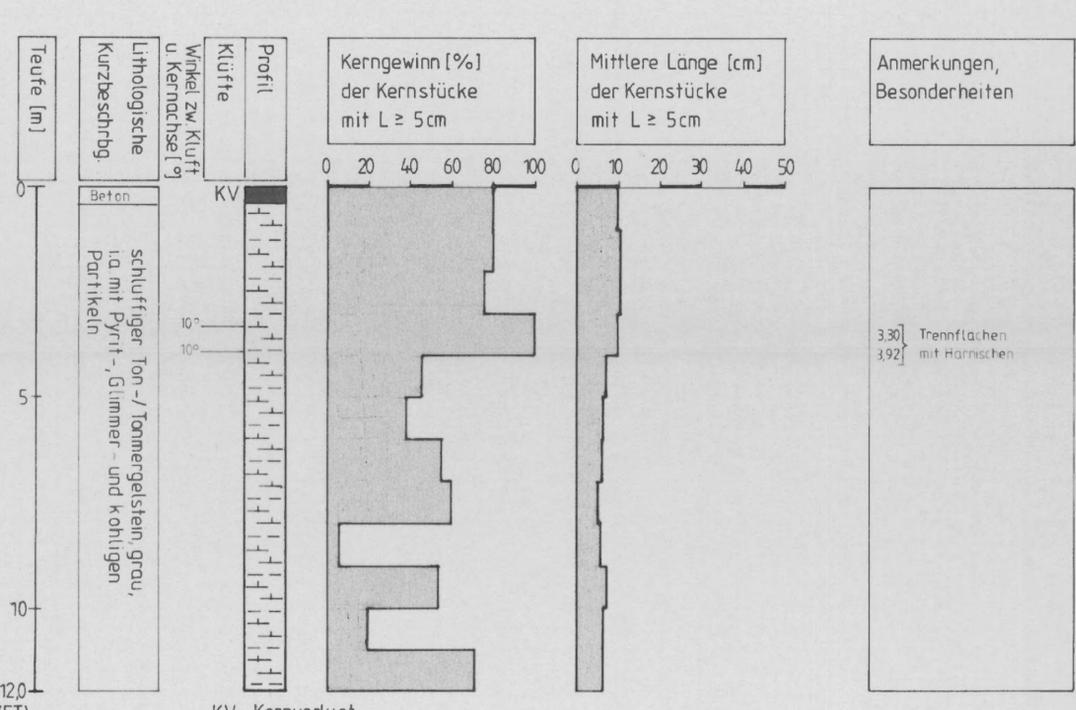
Horizontalbohrung W3 (Kerndurchmesser 58 mm)



Horizontalbohrung W4 (Kerndurchmesser 58 mm)



Vertikalbohrung W5 (Kerndurchmesser 58 mm)



Vertikalbohrung W6 (Kerndurchmesser 58 mm)

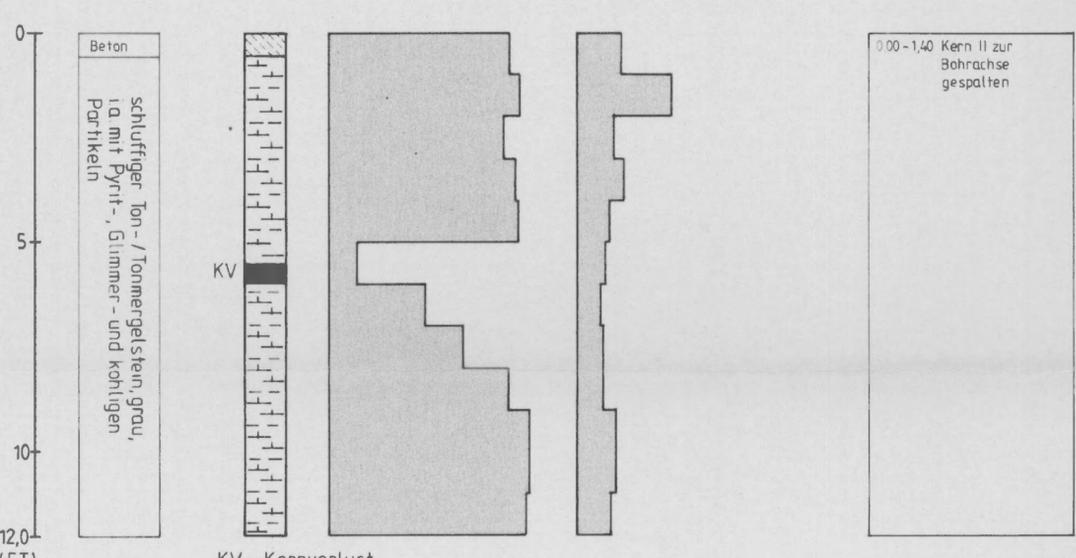
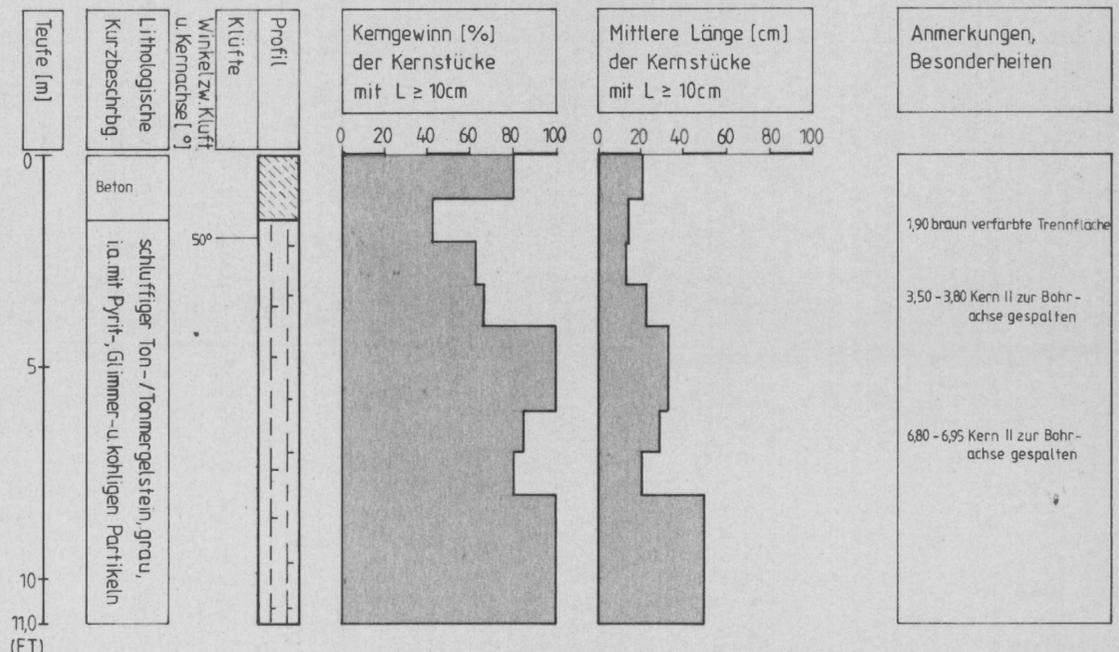
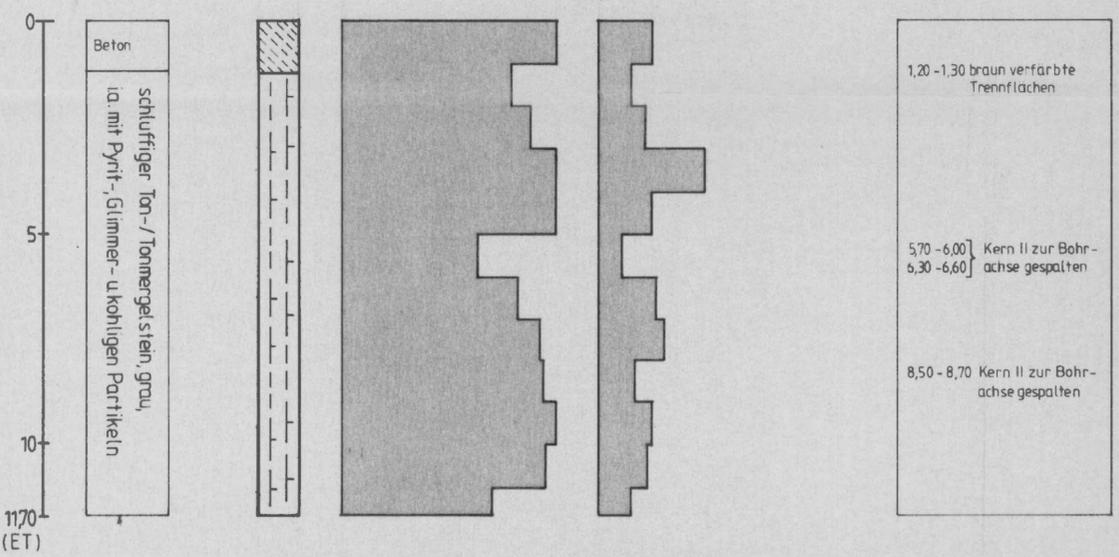


Abb. A 1 - 6.15
Kartierung der Kernbohrungen
Bohrungen W1 - W6

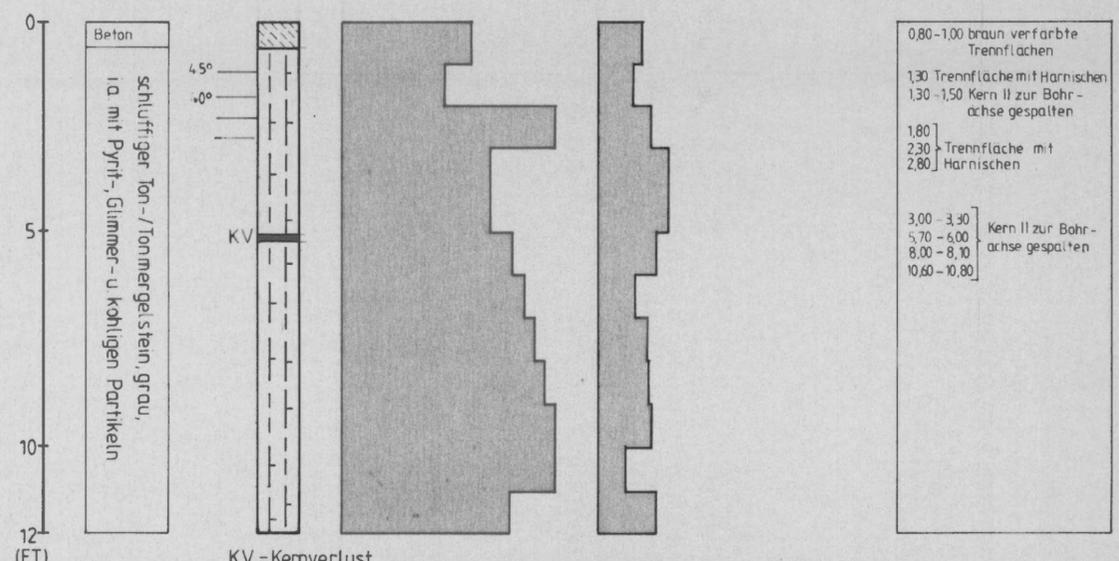
Horizontalbohrung U1 (Kerndurchmesser 86 mm)



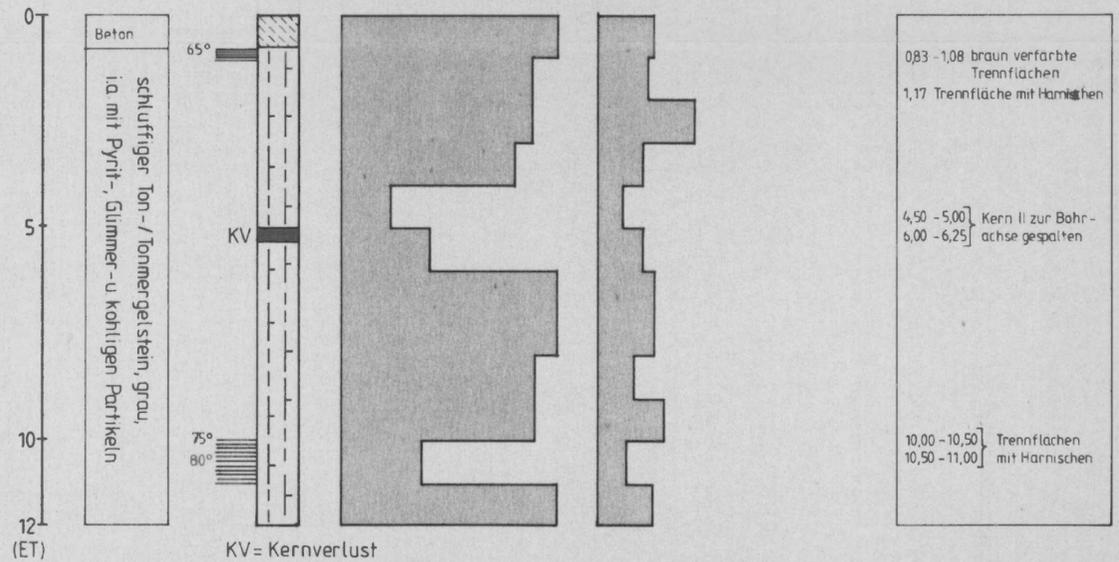
Horizontalbohrung U2 (Kerndurchmesser 86 mm)



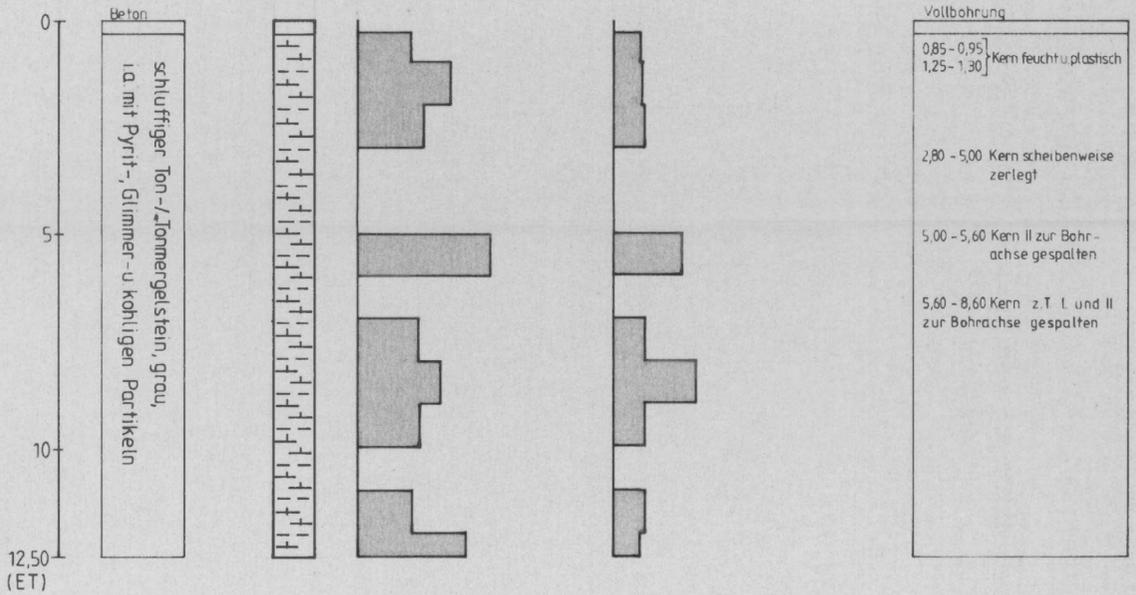
Horizontalbohrung U3 (Kerndurchmesser 86 mm)



Horizontalbohrung U4 (Kerndurchmesser 86 mm)



Vertikalbohrung U5 (Kerndurchmesser 86 mm)



Vertikalbohrung U6 (Kerndurchmesser 86 mm)

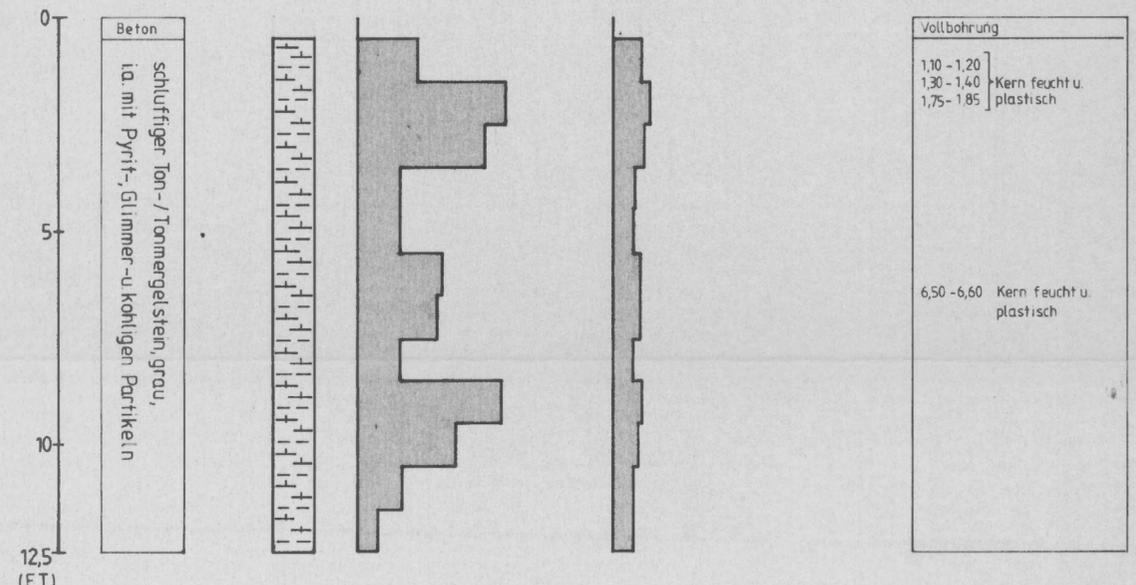
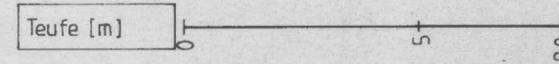
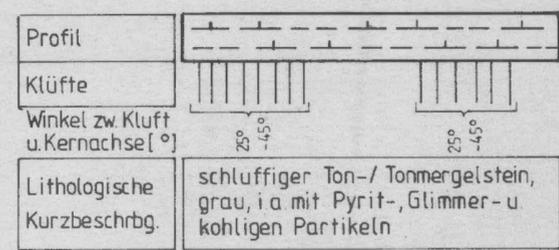
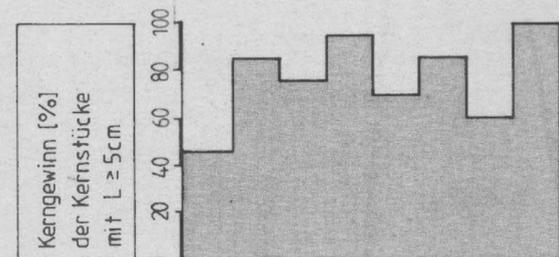
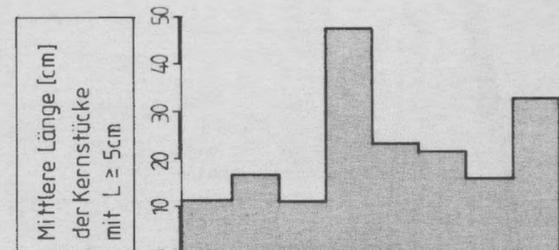


Abb. A 1 - 6.16

Kartierung der Kernbohrungen
Bohrungen U1 - U6

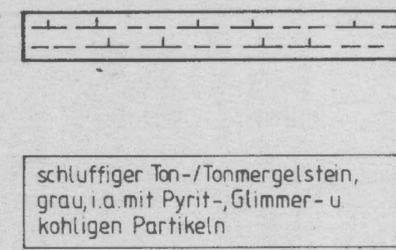
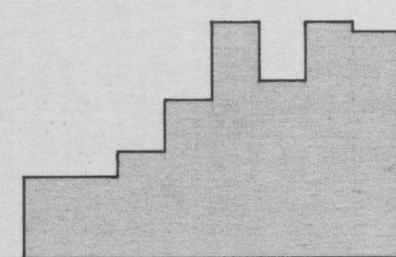
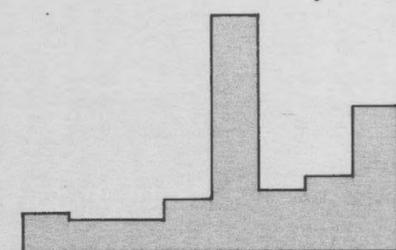
Horizontalbohrung U7 (Kerndurchmesser 86 mm)

Anmerkungen, Besonderheiten
 Trennflächen mit Harnischen unter 25°-45° zur Bohr-achse bis ca. 3,0
 Trennflächen mit Harnischen unter 25°-45° zur Bohr-achse bis ca. 7,0
 5,75 - 6,00 Kern II zur Bohr-achse gespalten



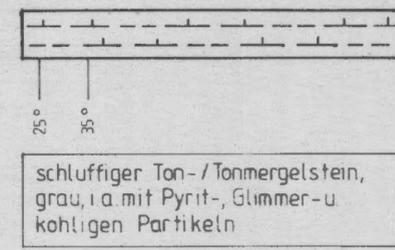
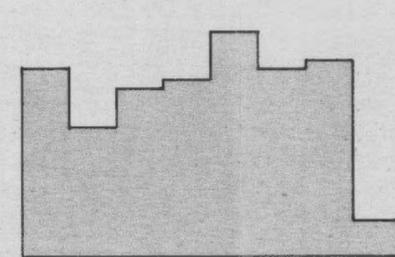
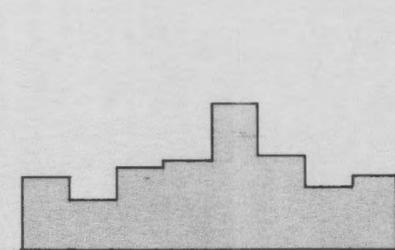
Horizontalbohrung U8 (Kerndurchmesser 86 mm)

Bohrkerne unter ~45° zur Bohrachse gespalten bis ca. 4,0
 Kerne II zur Bohrachse gespalten



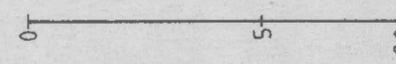
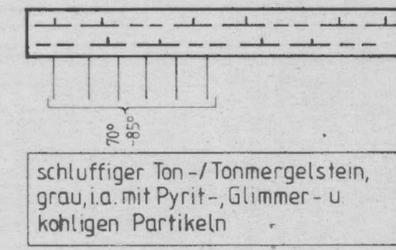
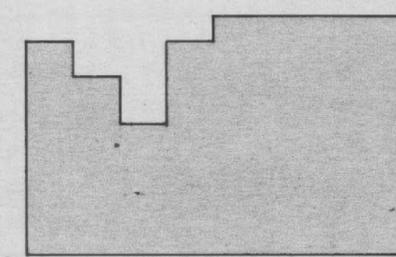
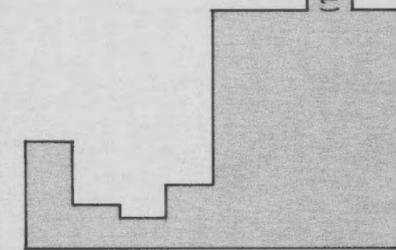
Horizontalbohrung U9 (Kerndurchmesser 86 mm)

0,40 u. 1,40 Trennfläche mit Harnischen
 3,70 - 4,30 Kern II zur Bohr-achse gespalten
 ab 7,15 Kern völlig zerbröseln (im Kernrohr verkleinert)



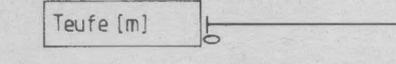
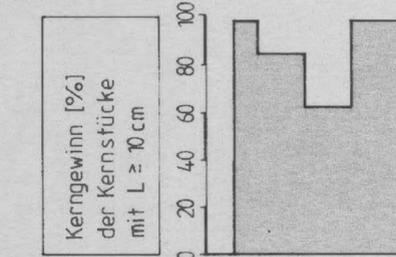
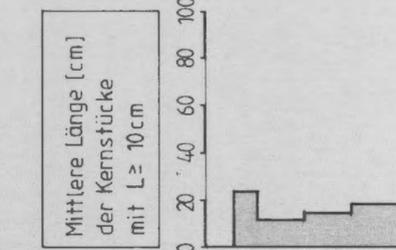
Horizontalbohrung U10 (Kerndurchmesser 86 mm)

Trennflächen unter 70°-85° zur Bohrachse bis ca. 4,0
 bei 2,5 m 10cm Feuchtigkeit im Bohrloch
 Kern II zur Bohrachse gespalten



Vertikalbohrung U11 (Kerndurchmesser 86 mm)

Anmerkungen, Besonderheiten
 Vollbohrung
 0,50 - 1,30 Kerne II zur Bohr-achse gespalten
 8,20 - 8,40 Gestein zerbröckelt Flächen mit Glanz-harnischen
 8,40 Kluff mit Calcit-Belag



Vertikalbohrung U12 (Kerndurchmesser 86 mm)

6,70 verheilte Kluff

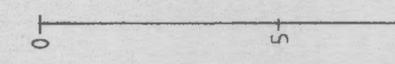
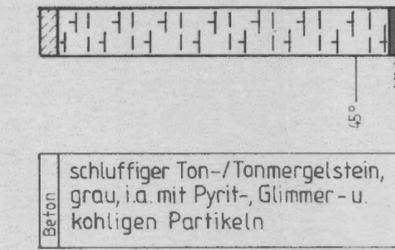
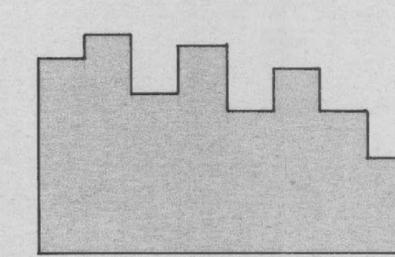
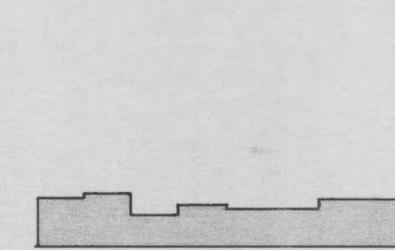
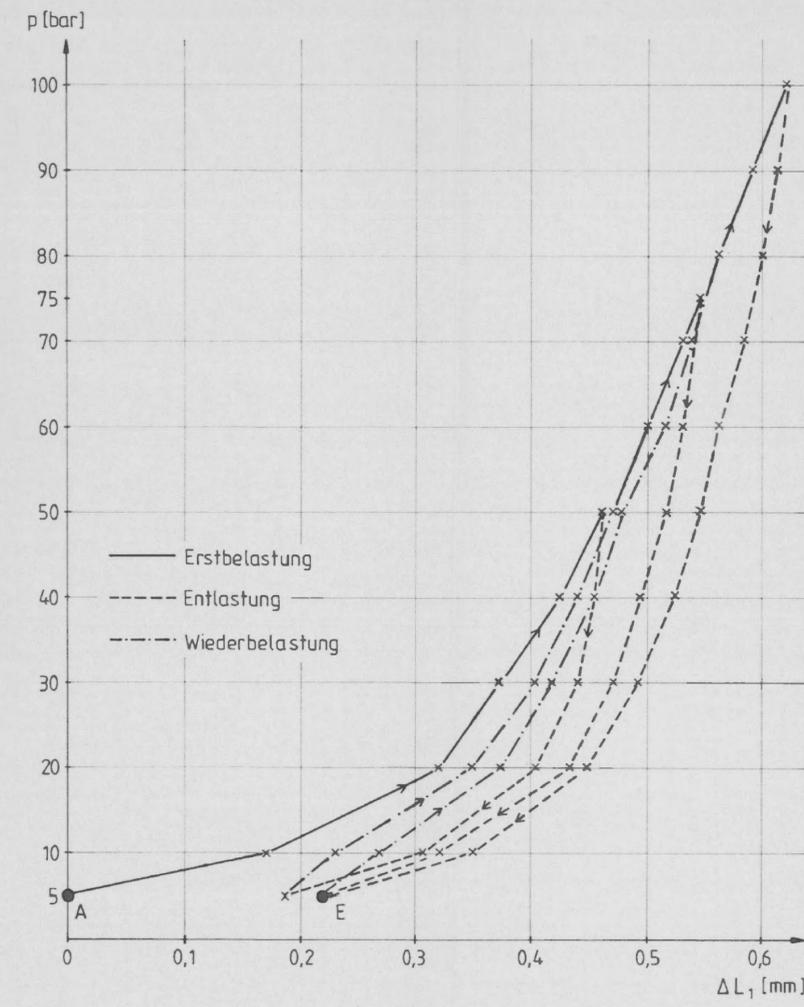
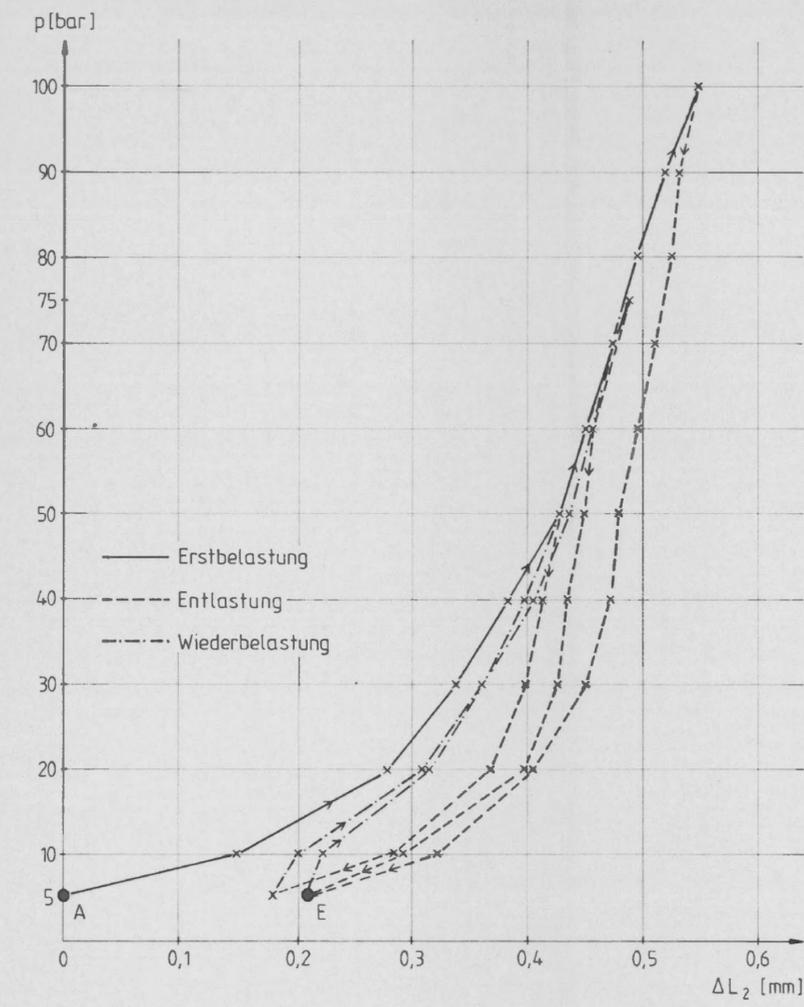


Abb. A 1 - 6.17

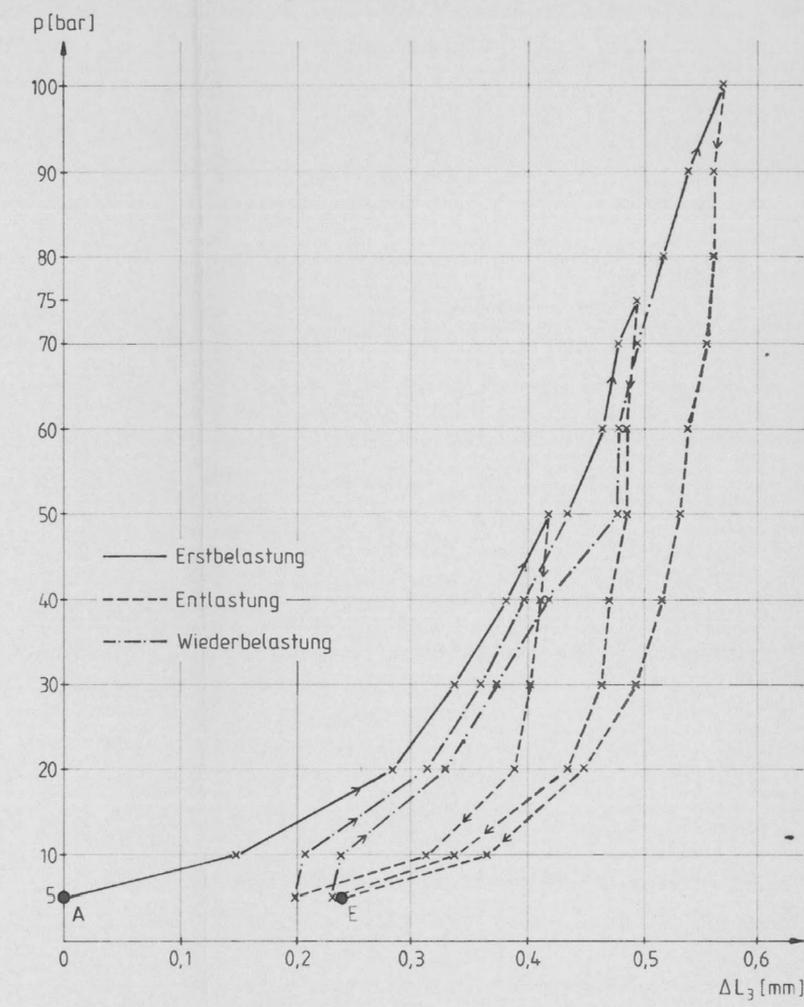
Kartierung der Kernbohrungen Bohrungen U7 - U12



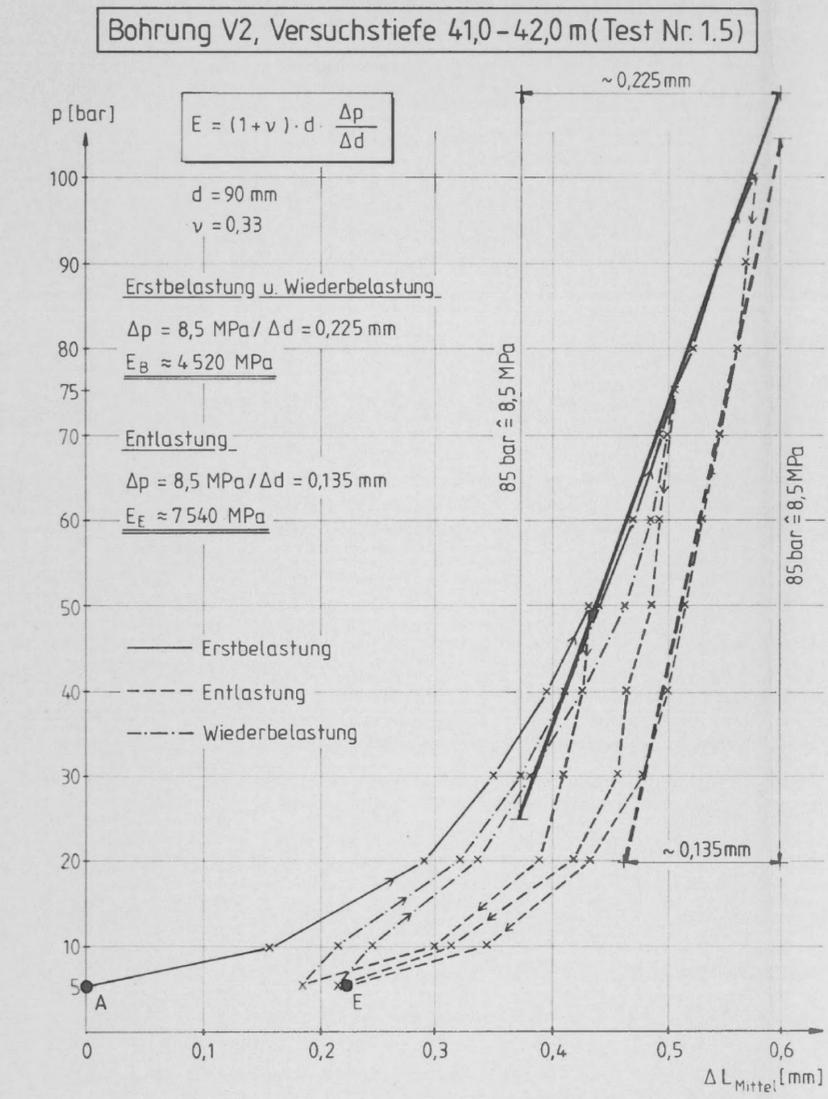
Arbeitslinie Weggeber 1



Arbeitslinie Weggeber 2



Arbeitslinie Weggeber 3



gemittelte Arbeitslinie Weggeber 1-3

Dilatationssonde
 Ø86 mm
 System BGR
 Fabrikat [redacted]

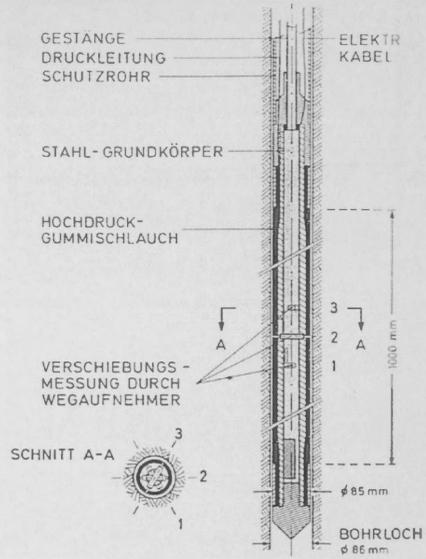
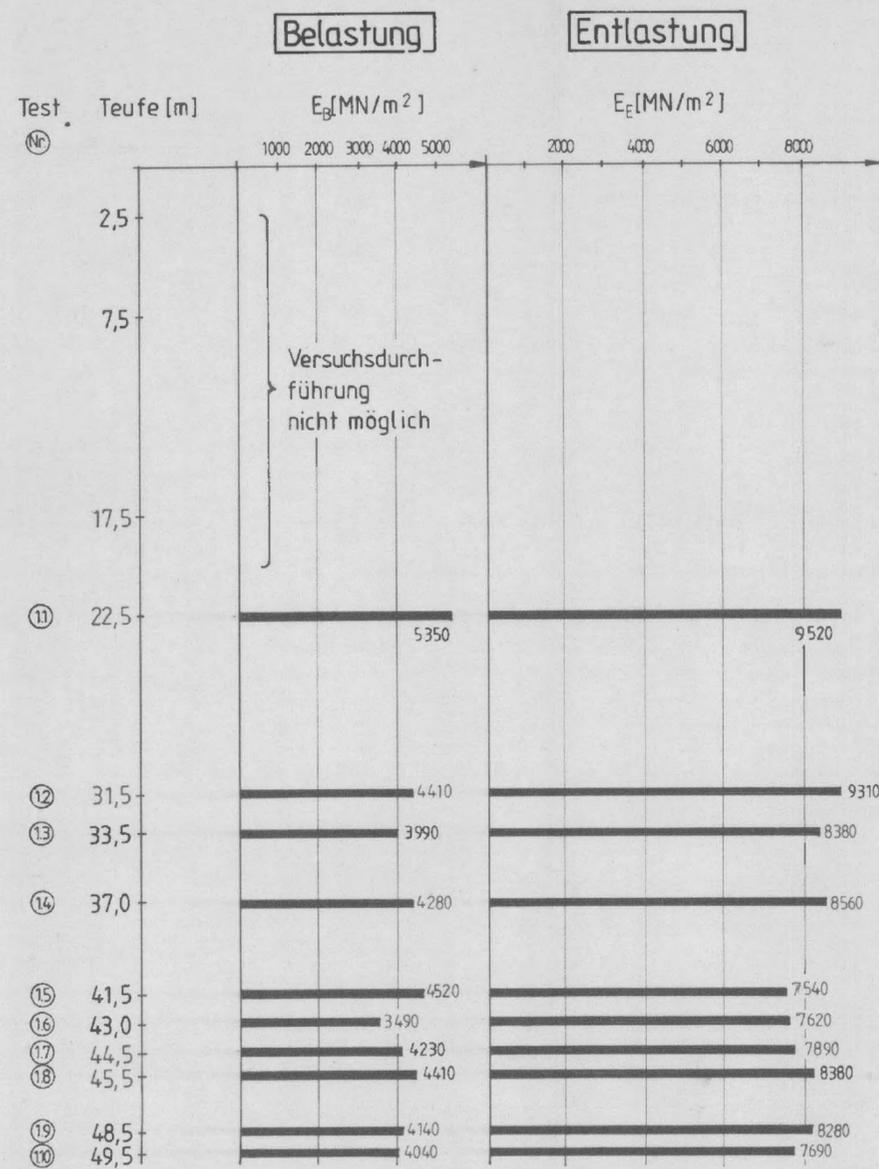
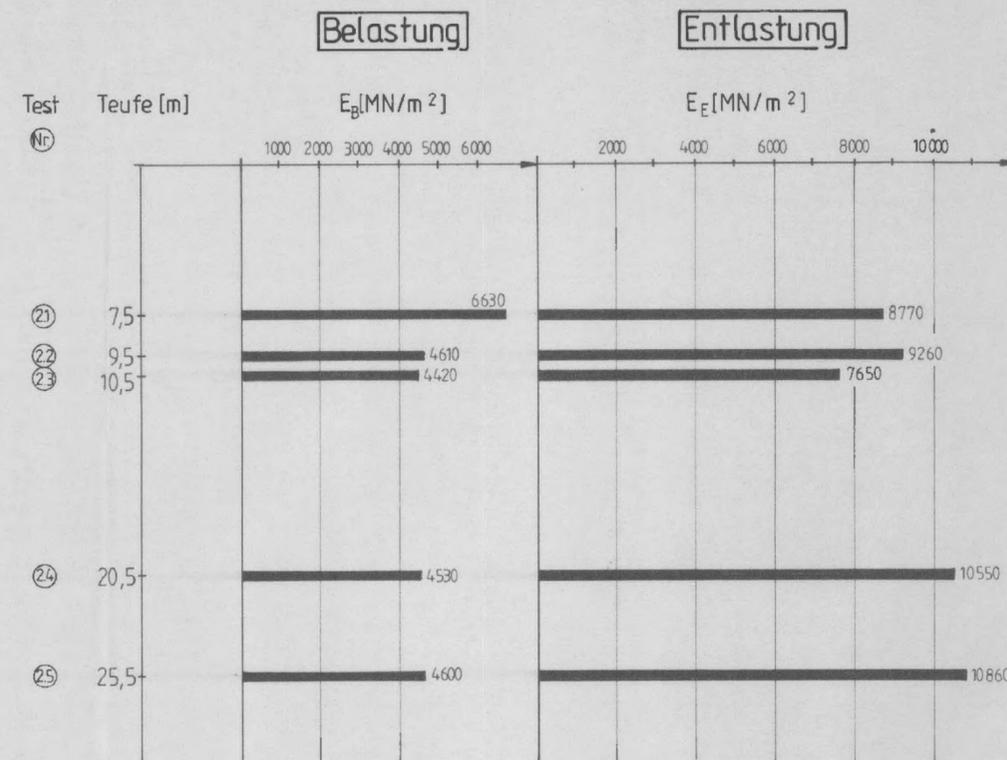


Abb. A 1 - 6.2

Dilatometerversuche in V2 und V5
 Versuchsgerät und Auswertbeispiel



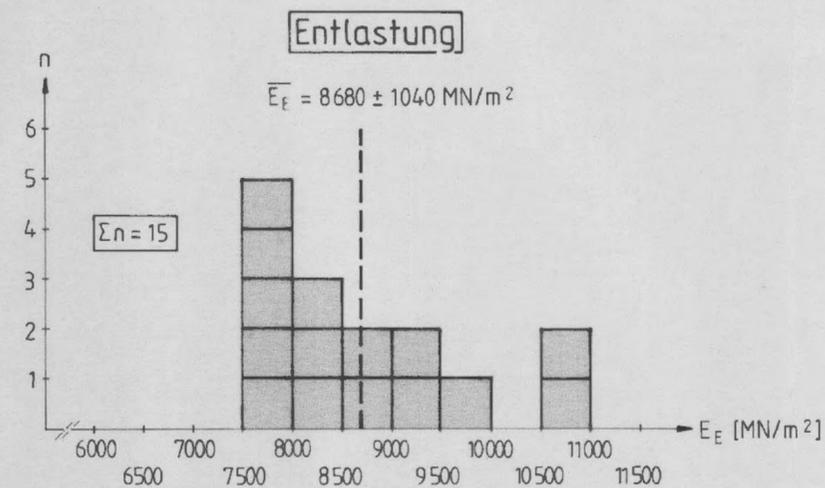
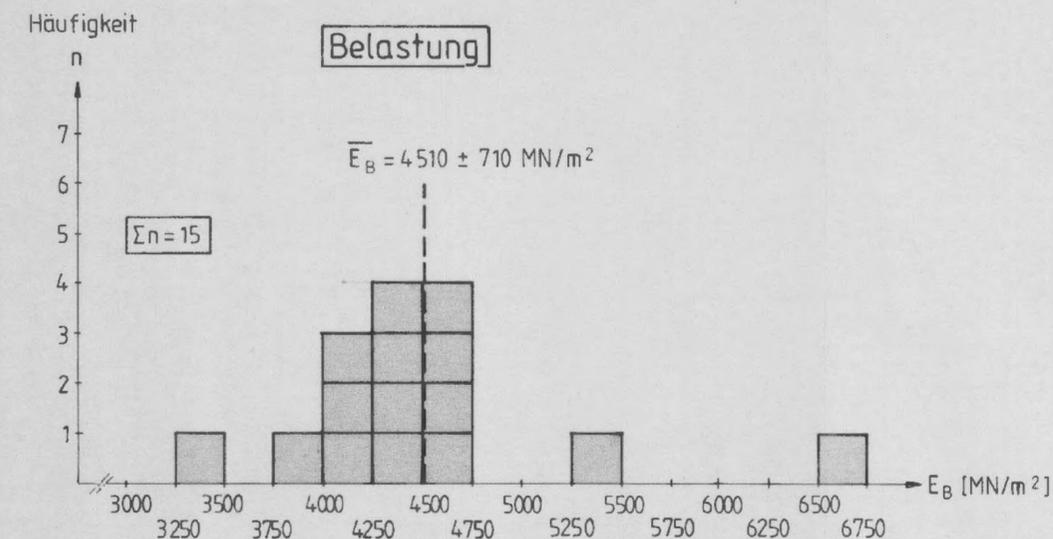
Verformungsmoduln, Bohrung V2



Verformungsmoduln, Bohrung V5

Anmerkung:

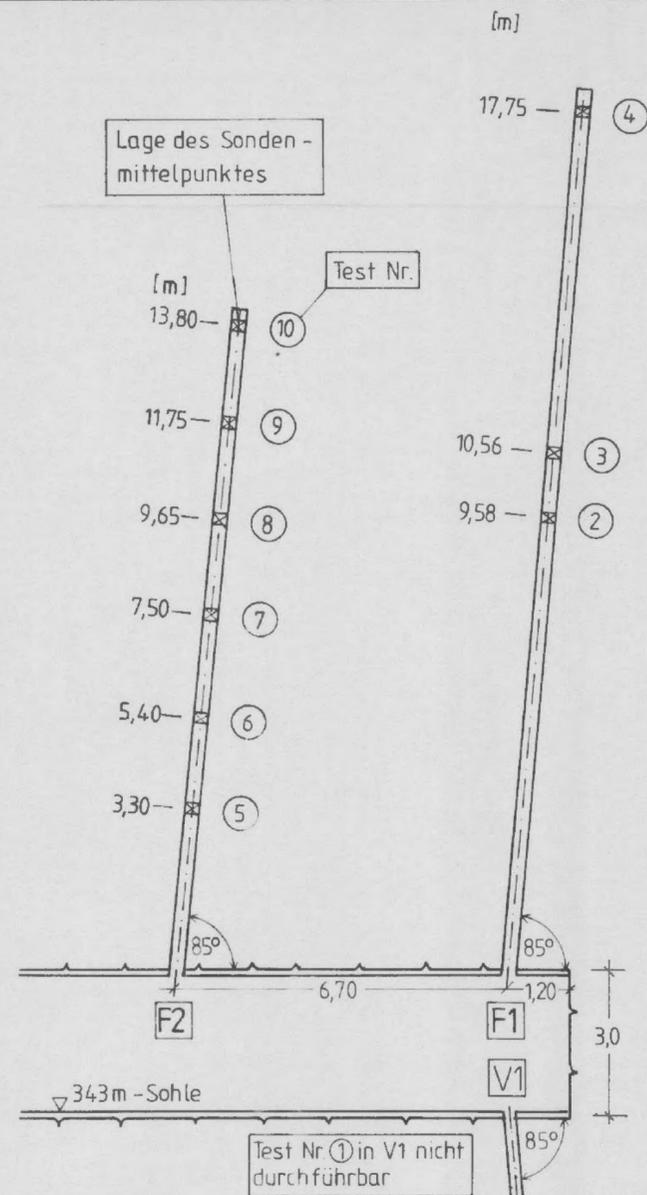
Die Auswertungen wurden gemäß Abb. AI-6.2 für die näherungsweise linearen Bereiche der Arbeitlinien durchgeführt. Bei den Versuchen Nr. 1.1, 1.4 und 2.1-2.4 konnten die Verschiebungen nur mit 1 Weggeber und bei den Versuchen Nr. 1.2, 1.6, 1.8, 1.9 und 2.5 nur mit 2 Weggebern gemessen werden.



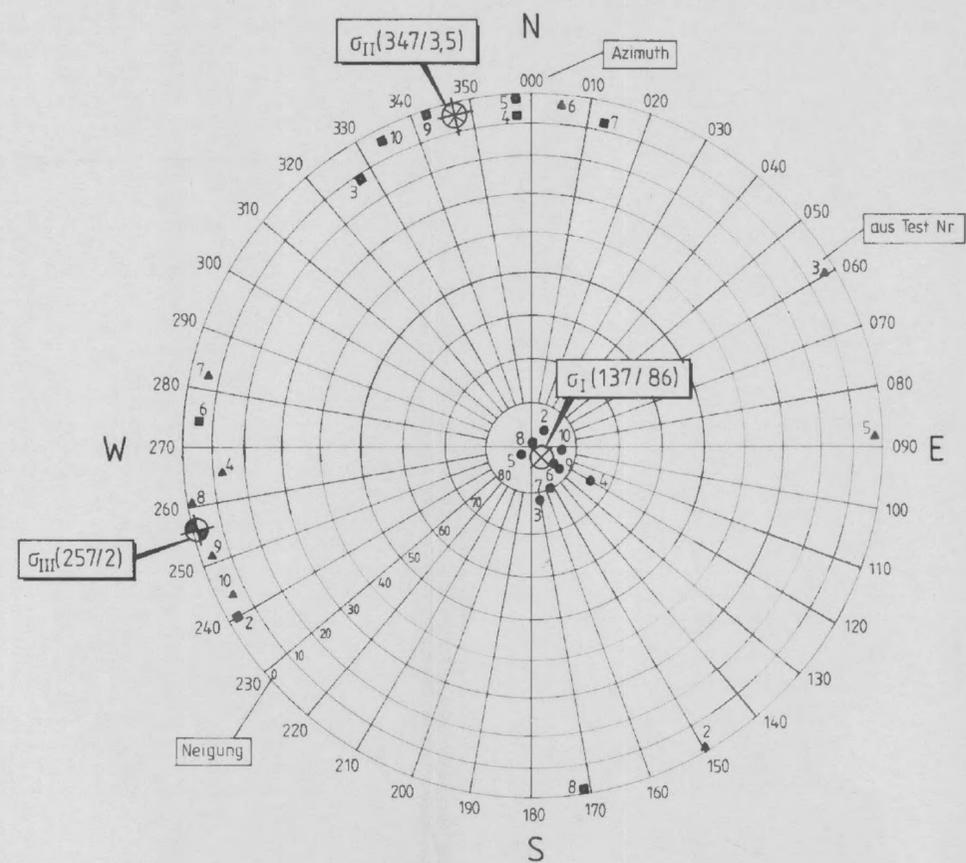
Statistische Auswertung der Versuchsergebnisse (V2 und V5)
Häufigkeitsverteilungen, arithmet. Mittelwerte, Standardabweichungen

Abb. A 1 - 6.3

Dilatometerversuche in V2 und V5
Ergebnisse der Versuchsauswertungen



Lage der Versuchsorte der Primärspannungsmessungen in den Bohrungen F1 und F2



Hauptnormalspannungen
(Einzelergebnisse)

- σ_1 (größte)
- σ_2 (mittlere)
- σ_3 (kleinste)

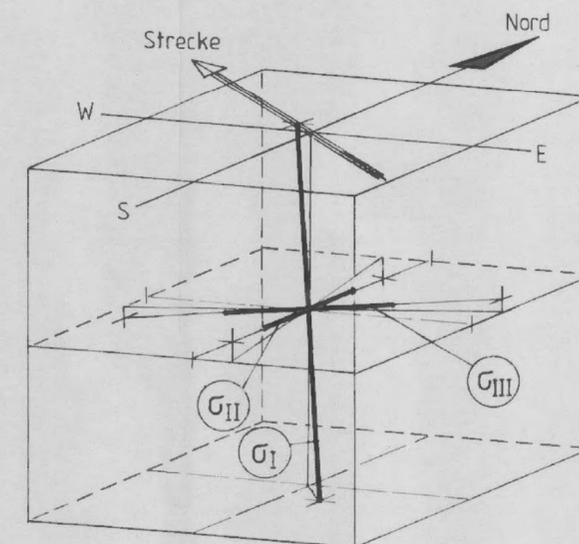
Mittlere Hauptnormalspannungen
(Zusammenfassung)

- ⊗ σ_I (~vertikale Richtung)
- ⊕ σ_{II} (~horizontale N-S-Richtung)
- ⊙ σ_{III} (~horizontale E-W-Richtung)

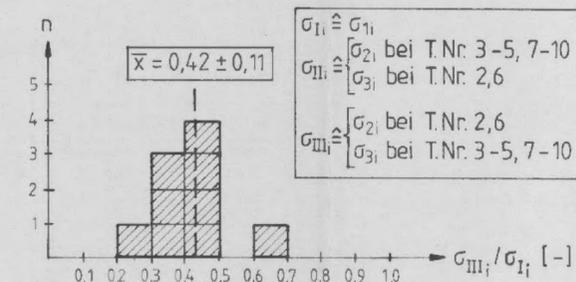
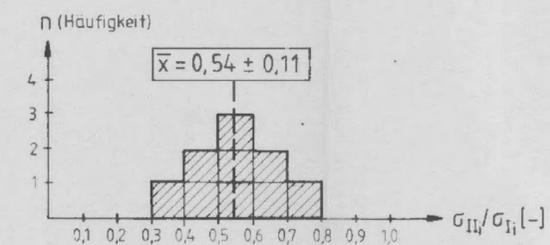
Darstellung der Hauptnormalspannungsrichtungen im Lotpunktdiagramm (Einzel- und Mittelwerte)

Test Nr.	Bohrung	Teufe [m]	σ_1 [MN/m ²]	Azimuth [°]	Neigung [°]	σ_2 [MN/m ²]	Azimuth [°]	Neigung [°]	σ_3 [MN/m ²]	Azimuth [°]	Neigung [°]	in der Auswertung berücksichtigter E-Modul [MN/m ²]	aus Druckkammer-versuch Nr.	
②	F1	9,58	8,0	042	86	3,5	240	04	3,3	150	01	8.950	③	
③	F1	10,56	5,9	170	78	3,3	328	11	2,0	059	04		16.820	④
④	F1	17,75	5,0	118	75	3,4	358	08	3,2	266	13			
⑤	F2	3,30	3,7	224	88	1,6	358	01	1,3	088	02	10.770	⑥⑦⑧⑨⑩ (Mittelwert)	
⑥	F2	5,40	2,9	127	84	1,4	275	06	1,1	005	03		7.480	⑦
⑦	F2	7,50	5,0	155	80	3,5	013	08	2,3	283	06			
⑧	F2	9,65	5,0	050	89	3,1	171	01	1,7	261	01	9.760	⑨	
⑨	F2	11,75	2,4	126	82	1,3	343	07	0,6	252	05		10.770	⑥⑦⑧⑨⑩ (Mittelwert)
⑩	F2	13,80	4,2	095	83	2,3	334	04	1,9	244	06			

Zusammenstellung der ausgewerteten Messergebnisse



Isometrische Darstellung der mittleren Hauptnormalspannungen



Verhältnis der Spannungen σ_{II}/σ_I und σ_{III}/σ_I , Häufigkeitsverteilungen und Mittelwerte

Abb. A 1 - 6.4

Primärspannungsmessungen in F1 und F2
Ergebnisse der Versuchsauswertung

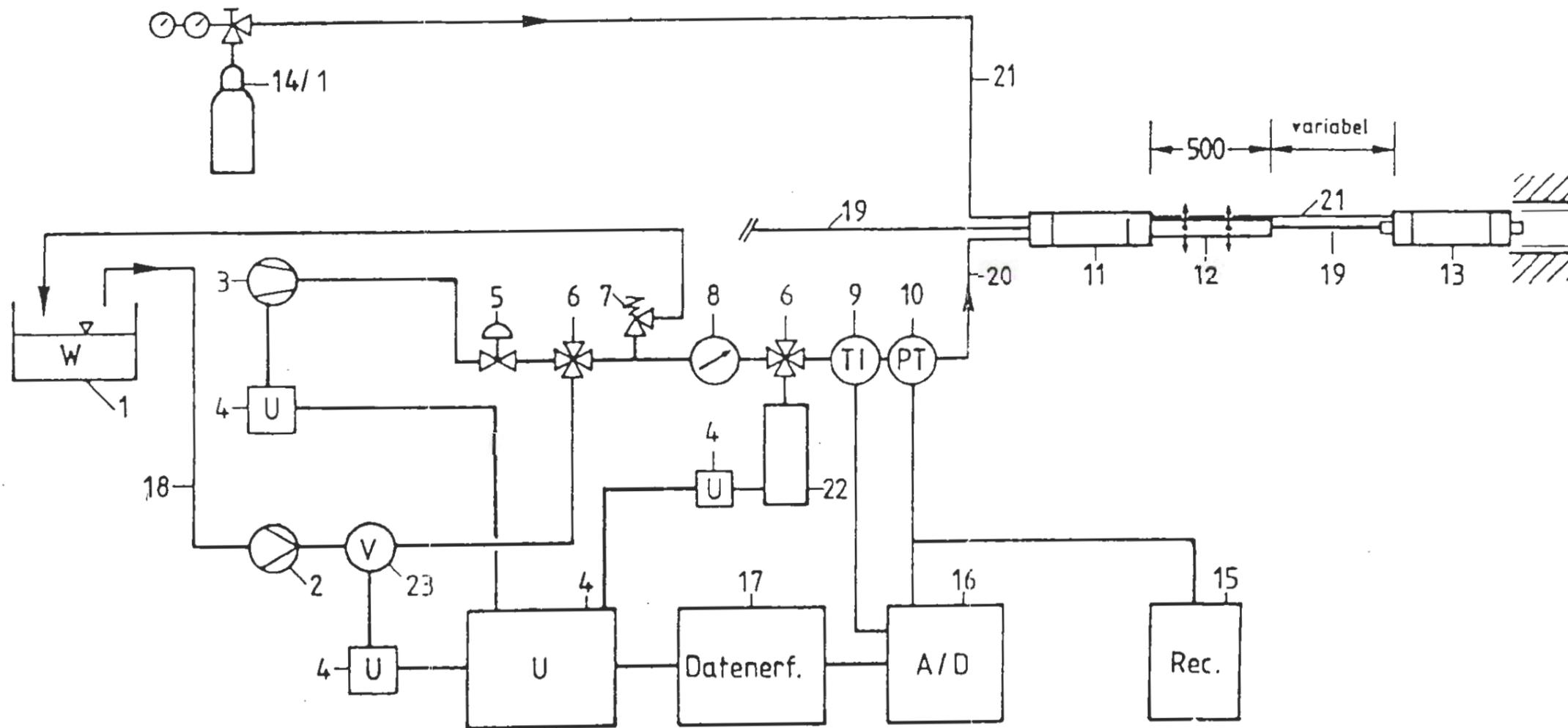


Abb. A 1 - 65

Wasserabpreßversuche (WD - Tests)
Versuchsapparatur

1	Wasserbehälter	13	Pneumatik-Packer
2	Wasserpumpe	14	Druckflasche mit Druckminderer
3	Kompressor	14.1	Druckluft zur Vorspannung der Packer
4	Umdrehungszähler	15	Analogschreiber für den Verpreßversuch
5	Absperrhahn	16	Analog-Digitalwandler
6	4-Wege-Hahn	17	Datenerfassungsanlage
7	Sicherheitsventil	18	Ansaugleitung der Wasserpumpe
8	Manometer	19	Gestänge
9	Temperaturmeßfühler	20	Verpreßleitung
10	Druckaufnehmer	21	Druckluftleitung
11	Pneumatik-Packer	22	Verpreßkolben mit Motor
12	Injektionsrohr	23	Durchflußmengenmeßgerät

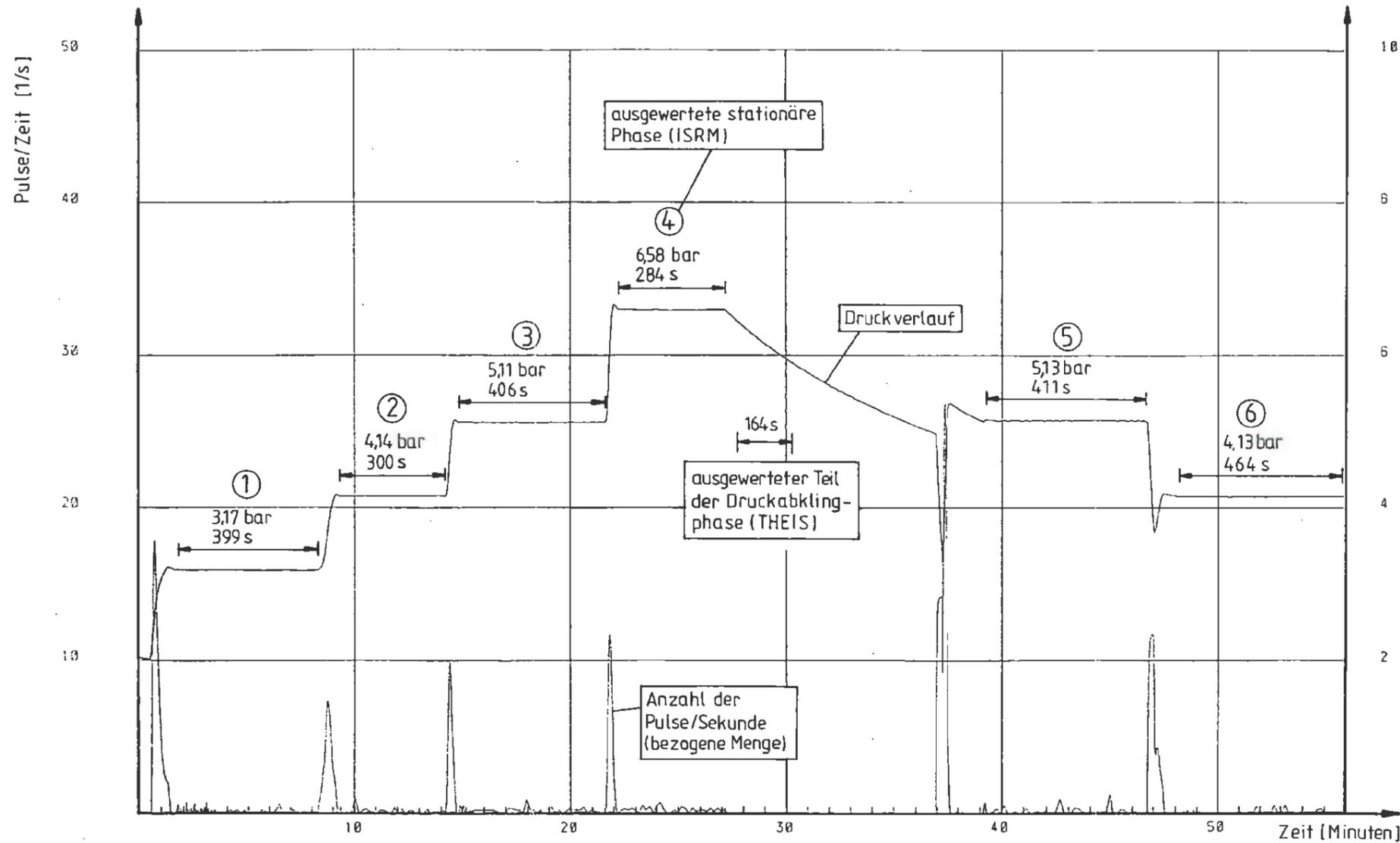
Schematischer Aufbau der Versuchsapparatur System



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

65/54 W 3
 26-06-90 02:59:07
 TEUFE 1.9 METER
 INTERVALLAENGE .5 METER
 MEDIUM WASSER

STARTZEIT 025959
 ENDEIT 035548
 ZYLINDER/PULS 2100 — 1 Puls $\hat{=}$ 0,06732 cm³
 KONSTANTER DRUCK
 BEMERKUNG OK
 BEARBEITER



Auswertung der WD - Tests

- Verfahren nach ISRM:

$$k_f = \frac{Q}{2\pi \cdot L \cdot \rho / \gamma_w} \cdot \ln\left(\frac{R}{r_0}\right)$$

- Verfahren nach THEIS:

$$k_f = \frac{Q}{4\pi \cdot L \cdot \Delta H}$$

L = Testabschnittlänge
 γ_w = Wichte des Wassers
 R = Einflußradius
 r₀ = Bohrlochradius

(übrige Größen s. Tabellenkopf)

Abb. A 1 - 6.6

Bohrung W3, Testabschnitt von 1,90m bis 2,40 m

Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Druckstufe	Auswertzeitraum	mittlere Menge	Durchlässigkeitsbeiwert	vorherige Druckstufe	Auswertzeitraum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./logarithm. Zeiteinheit	Durchlässigkeitsbeiwert
p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
3,17	399	2,42 · 10 ⁻⁸	7,88 · 10 ⁻¹⁰					
4,14	300	2,68 · 10 ⁻⁸	5,96 · 10 ⁻¹⁰					
5,11	406	2,70 · 10 ⁻⁸	5,39 · 10 ⁻¹⁰					
6,58	284	3,16 · 10 ⁻⁸	4,91 · 10 ⁻¹⁰	6,58	164	5,99 · 10 ⁻⁸	6,40	1,49 · 10 ⁻⁹
5,13	411	1,99 · 10 ⁻⁸	3,96 · 10 ⁻¹⁰					
4,13	464	1,22 · 10 ⁻⁸	3,01 · 10 ⁻¹⁰					

Wasserabpreßversuche (WD - Tests)
 Auswertebispiel



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 343m - Sohle

WD-Tests in Bohrung W1

Testabschnitt von - bis [m] [m]	Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
	Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
1,70 - 2,20	2,86	381	1,88 · 10 ⁻⁷	6,69 · 10 ⁻⁹					
3,25 - 4,75	4,87	179	3,10 · 10 ⁻⁶	2,17 · 10 ⁻⁸					
	7,45	189	7,02 · 10 ⁻⁶	3,21 · 10 ⁻⁸					
	5,12	179	3,01 · 10 ⁻⁶	2,00 · 10 ⁻⁸					
5,75 - 7,25	5,02	331	7,03 · 10 ⁻⁸	4,54 · 10 ⁻¹⁰					
	7,30	310	1,66 · 10 ⁻⁷	7,75 · 10 ⁻¹⁰					
	9,23	44	2,54 · 10 ⁻⁶	7,33 · 10 ⁻⁹	9,23	1.799	2,41 · 10 ⁻⁷	33,55	3,80 · 10 ⁻¹⁰
8,25 - 9,75	3,29	271	3,73 · 10 ⁻⁷	3,86 · 10 ⁻⁹	3,29	824	5,67 · 10 ⁻⁷	10,42	2,89 · 10 ⁻⁹
	4,77	126	1,37 · 10 ⁻⁶	9,77 · 10 ⁻⁹	4,77	642	3,66 · 10 ⁻⁷	16,65	1,17 · 10 ⁻⁹
11,00 - 12,00	4,94	367	2,12 · 10 ⁻⁸	1,99 · 10 ⁻¹⁰					
	7,45	260	2,87 · 10 ⁻⁸	1,96 · 10 ⁻¹⁰					
	9,96	275	3,63 · 10 ⁻⁸	1,86 · 10 ⁻¹⁰					
	7,41	575	2,01 · 10 ⁻⁸	1,35 · 10 ⁻¹⁰					
	4,94	226	1,21 · 10 ⁻⁸	1,49 · 10 ⁻¹⁰					

WD-Tests in Bohrung W2

1,75 - 4,25	4,04	253	1,22 · 10 ⁻⁷	6,21 · 10 ⁻¹⁰	3,05	1.215	3,93 · 10 ⁻⁷	0,98	1,44 · 10 ⁻⁸
	4,99	394	1,76 · 10 ⁻⁷	7,49 · 10 ⁻¹⁰	4,99	941	2,60 · 10 ⁻⁷	7,20	1,15 · 10 ⁻⁹
	4,02	442	7,60 · 10 ⁻⁸	4,06 · 10 ⁻¹⁰					
4,50 - 7,00	4,93	610	2,13 · 10 ⁻⁷	8,81 · 10 ⁻¹⁰	4,93	1.093	2,22 · 10 ⁻⁷	4,87	1,45 · 10 ⁻⁹
	7,31	214	4,16 · 10 ⁻⁷	1,16 · 10 ⁻⁹					
	10,13	376	2,22 · 10 ⁻⁷	4,77 · 10 ⁻¹⁰	10,13	1.401	2,97 · 10 ⁻⁷	46,50	2,03 · 10 ⁻¹⁰
	6,63	53	1,10 · 10 ⁻⁷	3,38 · 10 ⁻¹⁰					
	7,65	385	1,09 · 10 ⁻⁷	2,90 · 10 ⁻¹⁰					
5,11	469	6,29 · 10 ⁻⁸	2,52 · 10 ⁻¹⁰	5,11	900	1,87 · 10 ⁻⁷	20,30	2,93 · 10 ⁻¹⁰	
9,90 - 12,40	7,57	372	1,30 · 10 ⁻⁸	3,52 · 10 ⁻¹¹					
	9,99	412	1,90 · 10 ⁻⁸	3,87 · 10 ⁻¹¹	9,99	1.427	4,36 · 10 ⁻⁸	2,38	5,71 · 10 ⁻¹⁰
	12,10	390	2,23 · 10 ⁻⁸	3,76 · 10 ⁻¹¹					

Abb. A 1 - 6.7.1

Wasserabpreßversuche (WD - Tests)
Einzelergbnisse, Bohrungen W1
und W2

WD-Tests in Bohrung W3

Testabschnitt von - bis	Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
	Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
	[m] [m] p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
0,90 - 1,40	3,80	238	2,02 · 10 ⁻⁷	5,44 · 10 ⁻⁹					
	3,88	415	1,92 · 10 ⁻⁷	5,06 · 10 ⁻⁹					
	4,75	260	3,22 · 10 ⁻⁷	6,88 · 10 ⁻⁹	4,75	504	2,72 · 10 ⁻⁷	11,54	3,76 · 10 ⁻⁹
	3,94	469	1,86 · 10 ⁻⁷	4,70 · 10 ⁻⁹	5,05	2.260	2,34 · 10 ⁻⁷	17,23	2,16 · 10 ⁻⁹
1,40 - 1,90	4,01	235	1,89 · 10 ⁻⁷	4,81 · 10 ⁻⁹					
	4,91	340	2,55 · 10 ⁻⁷	5,31 · 10 ⁻⁹	4,91	174	3,34 · 10 ⁻⁷	7,16	7,43 · 10 ⁻⁹
	3,98	176	1,90 · 10 ⁻⁷	4,87 · 10 ⁻⁹	3,98	263	2,71 · 10 ⁻⁷	5,68	7,58 · 10 ⁻⁹
1,90 - 2,40	3,17	399	2,42 · 10 ⁻⁸	7,88 · 10 ⁻¹⁰					
	4,14	300	2,68 · 10 ⁻⁸	5,96 · 10 ⁻¹⁰					
	5,11	406	2,70 · 10 ⁻⁸	5,39 · 10 ⁻¹⁰					
	6,58	284	3,16 · 10 ⁻⁸	4,91 · 10 ⁻¹⁰	6,58	164	5,99 · 10 ⁻⁸	6,40	1,49 · 10 ⁻⁹
	5,13	411	1,99 · 10 ⁻⁸	3,96 · 10 ⁻¹⁰					
	4,13	464	1,22 · 10 ⁻⁸	3,01 · 10 ⁻¹⁰					
3,40 - 5,90	7,43	272	1,56 · 10 ⁻⁶	4,28 · 10 ⁻⁹					
	9,63	234	5,51 · 10 ⁻⁶	1,17 · 10 ⁻⁸					
	7,30	144	4,08 · 10 ⁻⁶	1,14 · 10 ⁻⁸					
	5,12	168	2,22 · 10 ⁻⁶	8,84 · 10 ⁻⁹					
	4,30	197	5,70 · 10 ⁻⁸	2,71 · 10 ⁻¹⁰					
	5,01	388	5,51 · 10 ⁻⁸	2,25 · 10 ⁻¹⁰					
	6,28	58	1,81 · 10 ⁻⁶	5,87 · 10 ⁻⁹					
7,90 - 10,40	2,95	95	1,26 · 10 ⁻⁷	8,75 · 10 ⁻¹⁰					
	3,91	105	1,59 · 10 ⁻⁷	8,26 · 10 ⁻¹⁰					
	6,93	190	6,03 · 10 ⁻⁷	1,78 · 10 ⁻⁹					
10,50 - 12,00	4,96	380	2,65 · 10 ⁻⁸	1,82 · 10 ⁻¹⁰					
	7,46	429	2,54 · 10 ⁻⁸	1,10 · 10 ⁻¹⁰					
2,50 - 12,00	5,02	370	1,46 · 10 ⁻⁷	1,53 · 10 ⁻¹⁰					
	7,51	438	1,12 · 10 ⁻⁷	7,86 · 10 ⁻¹¹					

Abb. A 1 - 6.7.2

Wasserabpreßversuche (WD - Tests)
Einzelergebnisse, Bohrung W3



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

WD - Tests in Bohrung W4

Testabschnitt von - bis [m] [m]	Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
	Druck- stufe p [bar]	Auswerte- zeitraum t [s]	mittlere Menge Q [m ³ /s]	Durchlässig- keitsbeiwert k _f [m/s]	vorherige Druck- stufe p [bar]	Auswer- tezeit- raum t [s]	vorherige mittlere Menge Q [m ³ /s]	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit ΔH [mWS]	Durchlässig- keitsbeiwert k _f [m/s]
1,00 - 1,50	2,99	148	1,00 · 10 ⁻⁶	3,43 · 10 ⁻⁸	2,99	156	1,11 · 10 ⁻⁶	15,90	1,11 · 10 ⁻¹⁰
	3,90	49	1,36 · 10 ⁻⁶	3,55 · 10 ⁻⁸					
	4,72	66	1,87 · 10 ⁻⁶	4,04 · 10 ⁻⁸					
1,50 - 2,00	4,31	310	9,63 · 10 ⁻⁸	2,28 · 10 ⁻⁹	4,94	260	1,44 · 10 ⁻⁷	5,21	4,38 · 10 ⁻⁹
	4,94	175	1,84 · 10 ⁻⁷	3,81 · 10 ⁻⁹					
	4,12	365	1,31 · 10 ⁻⁷	3,23 · 10 ⁻⁹					
	3,01	498	7,10 · 10 ⁻⁸	2,41 · 10 ⁻⁹					
2,00 - 4,50	3,01	166	4,86 · 10 ⁻⁸	3,30 · 10 ⁻¹⁰	4,99	1.113	1,15 · 10 ⁻⁷	6,97	5,25 · 10 ⁻¹⁰
	4,99	357	7,12 · 10 ⁻⁸	2,91 · 10 ⁻¹⁰					
	7,54	384	8,27 · 10 ⁻⁸	2,24 · 10 ⁻¹⁰					
	10,07	284	1,18 · 10 ⁻⁷	2,39 · 10 ⁻¹⁰					
	7,45	265	3,98 · 10 ⁻⁸	1,09 · 10 ⁻¹⁰					
	5,01	395	1,77 · 10 ⁻⁸	7,21 · 10 ⁻¹¹					
2,50 - 12,00	4,91	72	2,06 · 10 ⁻⁷	2,25 · 10 ⁻¹⁰					
	6,03	66	1,47 · 10 ⁻⁷	1,31 · 10 ⁻¹⁰					

Abb. A 1 - 6.7.3

Wasserabpreßversuche (WD - Tests)
Einzelergebnisse, Bohrung W4



ENLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

WD-Tests in Bohrung W5

Testabschnitt von - bis [m] [m]	Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
	Druck- stufe p [bar]	Auswerte- zeitraum t [s]	mittlere Menge Q [m ³ /s]	Durchlässig- keitsbeiwert k _f [m/s]	vorherige Druck- stufe p [bar]	Auswer- tezeit- raum t [s]	vorherige mittlere Menge Q [m ³ /s]	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit ΔH [mWS]	Durchlässig- keitsbeiwert k _f [m/s]
1,20 - 3,70	3,03	925	7,02 · 10 ⁻⁸	4,73 · 10 ⁻¹⁰					
	5,02	724	6,33 · 10 ⁻⁸	2,57 · 10 ⁻¹⁰					
	3,05	887	2,11 · 10 ⁻⁸	1,42 · 10 ⁻¹⁰					
5,20 - 7,70	4,94	488	6,58 · 10 ⁻⁸	2,72 · 10 ⁻¹⁰					
	9,90	218	2,89 · 10 ⁻⁷	8,29 · 10 ⁻¹⁰					
10,70 - 12,00	4,85	702	2,36 · 10 ⁻⁸	1,91 · 10 ⁻¹⁰					
	7,34	563	3,86 · 10 ⁻⁸	2,07 · 10 ⁻¹⁰					
	9,83	700	5,15 · 10 ⁻⁸	2,06 · 10 ⁻¹⁰	9,83	1.163	1,10 · 10 ⁻⁷	7,39	9,13 · 10 ⁻¹⁰
	7,36	525	1,13 · 10 ⁻⁸	6,00 · 10 ⁻¹¹	7,36	1.977	6,25 · 10 ⁻⁸	4,52	8,47 · 10 ⁻¹⁰

WD-Tests in Bohrung W6

1,00 - 2,00	4,72	787	6,49 · 10 ⁻⁹	7,02 · 10 ⁻¹¹					
3,00 - 5,50	4,18	230	2,76 · 10 ⁻⁷	1,35 · 10 ⁻⁹					
	4,49	373	2,04 · 10 ⁻⁸	9,30 · 10 ⁻¹¹	4,49	3.318	1,85 · 10 ⁻⁷	4,32	1,36 · 10 ⁻⁹
	7,08	690	1,00 · 10 ⁻⁸	2,88 · 10 ⁻¹¹					
7,00 - 9,50	3,04	659	2,74 · 10 ⁻⁸	1,84 · 10 ⁻¹⁰					
	4,03	730	3,12 · 10 ⁻⁸	1,58 · 10 ⁻¹⁰					
	5,04	698	1,72 · 10 ⁻⁸	6,99 · 10 ⁻¹¹					
	6,02	610	1,45 · 10 ⁻⁸	4,91 · 10 ⁻¹¹					
	7,04	580	5,86 · 10 ⁻⁹	1,70 · 10 ⁻¹¹					
	8,02	695	7,08 · 10 ⁻⁹	1,80 · 10 ⁻¹¹					
	9,02	625	1,28 · 10 ⁻⁸	2,89 · 10 ⁻¹¹					
10,02	603	5,53 · 10 ⁻⁹	1,13 · 10 ⁻¹¹	10,02	1.169	1,00 · 10 ⁻⁷	3,54	8,98 · 10 ⁻¹⁰	

Abb. A 1 - 6.7.4

Wasserabpreßversuche (WD - Tests)
Einzelerggebnisse, Bohrungen W5 u. W6

WD - Tests in Bohrung W7

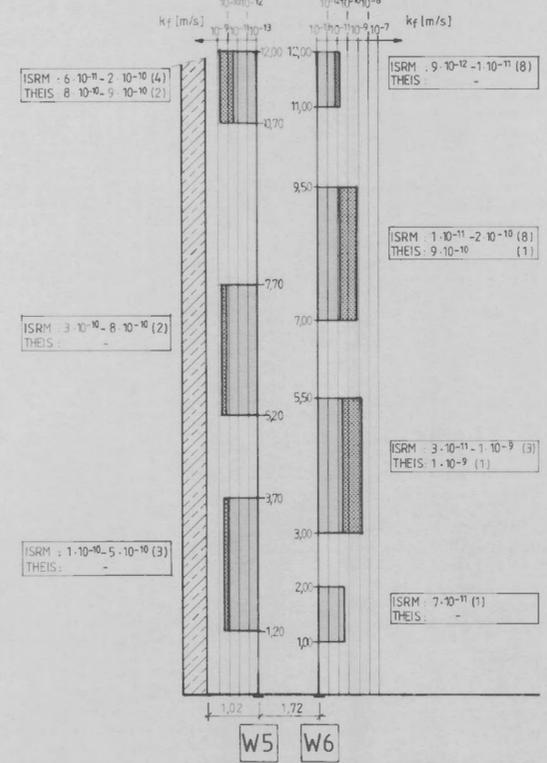
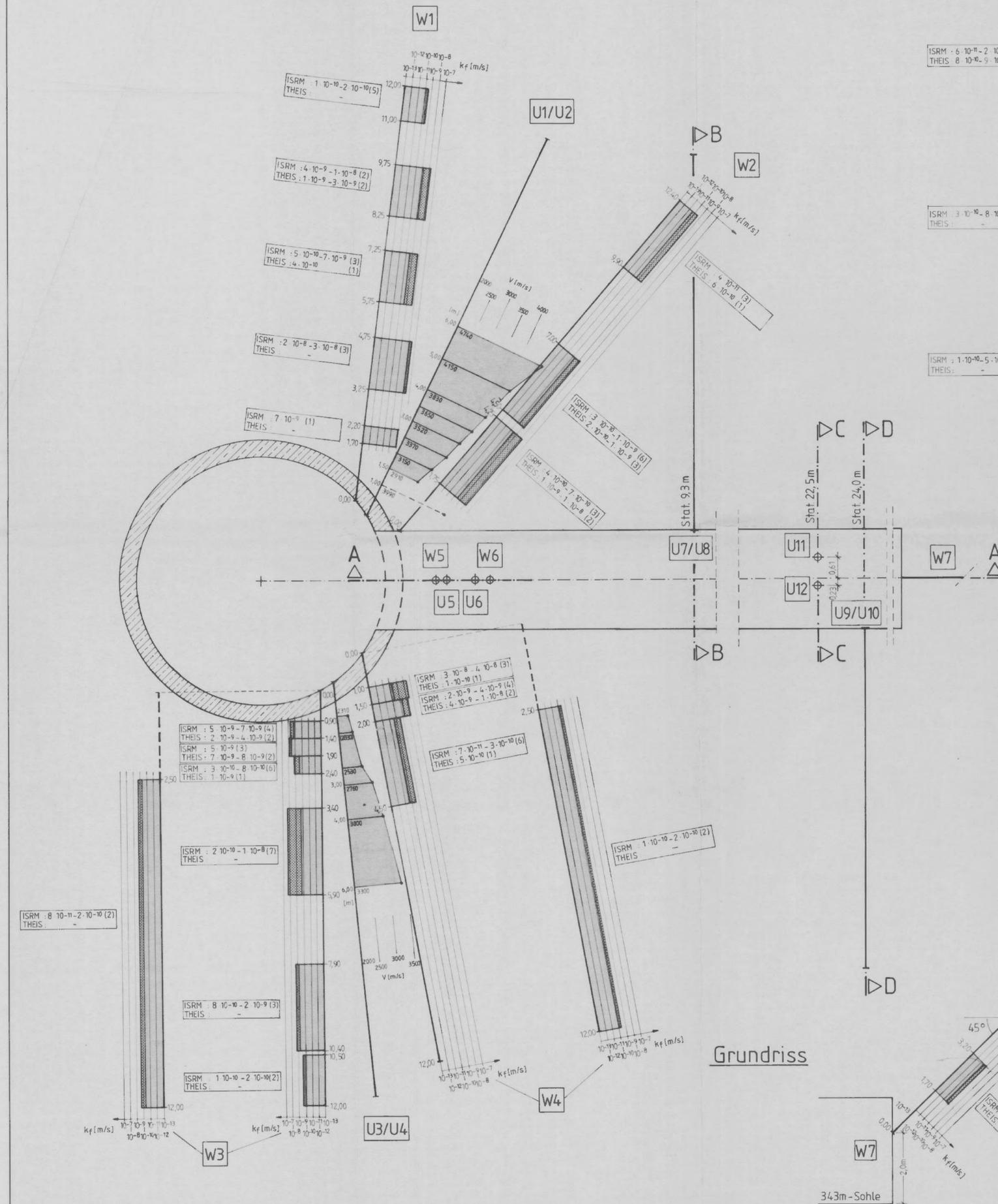
Testabschnitt von - bis	Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
	Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m] [m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
1,70 - 3,20	5,21	532	2,19 · 10 ⁻⁸	1,43 · 10 ⁻¹⁰					
	6,77	661	1,74 · 10 ⁻⁸	8,75 · 10 ⁻¹¹					
	3,94	920	5,65 · 10 ⁻⁹	4,87 · 10 ⁻¹¹					
5,66 - 6,91	3,46	361	6,52 · 10 ⁻⁹	7,70 · 10 ⁻¹¹					
	4,44	2860	3,34 · 10 ⁻⁹	3,08 · 10 ⁻¹¹					
	6,02	680	3,07 · 10 ⁻⁹	2,08 · 10 ⁻¹¹					
	7,46	2980	2,69 · 10 ⁻⁹	1,47 · 10 ⁻¹¹					
	3,46	3930	3,51 · 10 ⁻⁹	4,15 · 10 ⁻¹¹					
9,00 - 10,25	3,41	2150	4,76 · 10 ⁻⁹	5,70 · 10 ⁻¹¹					
	4,47	1900	2,16 · 10 ⁻⁹	1,98 · 10 ⁻¹¹					
	5,95	3830	1,32 · 10 ⁻⁹	9,05 · 10 ⁻¹²					
	7,49	1880	1,11 · 10 ⁻⁹	6,05 · 10 ⁻¹²					
	3,45	1540	5,25 · 10 ⁻¹⁰	6,21 · 10 ⁻¹²					
12,75 - 14,00	4,18	850	3,48 · 10 ⁻⁹	3,40 · 10 ⁻¹¹					
	5,70	2050	3,42 · 10 ⁻⁹	2,45 · 10 ⁻¹¹					
	6,69	6250	1,08 · 10 ⁻⁹	6,58 · 10 ⁻¹²					
	3,16	12220	6,32 · 10 ⁻¹⁰	8,16 · 10 ⁻¹²					
18,87 - 20,12	4,17	1260	6,46 · 10 ⁻⁹	6,33 · 10 ⁻¹¹					
	4,18	1800	3,14 · 10 ⁻⁹	3,07 · 10 ⁻¹¹					
	5,17	2200	3,18 · 10 ⁻⁹	2,51 · 10 ⁻¹¹					
	6,68	2460	4,95 · 10 ⁻⁹	3,03 · 10 ⁻¹¹					
	4,21	640	2,00 · 10 ⁻⁹	1,94 · 10 ⁻¹¹					
	4,25	390	1,90 · 10 ⁻⁹	1,83 · 10 ⁻¹¹					
	4,22	560	2,76 · 10 ⁻⁹	2,67 · 10 ⁻¹¹					
	4,21	590	1,83 · 10 ⁻⁹	1,77 · 10 ⁻¹¹					

Abb. A 1 - 6.75

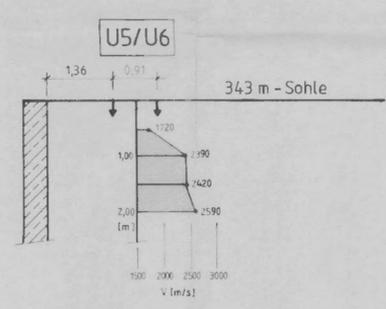
Wasserabpreßversuche (WD - Tests)
Einzelergebnisse, Bohrung W7



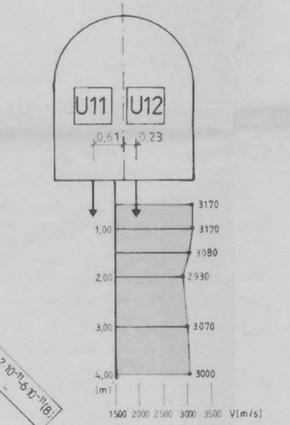
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



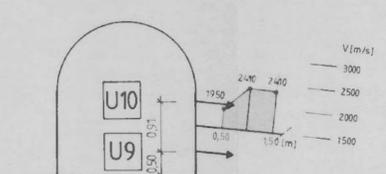
Querschnitt B-B bei Station 9,3 m



Längsschnitt A-A

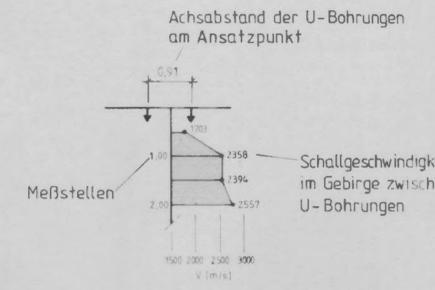
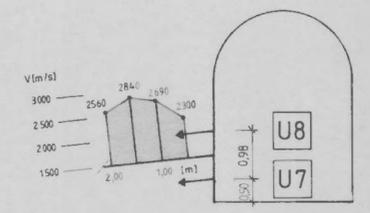


Querschnitt C-C bei Station 22,5 m



Querschnitt D-D bei Station 24,0 m

Legende (Ultraschallmessungen)



Legende (Wasserabpreßversuche)

Auswerteverfahren
 Streubereich der ermittelten k_f -Werte (m/s)
 Anzahl in der der Auswertung berücksichtigten Druckstufen (ISRM) bzw. Druckabklingphasen (THEIS)

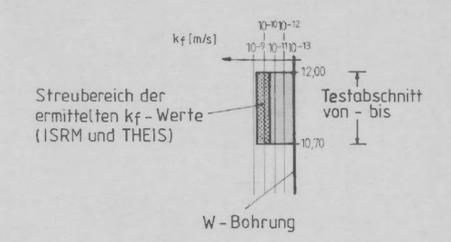
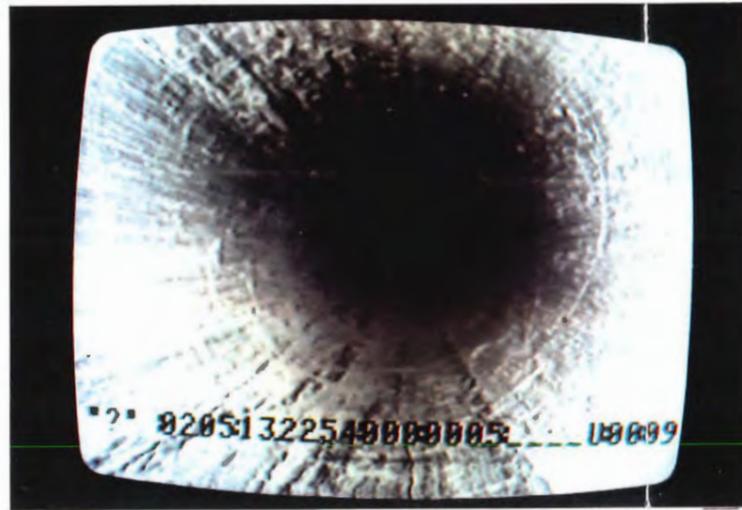


Abb. A 1 - 6.8

Wasserabpreßversuche (WD - Tests) und Ultraschallmessungen
 Übersicht Versuchsergebnisse



0,50 m



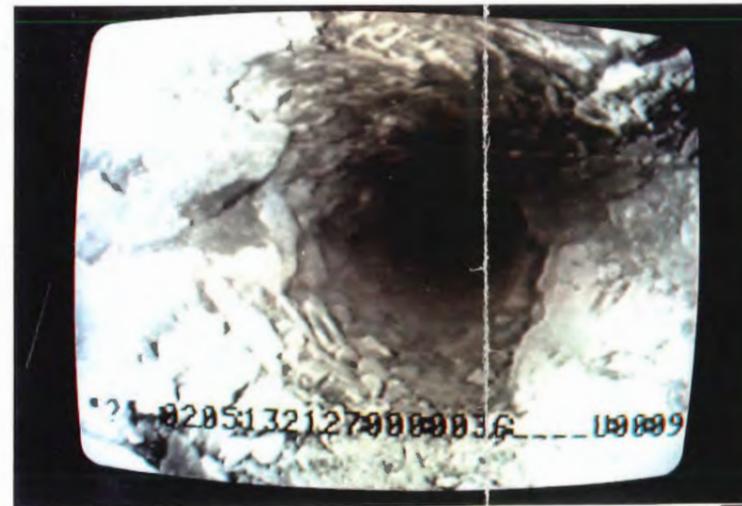
2,50 m



7,10 m



1,50 m



3,60 m



2,00 m



4,50 m

Bem.: Teufenangabe bezieht sich auf die
Kameravorderkante
Sondierung am 02.05.1990

Abb. A 1 - 6.9

Fotos zur Fernsehsondierung
Bohrung U9



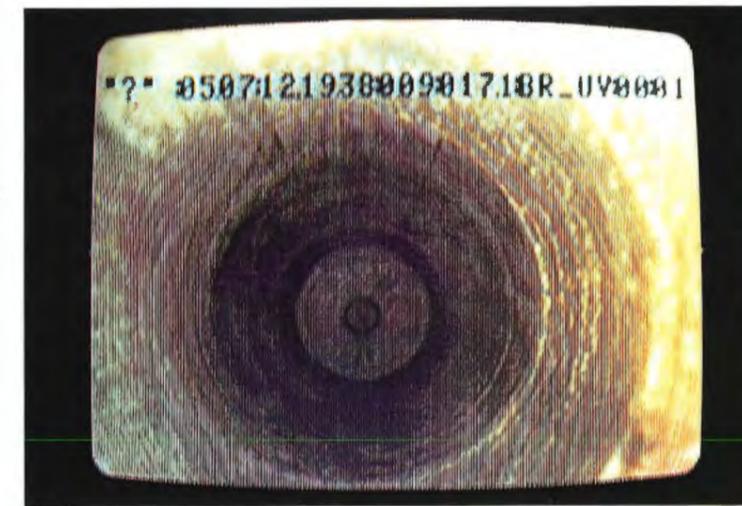
ENLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



0,80 m



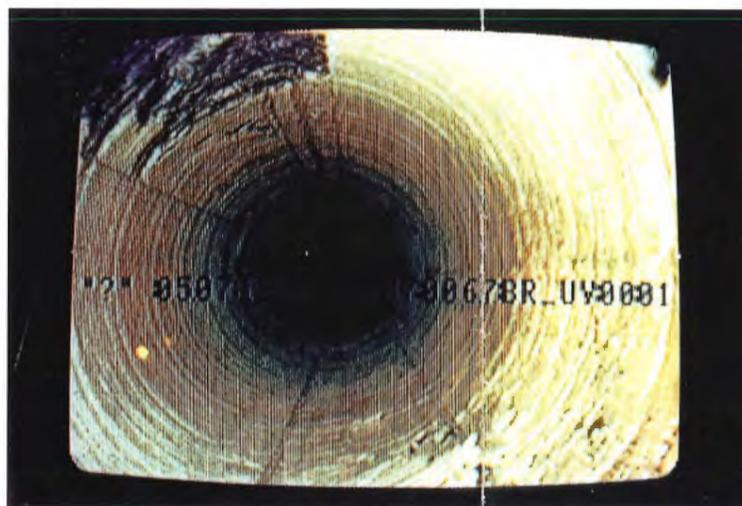
6,10 m



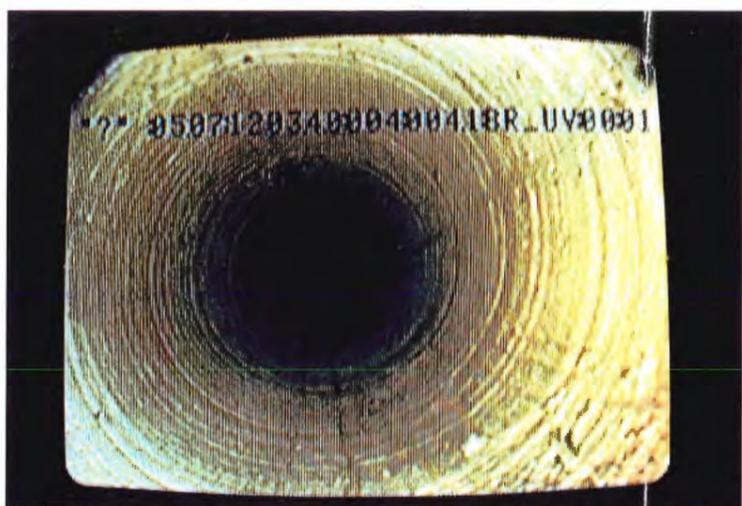
17,10 m



1,90 m



6,70 m



4,10 m



13,90 m

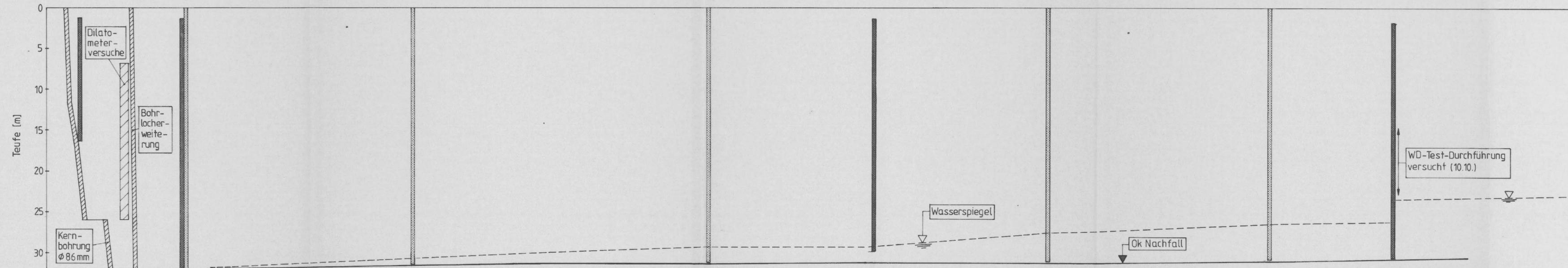
Bem.: Teufenangabe bezieht sich auf die Kameravorderkante
Sondierung am 05.07.1990

Abb. A 1 - 6.10

Fotos zur Fernsehsondierung
Bohrung F1



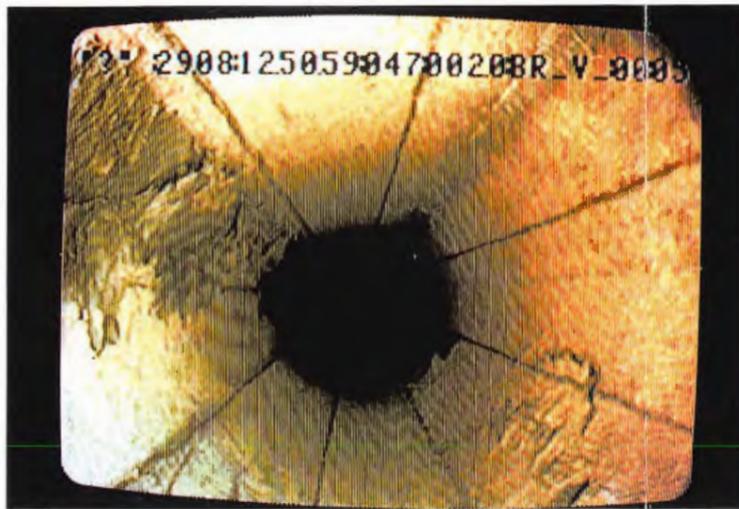
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



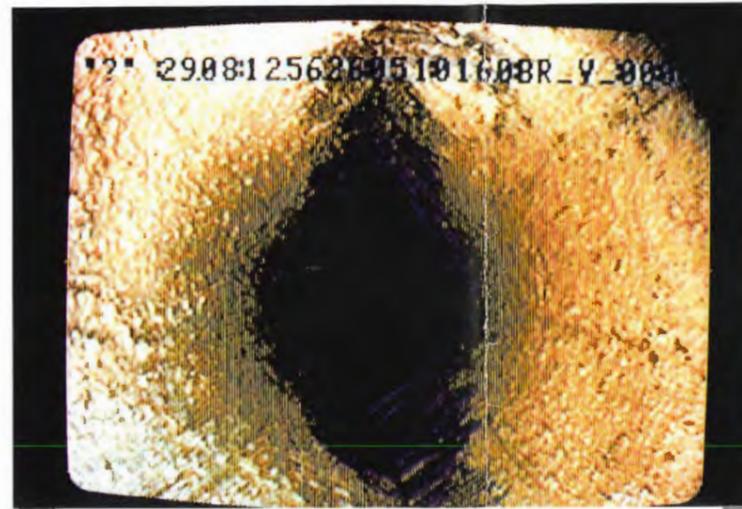
Datum	30.1.	7.	14.	21.	28.	4.	11.	18.	25.	2.	9.	16.	23.	30.	6.	13.	20.	27.	3.	10.	17.	24.	1.	8.	15.	22.	29.			
	MAI 1990					JUNI					JULI					AUGUST					SEPTEMBER					OKTOBER				
Bohren	02.05.	04.05.	07.05.	10.05.																										
Befüllung (→)	Bohrung nicht befüllt; Wasserspiegel infolge Zulauf aus dem Gebirge																													
8-Arm-Kaliberlog		04.05.														08.08.												10.10.		
Televiwer-Messung	nicht möglich, da Bohrloch nicht befüllt																													
TV-Sondierung				16.05.			13.06.					19.07.						29.08.					25.09.							

Abb. A 1 - 6.11

Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls Bohrung V5



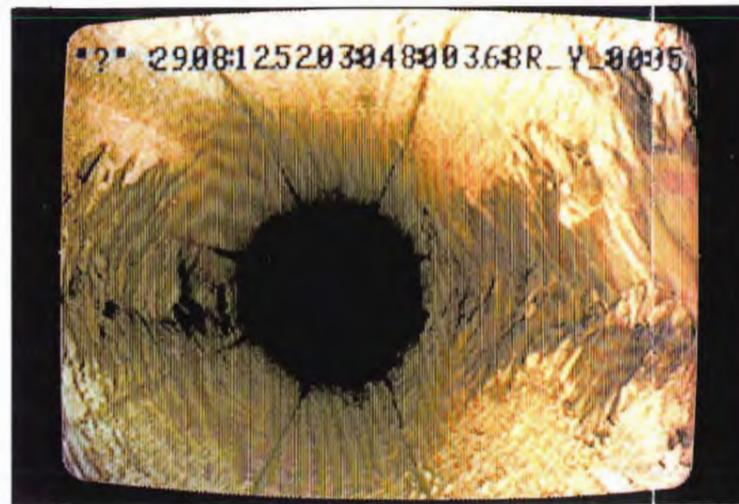
2,00 m (29.08.)



16,00 m (29.08.)



29,80 m (13.06.)



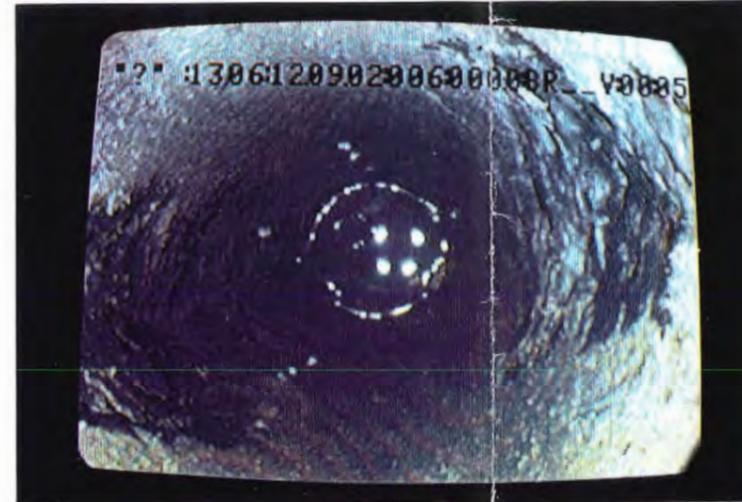
3,60 m (29.08.)



27,10 m (29.08.)



15,80 (19.07.)



29,50 (13.06.)

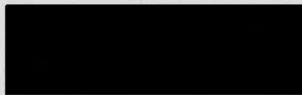
Bem.: Teufenangabe bezieht sich auf die Kameravorderkante
Sondierungen am 13.06., 19.07. und 29.08.1990

Abb. A 1 - 6.12

Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V5



ENLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



1:100

V 5 8-ARM 10-10-90

AUFTRAGGEBER : PTB
LOKATION : SALZGITTER
BOHRLOCH : V 5

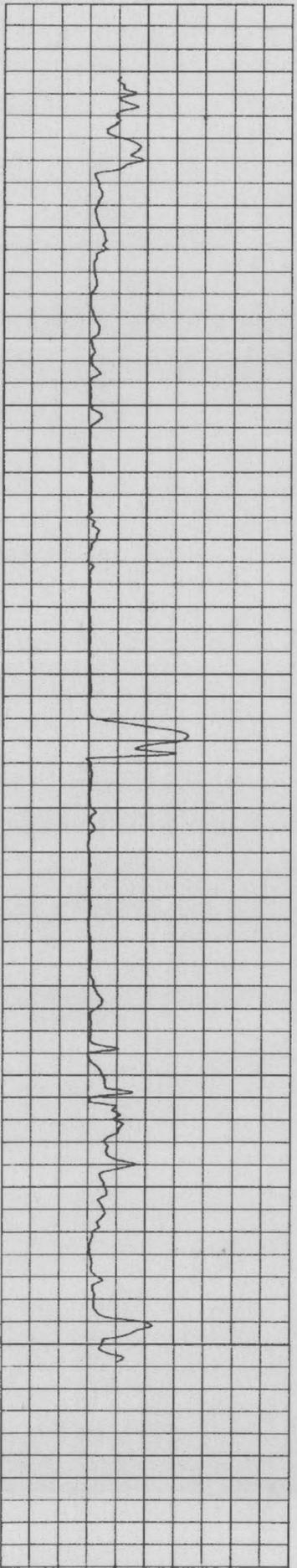
VON 1.64 BIS 30.5 METER
PLOT : 1.6 BIS 30.5 METER
FILE : 70/1
PROGR. : WP620.8X58K PLOT 10-10-90
ADM : 288 SPC : -.2

BEZUG : GOK
HOEHE NN : 343
ROHRSCHUH : -
NENNWEITE : 146
PUMPRATE : ..

STARTTEUFE : 1.64 STARTZEIT : 18.09
ENDETEUFE : 30.5 ENDEZEIT : 18.21
SONDE : 8-ARM.1

BEMERKUNGEN
OK

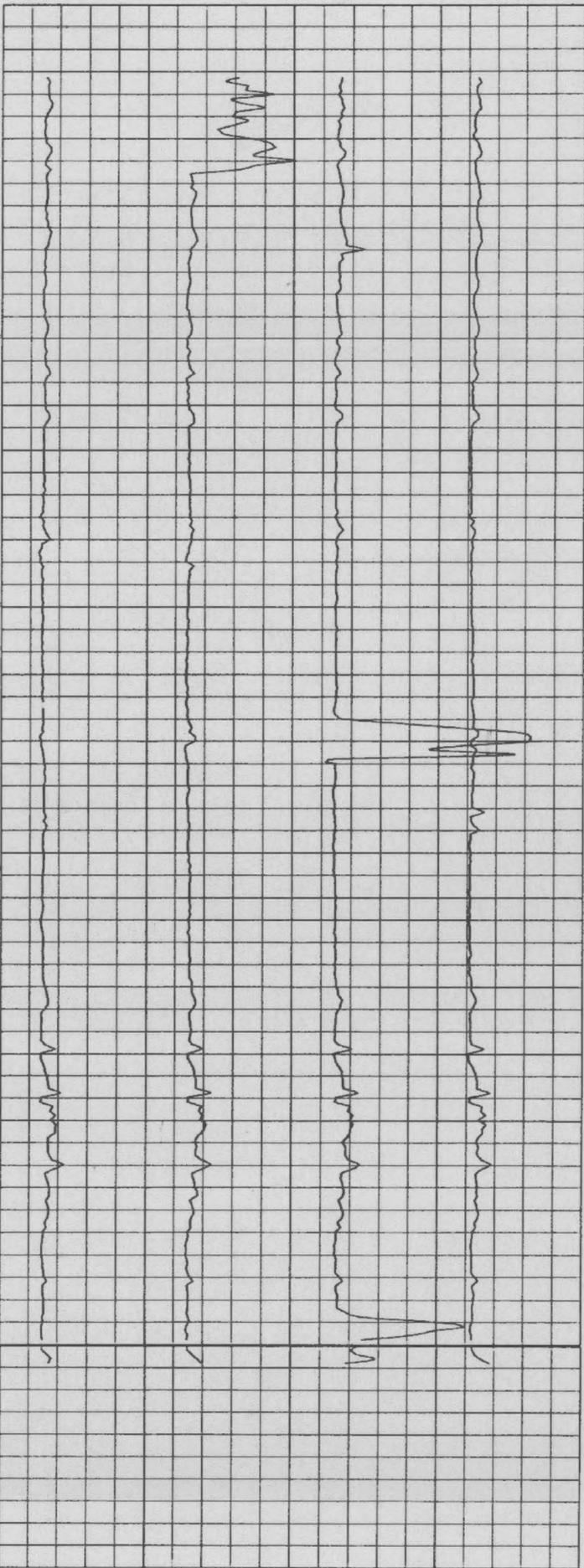
8-ARM.70/1 10-10-90
130 KALIBER MM
KALIBRIERUNG AM 10-10-90



mittl. Ø [mm]: 130 140 150 160 170 180

8-ARM.70/1 10-10-90
130 KALIBER MM
KALIBRIERUNG AM 10-10-90

8-ARM.70/1 10-10-90
130 KALIBER MM
1+5 2+6 3+7 4+8 (Spuren)



130 (Sp. 1/5) 180 (Sp. 2/6) 130 (Sp. 3/7) 180 (Sp. 4/8) Einzel Ø [mm]

8-ARM.70/1 10-10-90
130 KALIBER MM
1+5 2+6 3+7 4+8

BOHRLOCH-VOLUMEN : .487 M3
VON 1.6 BIS 30.5 METER

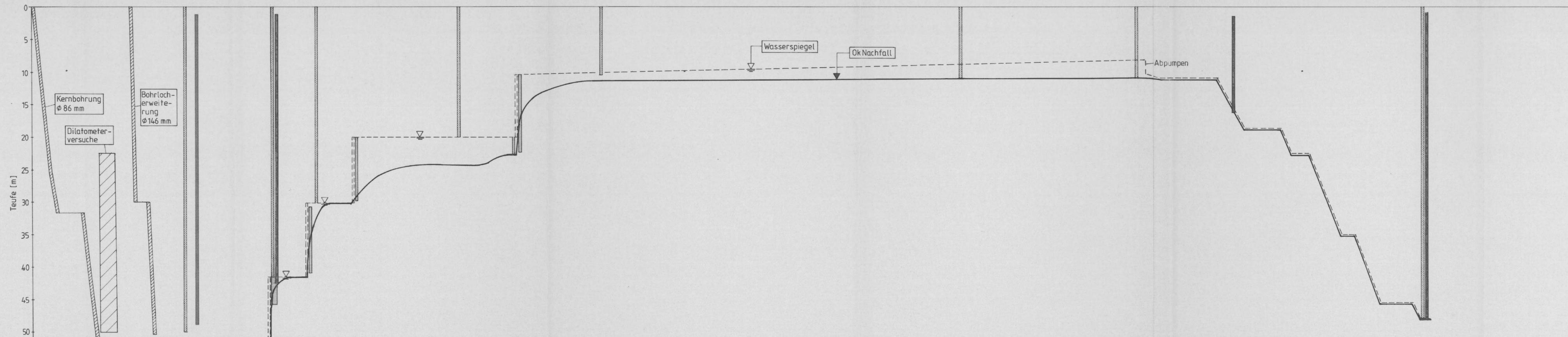
C 100 50 T2 Ø M Ø 10-10-90 0003287 WP620.8X58K

Abb. A 1 - 6.13

8 - Arm - Kaliber - Log
Bohrung V5, Messung am 10.10.1990



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Schlie



Datum	9.	16.	23.	30.	7.	14.	21.	28.	4.	11.	18.	25.	2.	9.	16.	23.	30.	6.	13.	20.	27.	3.	10.	17.	24.	1.	8.	15.	22.	29.	5.	12.	19.	26.																				
	APRIL 1990												MAY						JUNI						JULI						AUGUST						SEPTEMBER						OKTOBER						NOVEMBER					
Bohren	09.-12.04.	17.04.	19.04.	24.04.	27.04.																																																	
Befüllung (Süßwasser)							① 15.05.	② 21.05.	③ 28.05.				④ 22.06.																																									
8-Arm-Kaliberlog						04.05.		16.05.																																														
TelevIEWER-Messung							15.05. (1 Mess.)	16.05. (2 Mess.)	21.05. (5 Mess.)	28.05. (1 Mess.)			21.06. (1 Mess.)	22.06. (6 Mess.)																																								
TV-Sondierung						02.05.		16.05.	22.05.			13.06.																																										
Entleeren																																																						

Abb. A 1 - 6.14

Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls Bohrung V2



0,60m (05.07.)



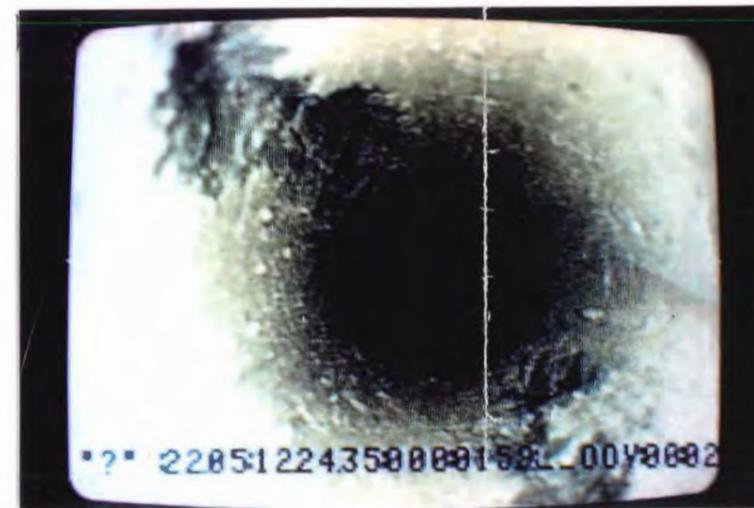
6,00 m (29.08.)



49,70 m (02.05.)



2,10m (05.07.)



15,90 m (22.05.)

Bem.: Teufenangabe bezieht sich auf die Kameravorderkante

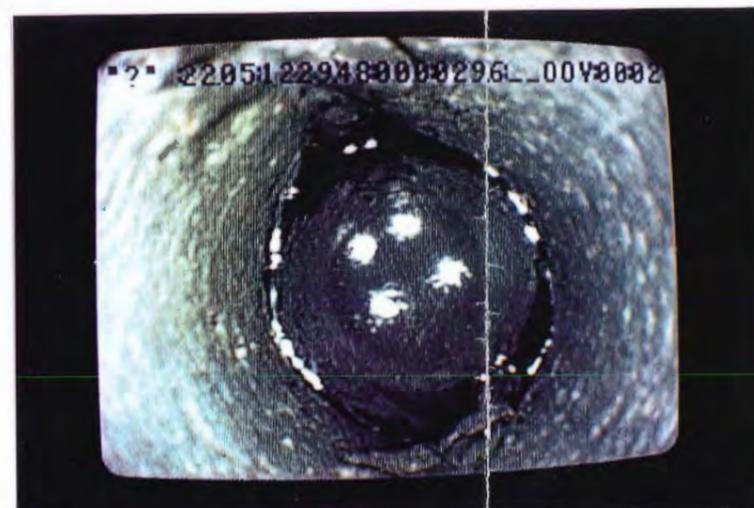
Sondierungen am 02.05., 22.05., 05.07. und 29.08.1990

Abb. A 1 - 6.15.1

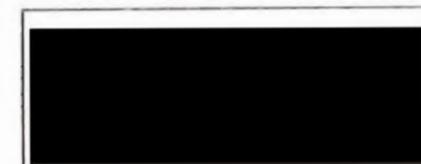
Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V2, Teil 1



4,90 m (29.08.)



29,60 m (22.05.)



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



4,90 m



11,30 m



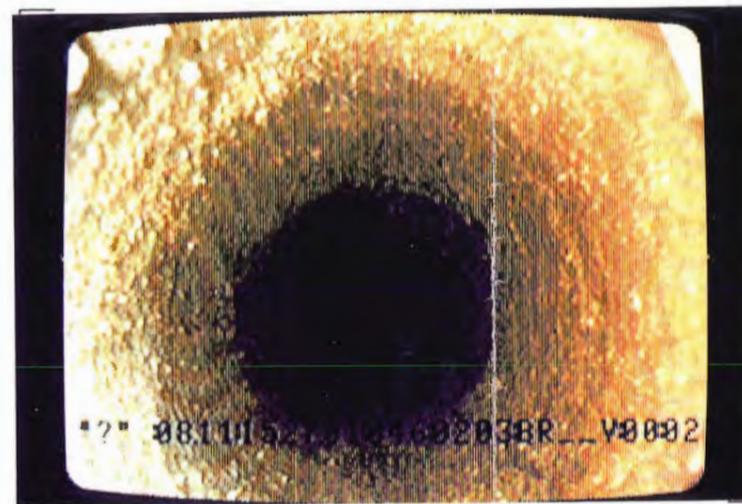
5,70 m



14,00 m



10,00 m



20,30 m

Bem.: Teufenangabe bezieht sich auf die
Kameravorderkante
Sondierung am 08.11.1990

Abb. A 1 - 6.15.2

Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V2, Teil 2



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



23,40 m



40,70 m



29,40 m



46,00 m



36,10 m



47,30 m

Bem.: Teufenangabe bezieht sich auf die
Kameravorderkante
Sondierung am 08.11.1990

Abb. A 1 - 6.15.3

Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V2, Teil 3

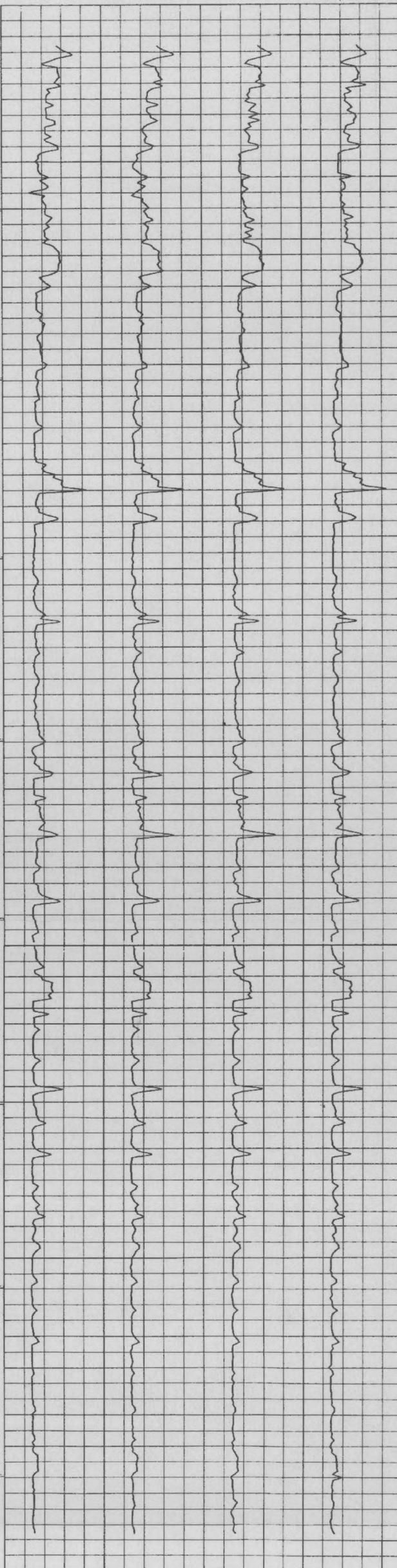
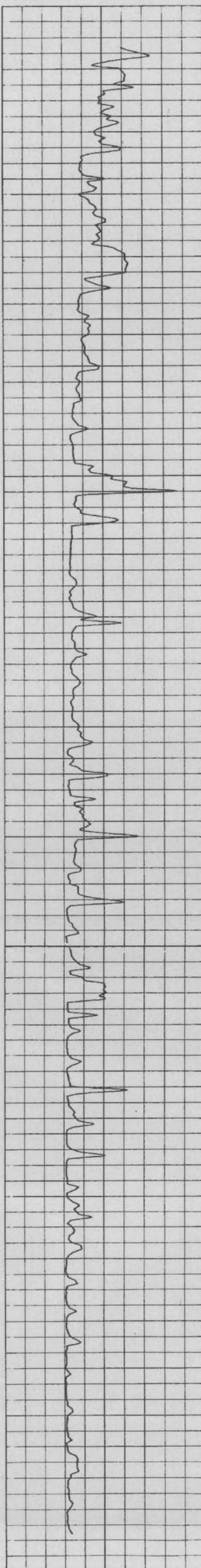


ENLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

[REDACTED]		1:100	V 2 8-ARM 04-05-90
AUFTRAGGEBER	: [REDACTED]	VON	1.31 BIS 48.85 METER
LOKATION	: KONRAD 2 / 343 M	PLOT	: 1.3 BIS 48.8 METER
BOHRLOCH	: V 2	FILE	: 63/1
		PROGR.	: WP620.8X58K PLOT 17-10-90
		ADM	: 475 SPC : -.2
BEZUG	: GDK		
HOEHE NN	: -		
ROHRSCHUH	: -		
NENNWEITE	: 146		
PUMP RATE	: 0.00		
STARTTEUFE	: 1.31	STARTZEIT	: 09.20
ENDTEUFE	: 48.85	ENDZEIT	: 09.39
SONDE	: 8-ARM.1		
BEMERKUNGEN	OK		

9-ARM. 63/1 04-05-90
 130 KALIBER MM
 KALIBRIERUNG AM 03-05-90

9-ARM 63/1 04-05-90
 130 KALIBER MM
 1+5 2+6 3+7 4+9 (Spuren)



mittlerer ϕ [mm]: 130 140 150 160 170 180
 8-ARM. 63/1 04-05-90
 130 KALIBER MM
 KALIBRIERUNG AM 03-05-90

Einzel ϕ [mm]
 9-ARM 63/1 04-05-90
 130 KALIBER MM
 1+5 2+6 3+7 4+9

BOHRLOCH-VOLUMEN : .832 M3
 VON 1.31 BIS 48.85 METER

C 100 50 T2 0 M 0 17-10-90-0012116 WP620.8X58K

Abb. A 1 - 6.16

8 - Arm - Kaliber - Log
 Bohrung V2, Messung am 04.05.1990

22.06.90 9:30

22.06.90 11:00

22.06.90 15:30

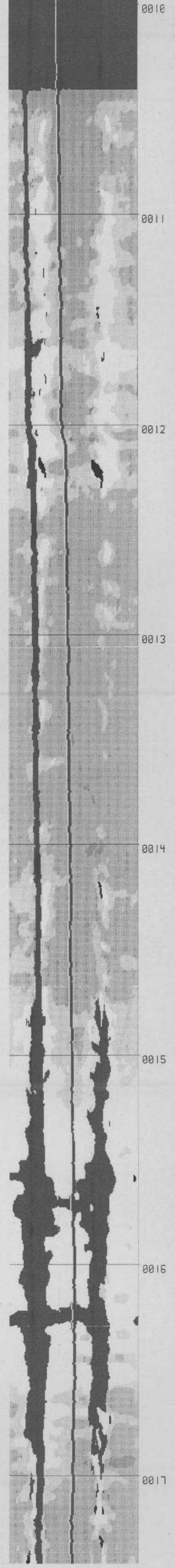
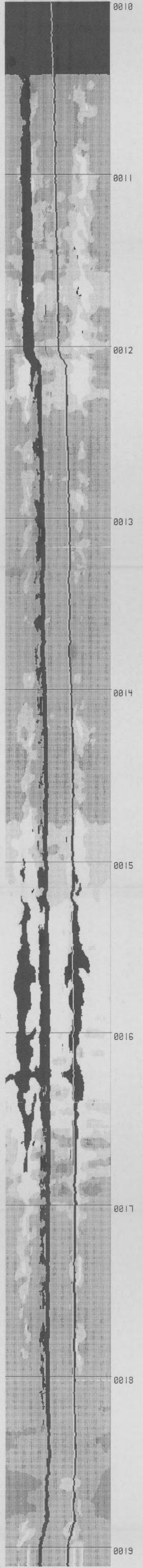
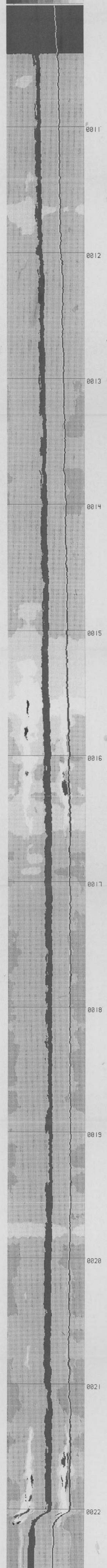
35 85
N E S W N
| | | | |

35 85
N E S W N
| | | | |

35 85
N E S W N
| | | | |

Bohrlochradius [mm] Teufe [m]

40-45 50-55 60-65 70-75 80-85
← 35-40 45-50 55-60 65-70 75-80



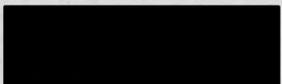
35 85
N E S W N
| | | | |

35 85
N E S W N
| | | | |

35 85
N E S W N
| | | | |

Abb. A 1 - 6.17

Televisionmessungen
Bohrung V2, Messungen nach der
4. Befüllung

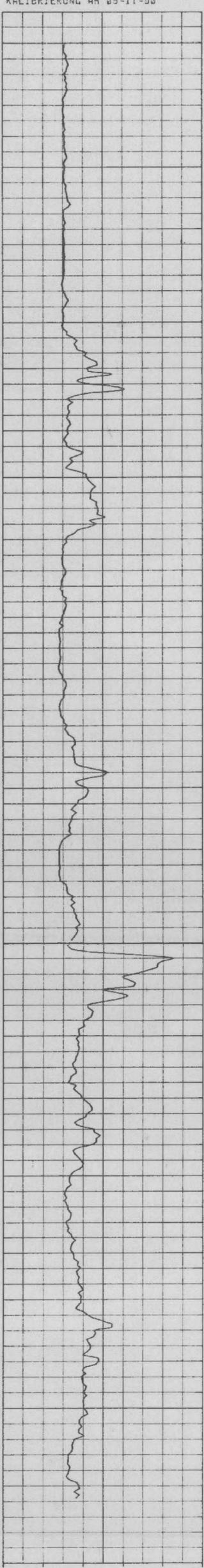


1:100

V 2. 8-ARM Ø8-11-90

AUFTRAGGEBER : BFS	VON : 1.02	BIS 48 METER
LOKATION : SALZGITTER	PLOT : 1	BIS 48 METER
BOHRLOCH : V 2	FILE : 68/2	
	PROGR. : WP620.8X58K	PLOT 09-11-90
	ADM : 469	SPC : -.2
BEZUG : OKS		
HOEHE NN : -343		
ROHRSCHUH : -		
NENNWEITE : 146		
PUMPRATE : .		
STARTTEUFE : 1.02	STARTZEIT : 12.37	
ENDTEUFE : 48	ENDZEIT : 12.55	
SONDE : Ø-ARM.1		
BEMERKUNGEN		
OK		

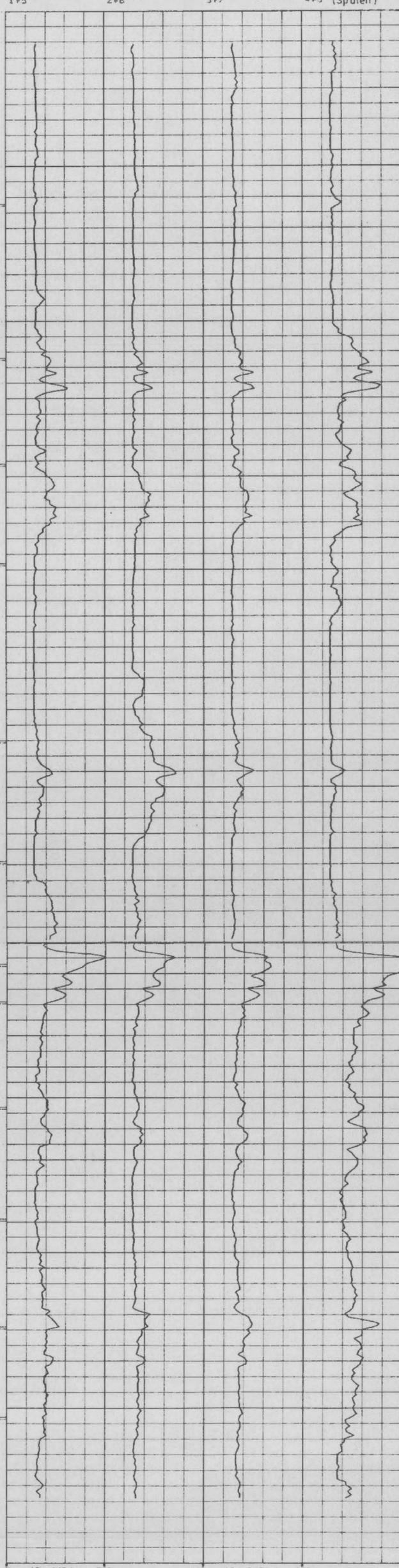
8-ARM.68/2 09-11-90
 Ø KALIBER MM ↑ 500
 KALIBRIERUNG AM 03-11-90



mittlerer Ø [mm]: 0 100 200 300 400 500

8-ARM.68/2 09-11-90
 Ø KALIBER MM ↑ 500
 KALIBRIERUNG AM 03-11-90

8-ARM.68/2 09-11-90
 Ø KALIBER MM ↑ 500
 1+5 2+6 3+7 4+8 (Spuren)



0 (Sp. 1/5) 500 0 (Sp. 2/6) 500 0 (Sp. 3/7) 500 0 (Sp. 4/8) 500 Einzel Ø [mm]

8-ARM.68/2 09-11-90
 Ø KALIBER MM ↑ 500
 1+5 2+6 3+7 4+8
 BOHRLOCH-VOLUMEN : 1.266 M3
 VON 1 BIS 48 METER

C 100 500 T2 Ø M Ø 09-11-90 ØØ11521 WP620.8X58K

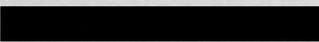
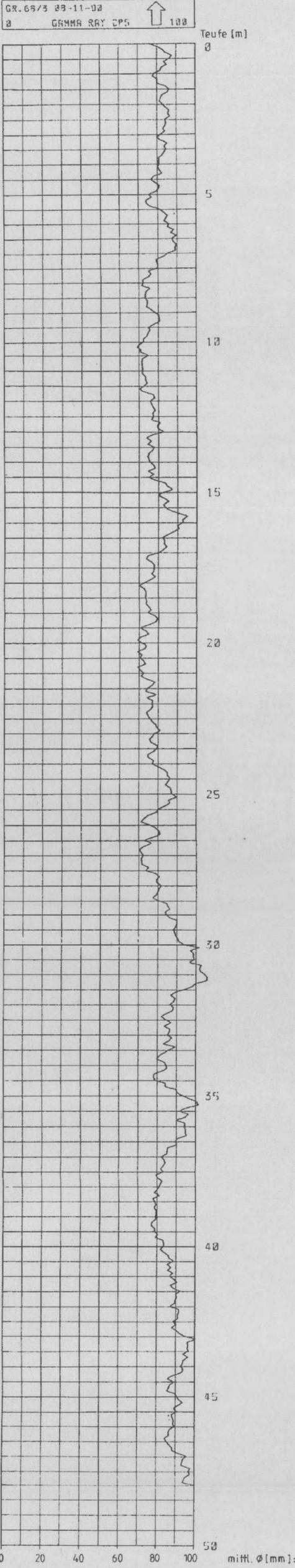


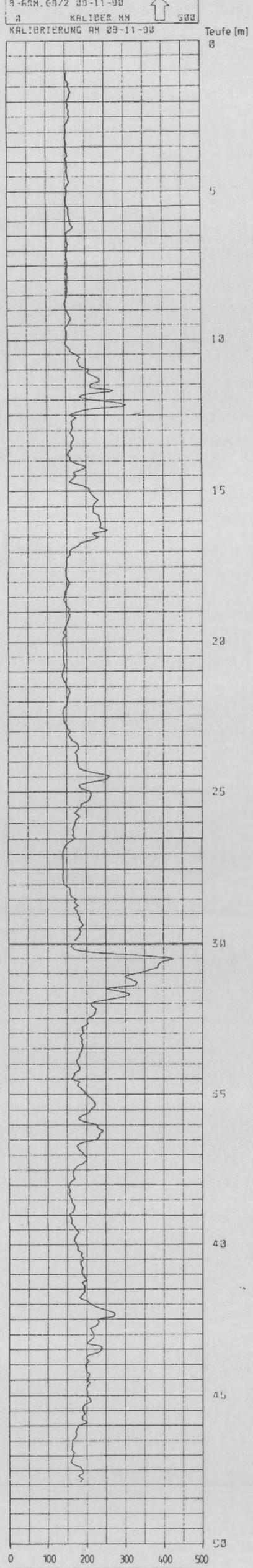
Abb. A | - 6.18

8 - Arm - Kaliber - Log
Bohrung V2, Messung vom 08.11.1990

[REDACTED]		1:100	V 2 GAMMA 08-11-90
AUFTRAGGEBER	: BFS	VON	0 BIS 48 METER
LOKATION	: SALZGITTER	PLOT	: 0 BIS 48 METER
BOHRLOCH	: V 2	FILE	: 68/3
		PROGR.	: WP620.GR17K PLOT 08-11-90
		ADM	: 401 SPC : -1
BEZUG	: DKS		
HOEHE NN	: -343		
ROHRSCHUH	: -		
NENNWEITE	: 146		
PUMPRATE	: .		
ENDTEUFE	: 0	ENDZEIT	: 13.35
STARTTEUFE	: 48	STARTZEIT	: 13.17
SONDE	: GRF		
BEMERKUNGEN	OK		



Gamma-Ray-Log



Kaliber-Log

Abb. A 1 - 6.19

Gamma - Ray - Log und
 8 - Arm - Kaliber - Log
 Bohrung V2, Messungen vom 08.11.1990

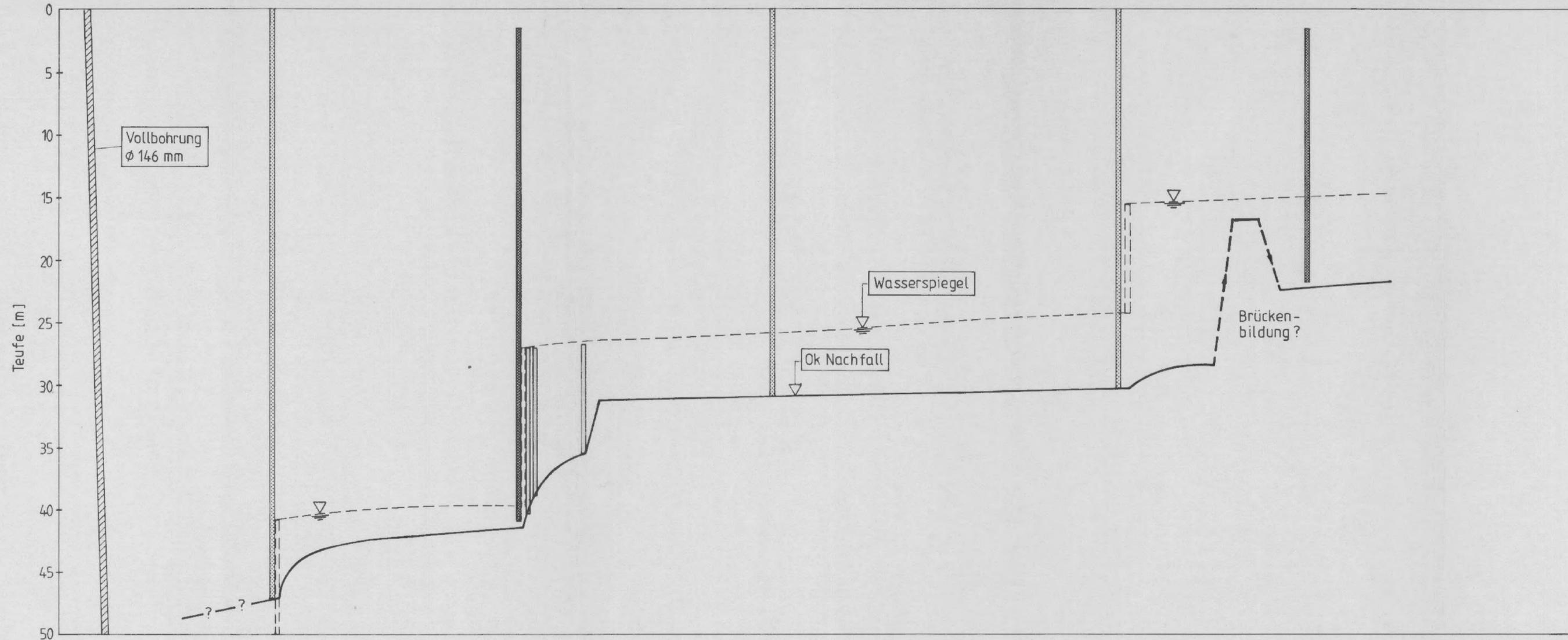


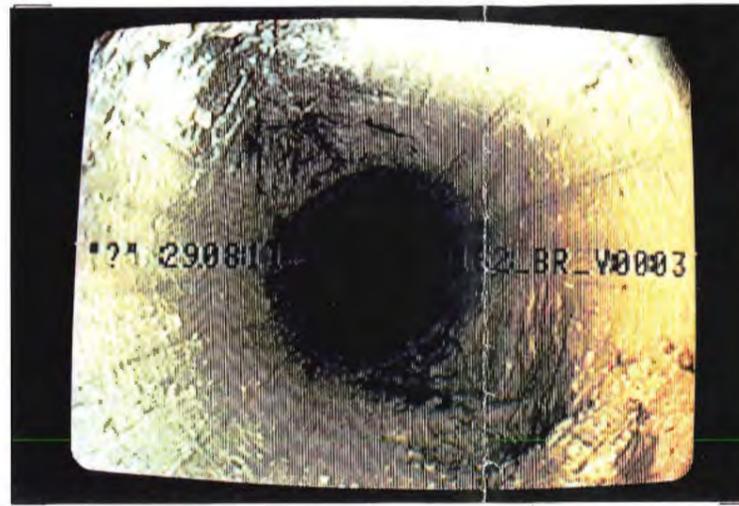
Abb. A 1 - 6.20

Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls
Bohrung V3

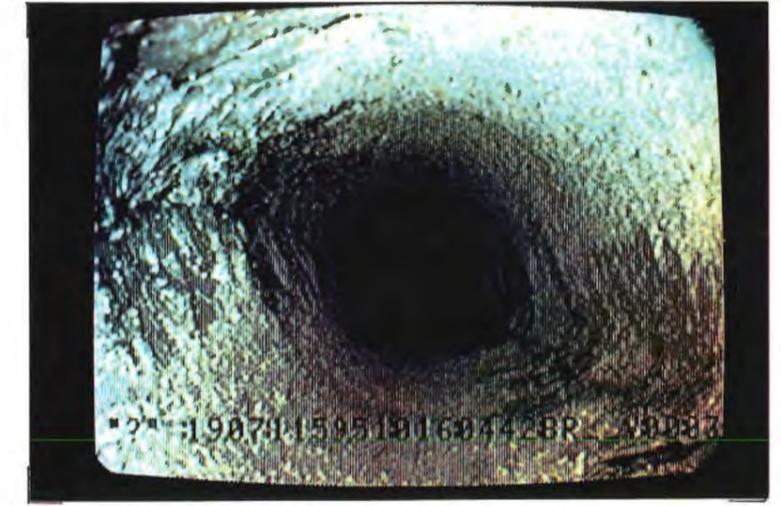
Datum	2.	'9.	'16.	'23.	'30.	'6.	'13.	'20.	'27.	'3.	'10.	'17.	'24.	1.	'8.	'15.	'22.	'29.																	
			JULI 1990				AUGUST				SEPTEMBER				OKTOBER																				
Bohren	04.07	05.07																																	
Befüllung (Hils-Wasser)				①	11.07					②	08.08.						③	26.09																	
θ-Arm-Kaliberlog																		08.08.				10.10													
Televiwer-Messung																		08.08	09.08	13.08															
																		(2 Mess.)	(3 Mess.)	(1 Mess.)															
TV-Sondierung																		19.07								29.08.						25.09			



8,60 m (29.08.)



16,20 m (29.08.)



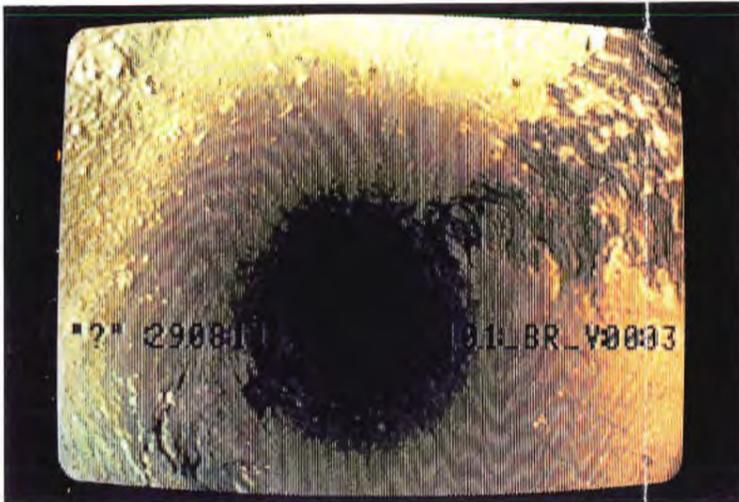
44,20 m (19.07.)

Bem.: Teufenangabe bezieht sich auf die Kameravorderkante

Sondierungen am 19.07. und 29.08.1990

Abb. A I - 6.21

Fotos zu den Fernsehsondierungen Bohrung V3



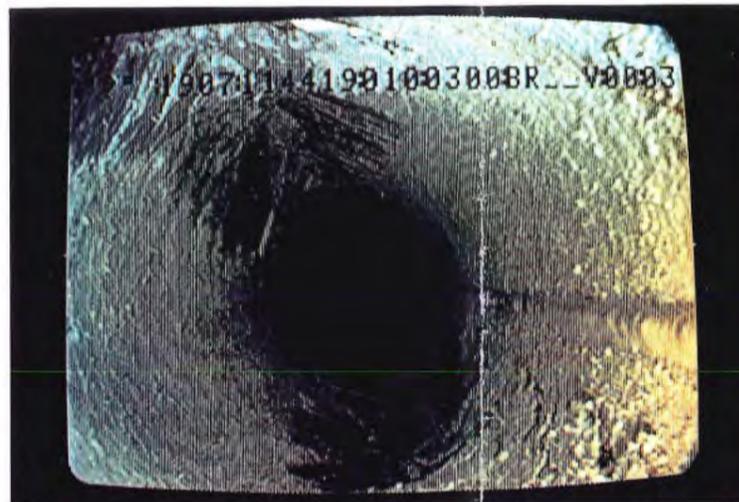
10,10 m (29.08.)



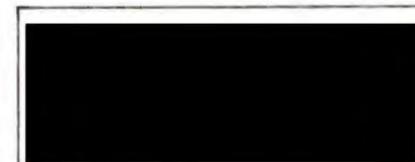
24,70 m (29.08.)



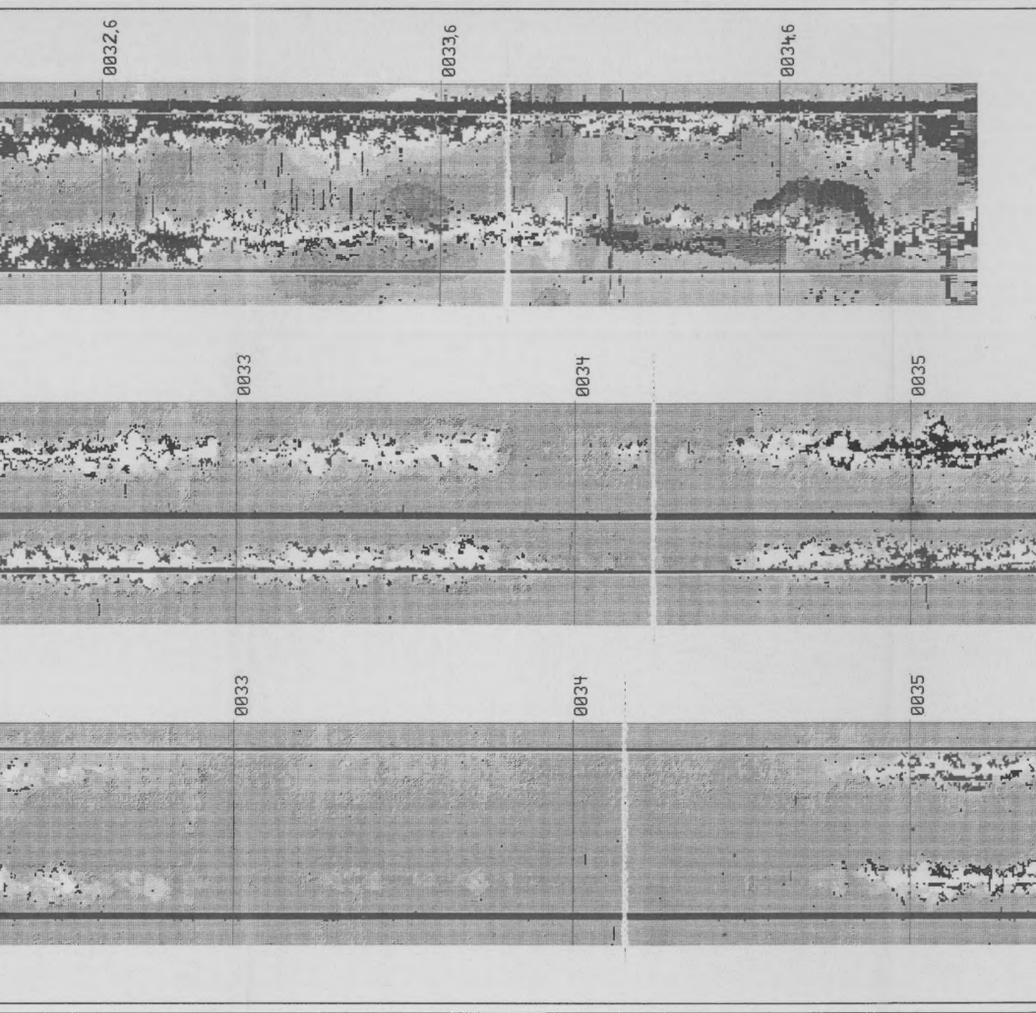
15,60 m (29.08.)



30,00 m (19.07.)



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



0032,6

0033,6

0034,6

0033

0034

0035

0033

0034

0035

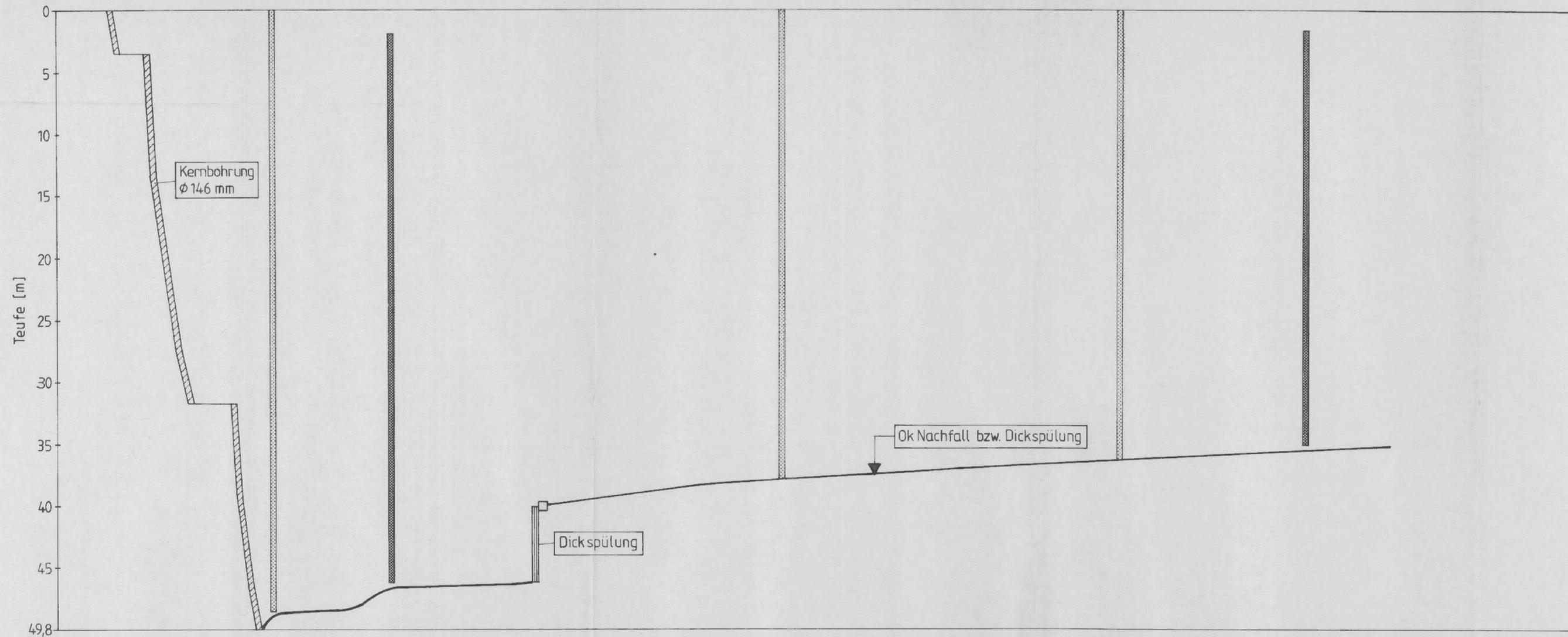
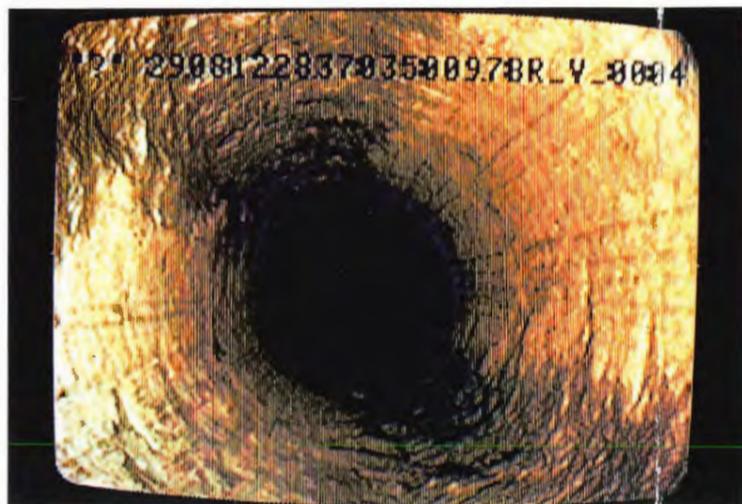


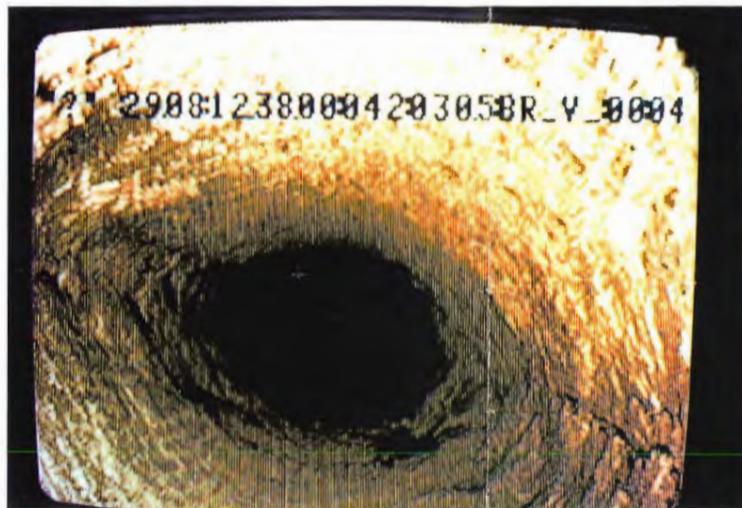
Abb. A 1 - 6.23

Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls
Bohrung V4

Datum	2.	'9.	'16.	'23.	'30.	'6.	'13.	'20.	'27.	'3.	'10.	'17.	'24.	'1.	'8.	'15.	'22.	'29.
	JULI 1990				AUGUST				SEPTEMBER				OKTOBER					
Bohren	06.07	09.07	13.07	16.07	18.07													
Befüllung (Dickspülg.)							08.08											
8-Arm-Kaliberlog						28.07										10.10		
Televiever-Messung							08.08	Messung ohne Erfolg Sonde dringt nicht in die Dickspülung ein										
TV-Sondierung			19.07						29.08				25.09					



9,70 m (29.08.)



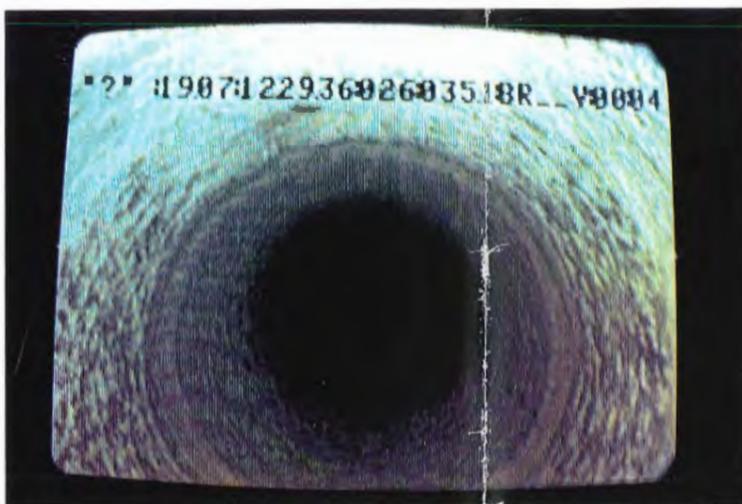
30,50 m (29.08.)



37,20 m (29.08.)



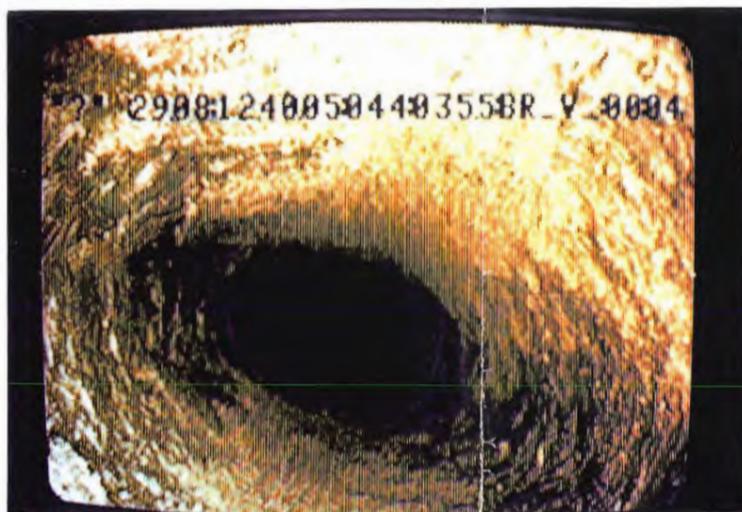
16,30 m (29.08.)



35,10 m (19.07.)



30,00 m (19.07.)

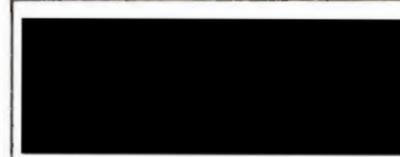


35,50 (29.08.)

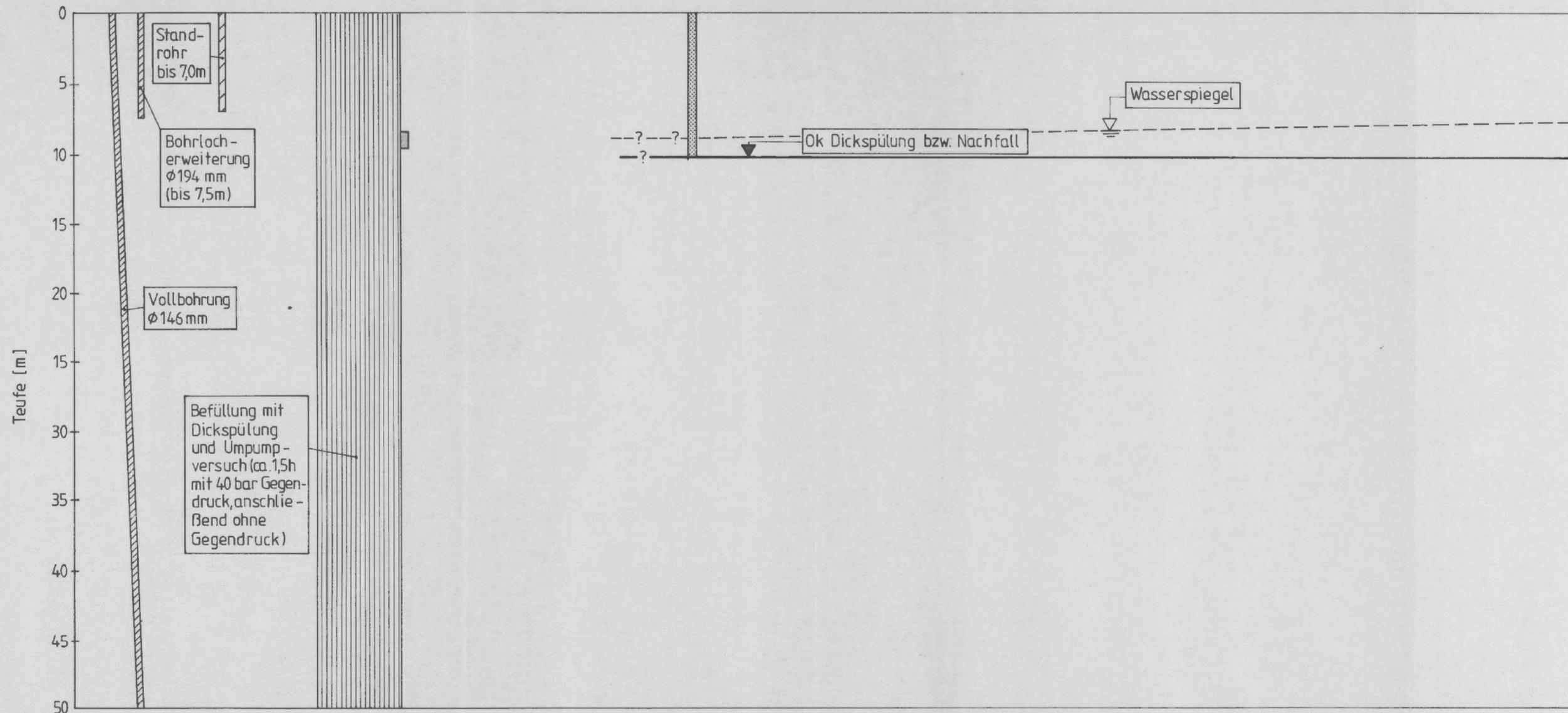
Bem.: Teufenangabe bezieht sich auf die
Kameravorderkante
Sondierungen am 19.07. und
29.08.1990

Abb. A 1 - 6.24

Fotos zu den Fernsehsondierungen
Bohrung V4



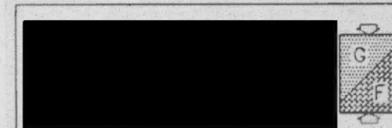
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



Datum	16. JULI 1990	23. JULI	30. JULI	16. AUGUST	13. AUGUST	20. AUGUST	27. AUGUST	3. SEPTEMBER	10. SEPTEMBER	17. SEPTEMBER	24. SEPTEMBER	1. OKTOBER	8. OKTOBER	15. OKTOBER	22. OKTOBER	29. OKTOBER
Bohren	18.07.	20.07.	26.07.													
Befüllung (Dickspülung)				02.08.												
8-Arm-Kaliberlog																
Televiwer-Messung					08.08.											
TV-Sondierung																29.08.

Abb. A 1 - 6.25

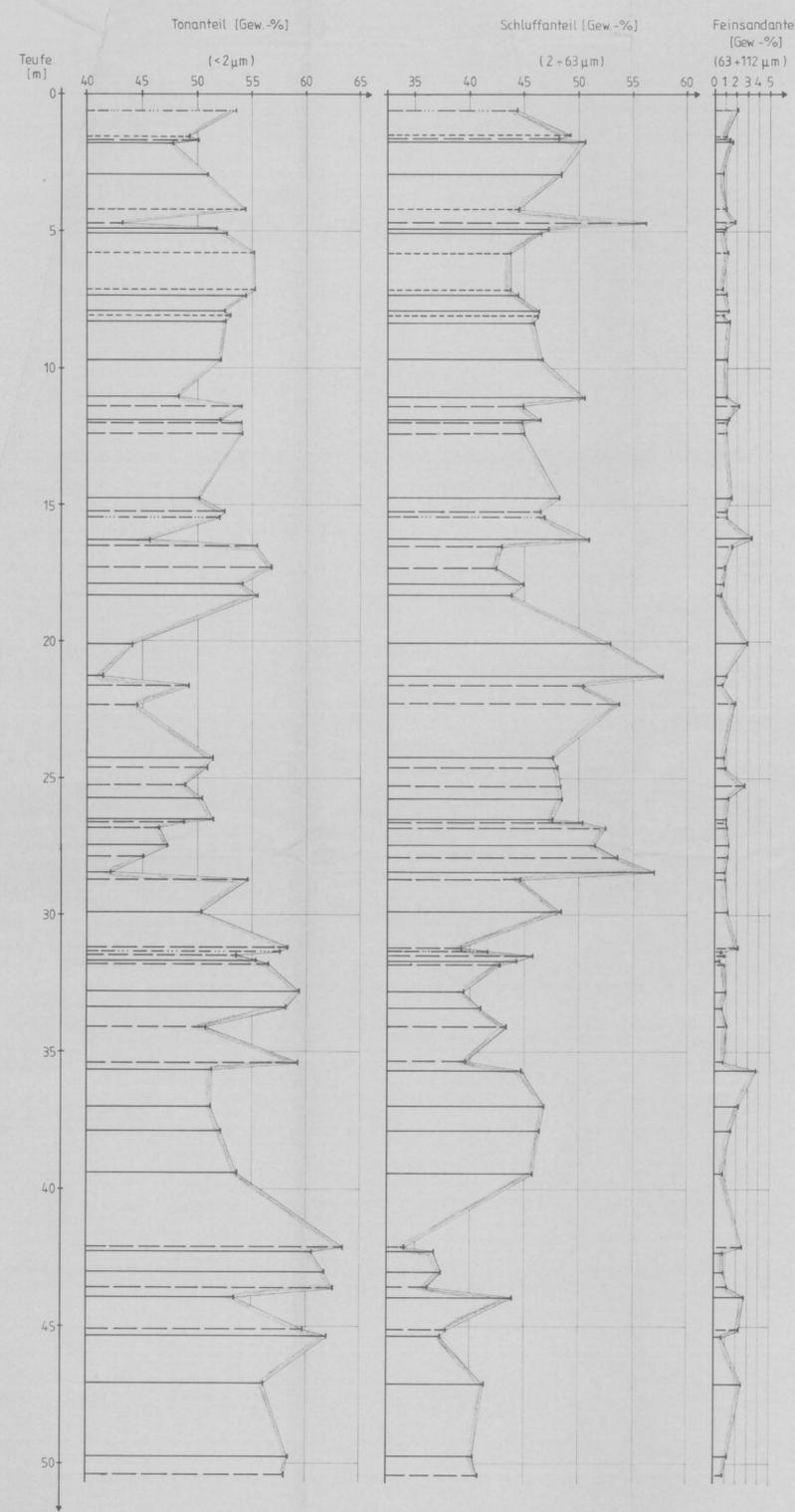
Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls
Bohrung V1a



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

Verteilung der Korngrößen über die Teufe

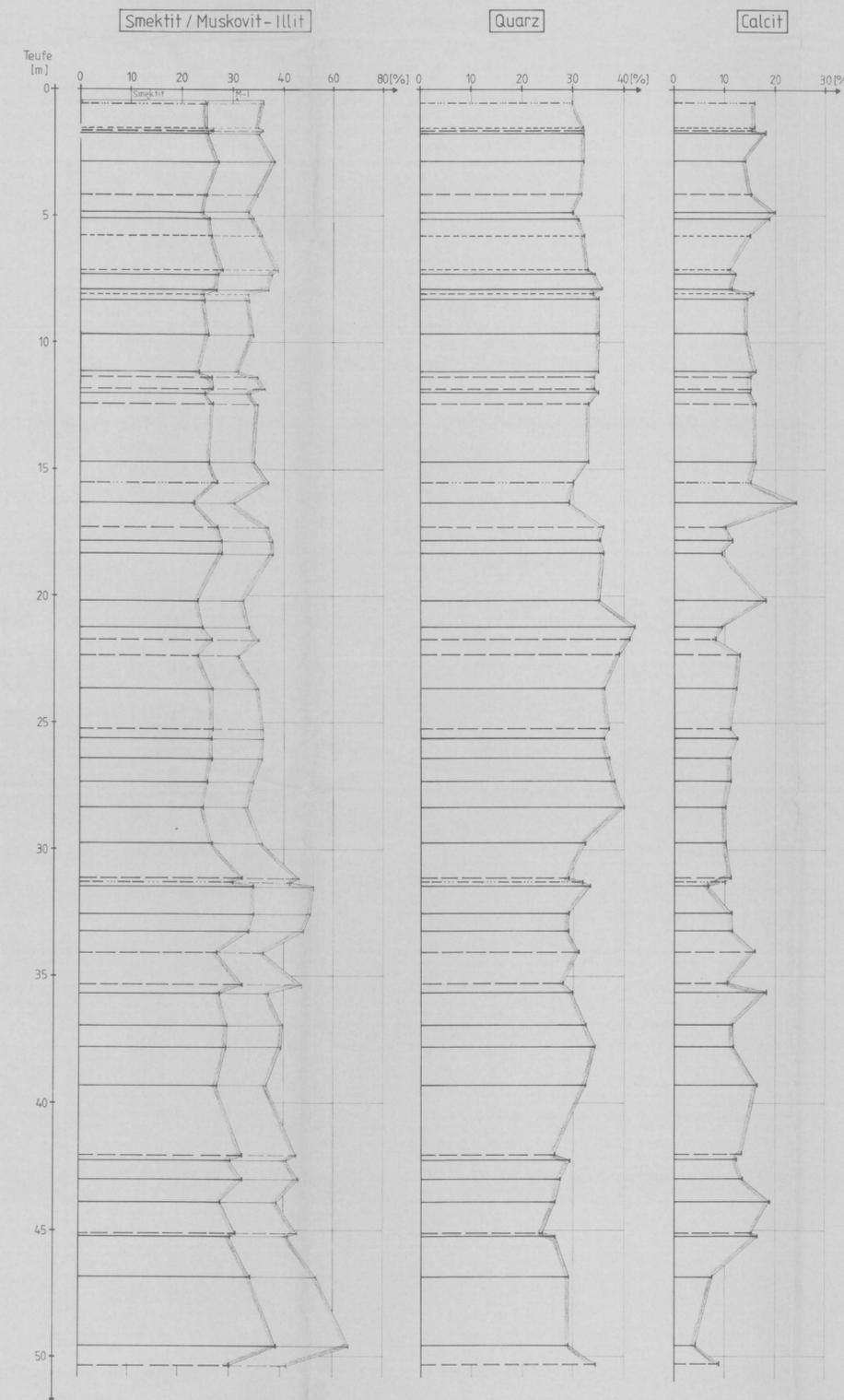
(Parallelisierung der Bohrungen V1, V2, V4 und V5)



Legende:
 — Proben aus V4
 - - - Proben aus V2
 - · - · Proben aus V1
 - · - · Proben aus V5

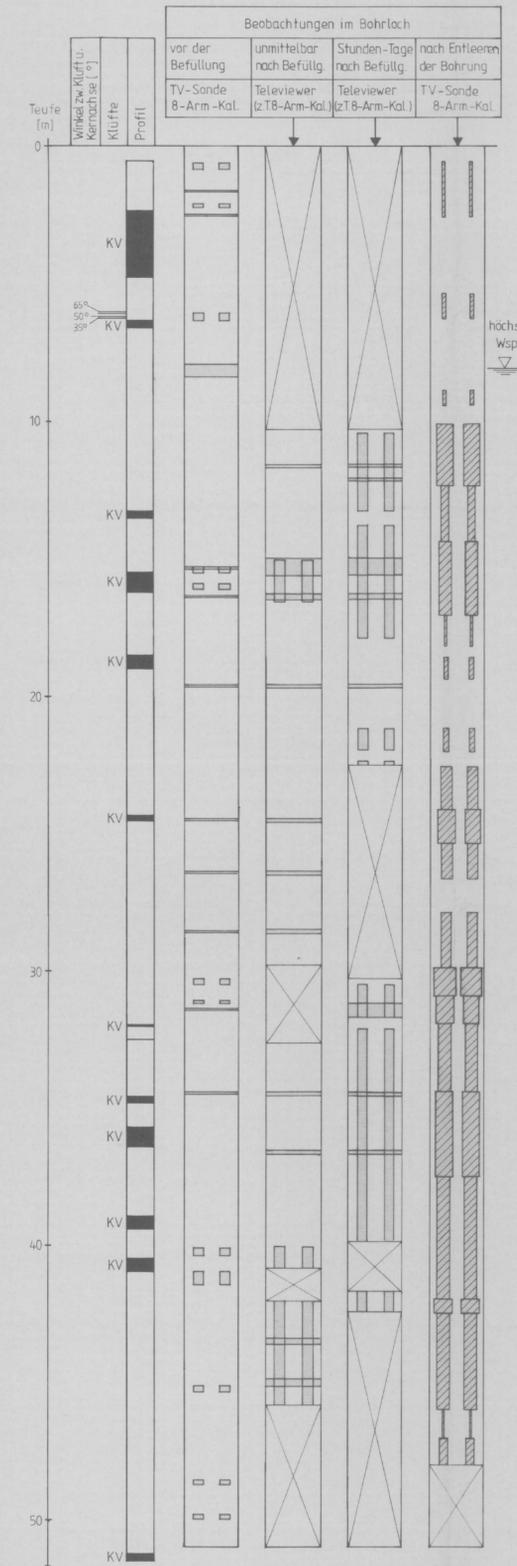
Verteilung der mineralogischen Haupt- und NebenkompONENTEN über die Teufe

(Parallelisierung der Bohrungen V1, V2, V4 und V5)



Kernbohrung V2

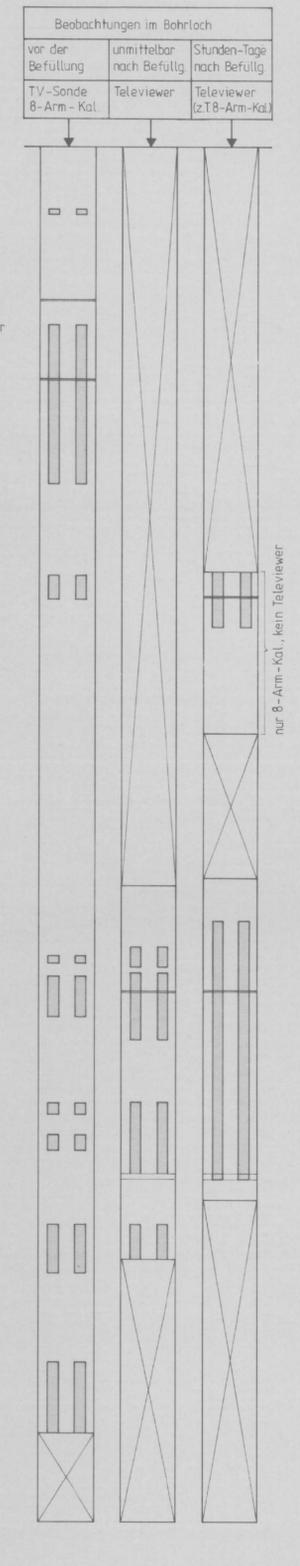
Befüllung mit Süßwasser



Legende:
 [Symbol] kleinere, gleichmäßig über den Umfang verteilte Auskesselung ($\Delta\phi=1-3\text{cm}$)
 [Symbol] parallel zum Bohrloch verlaufende, gegenüberliegende Ausbrüche (i.a. E-W-Orientierung) ohne Angabe zur Ausbruchsgröße
 [Symbol] parallel zum Bohrloch verlaufende gegenüberliegende Ausbrüche (i.a. E-W-Orientierung) mit qualitativer Angabe der Ausbruchsgröße
 [Symbol] parallel zum Bohrloch verlaufende gegenüberliegende Ausbrüche bzw. elliptische Bohrlochform (i.a. E-W-Orientierung) mit qualitativer Angabe der Ausbruchsgröße
 [Symbol] keine nennenswerten Beschädigungen der Bohrlochwandung
 [Symbol] in Messungen nicht erfassbare Bereiche (mit Nachfall verfüllt oder Meßreinigung nicht verfügbar)

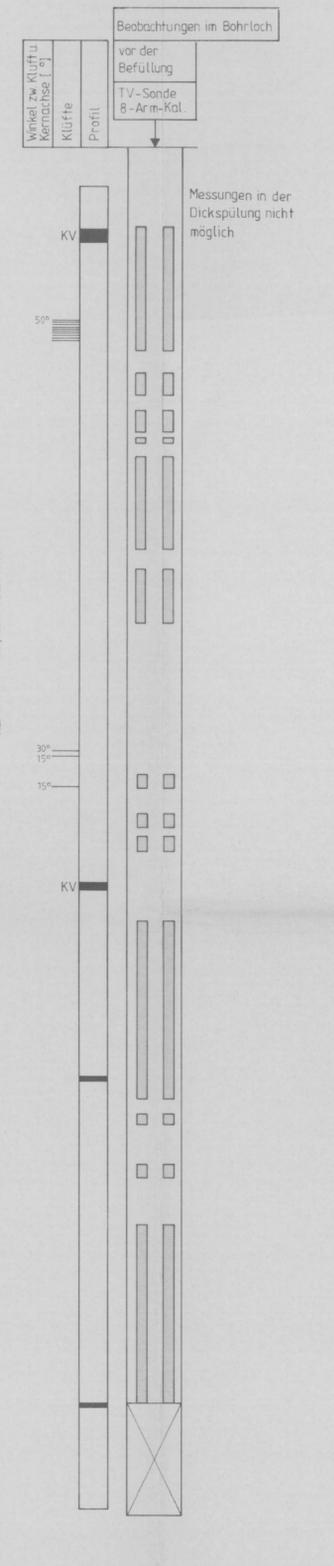
Vollbohrung V3

Befüllung mit Hilfswasser



Kernbohrung V4

Befüllung mit Dickspülung



Kernbohrung V5

ohne Befüllung

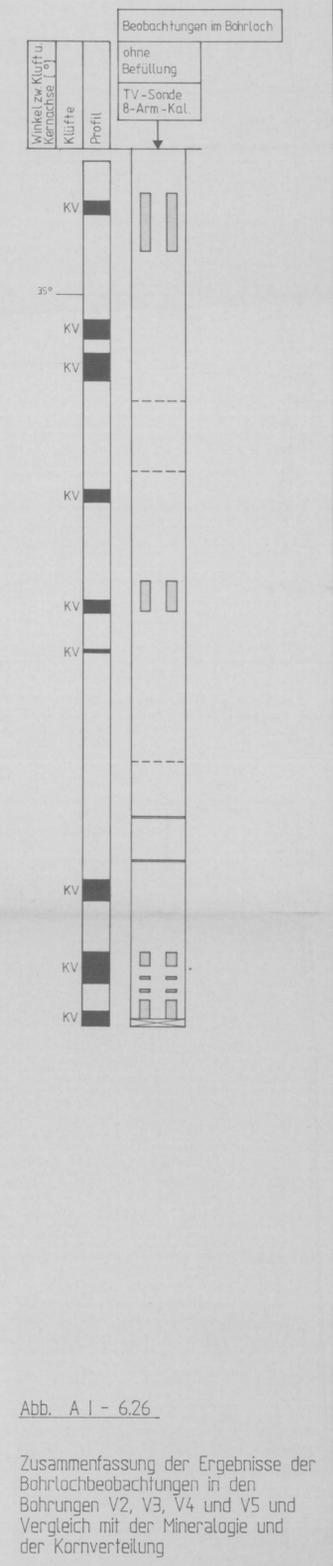


Abb. A 1 - 626
 Zusammenfassung der Ergebnisse der Bohrlochbeobachtungen in den Bohrungen V2, V3, V4 und V5 und Vergleich mit der Mineralogie und der Kornverteilung



Endlager Konrad
Schachtverfüllung / Alte Bohrungen

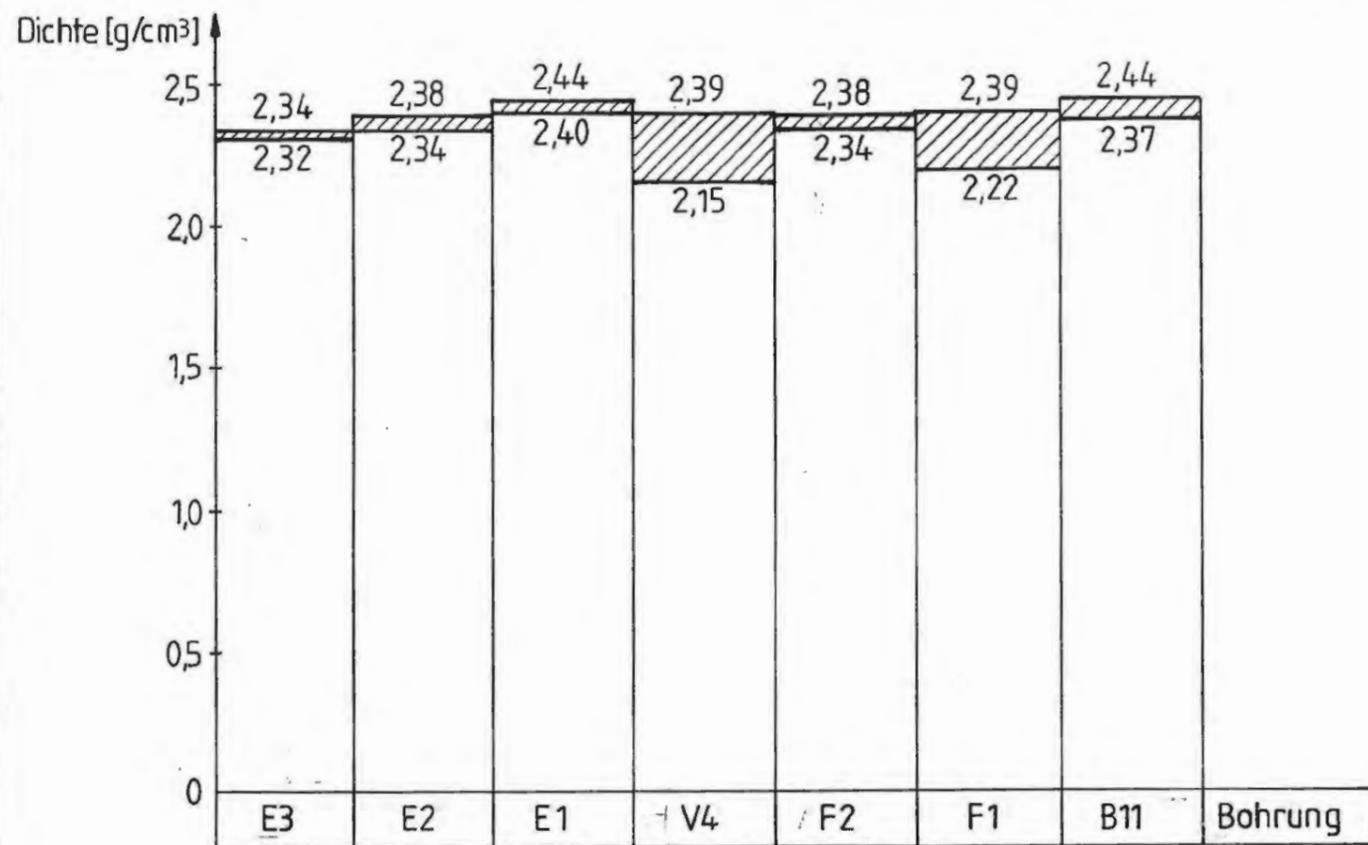
Bericht Teil AI
Ergebnisse des Untersuchungsprogramms
im Bereich der Unterkreide
(343 m-Sohle)

Abbildungen AI-7.1 bis AI-12.1

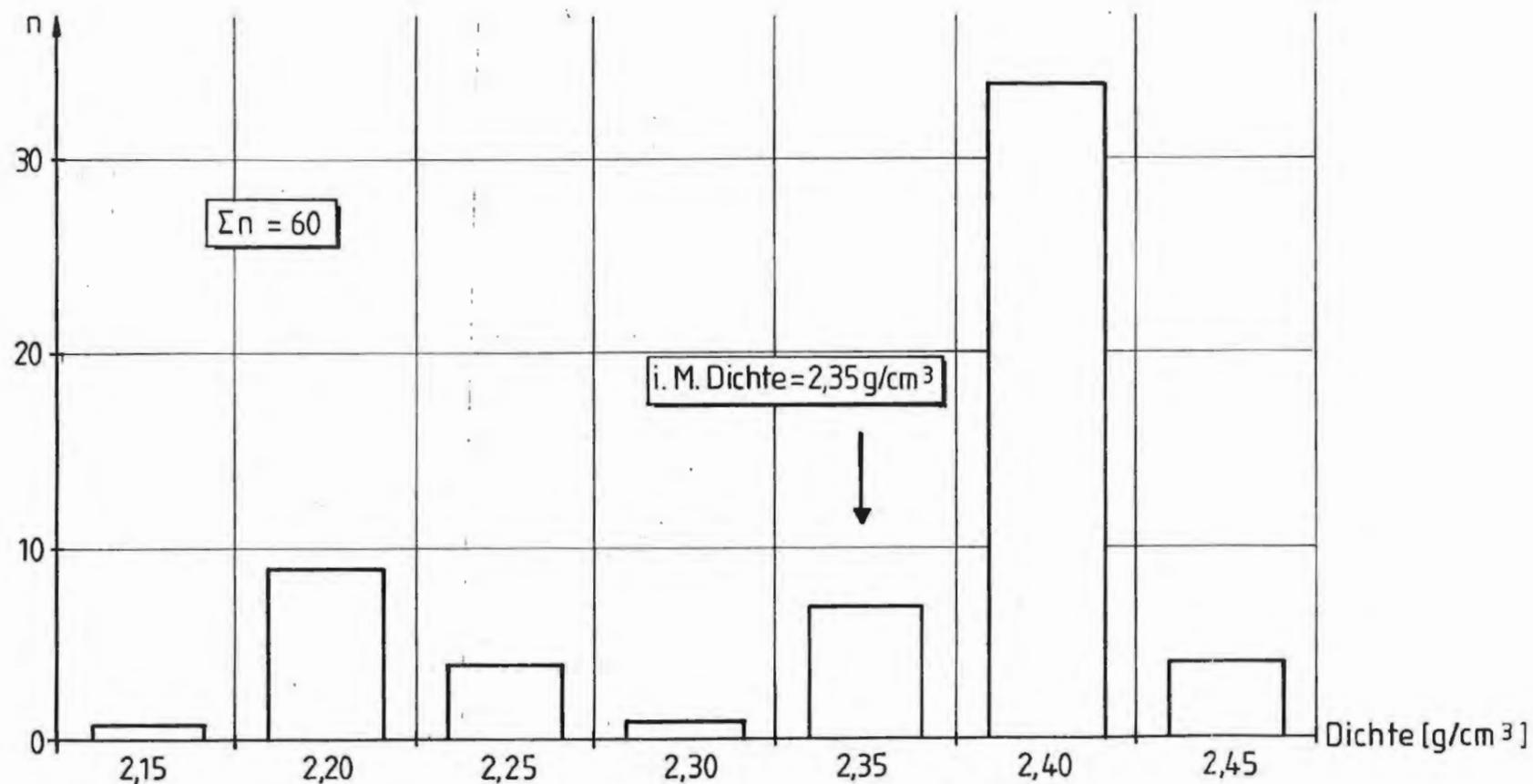
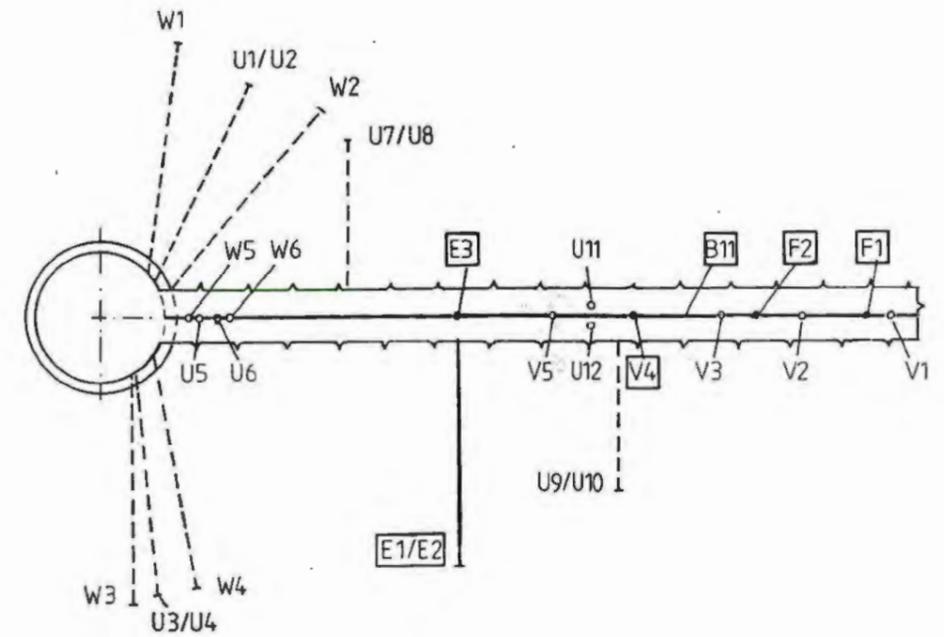
Aachen, den 22.03.1991

Der Bericht wurde im Auftrag des Bundesamtes für Strahlenschutz (BfS) erstellt. Das BfS behält sich alle Rechte vor. Insbesondere darf dieser Bericht nur mit Zustimmung des BfS zitiert, ganz oder teilweise vervielfältigt bzw. Dritten zugänglich gemacht werden.

Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Funktion	Komponente	Baugruppe	Aufgabe	UA	Lfd.Nr.	Rev.
NAAN	NNNNNNNNNN	NNNNNN	NNAAANN	AANNNA	AANN	XAAXX	AA	NNNN	NN
9K	35215					GH 82	0007	00	



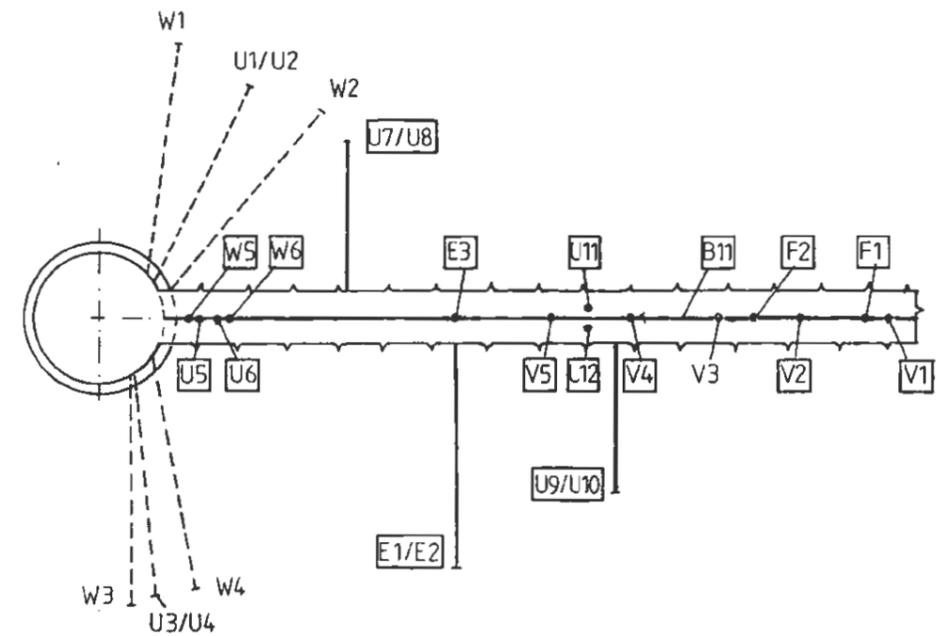
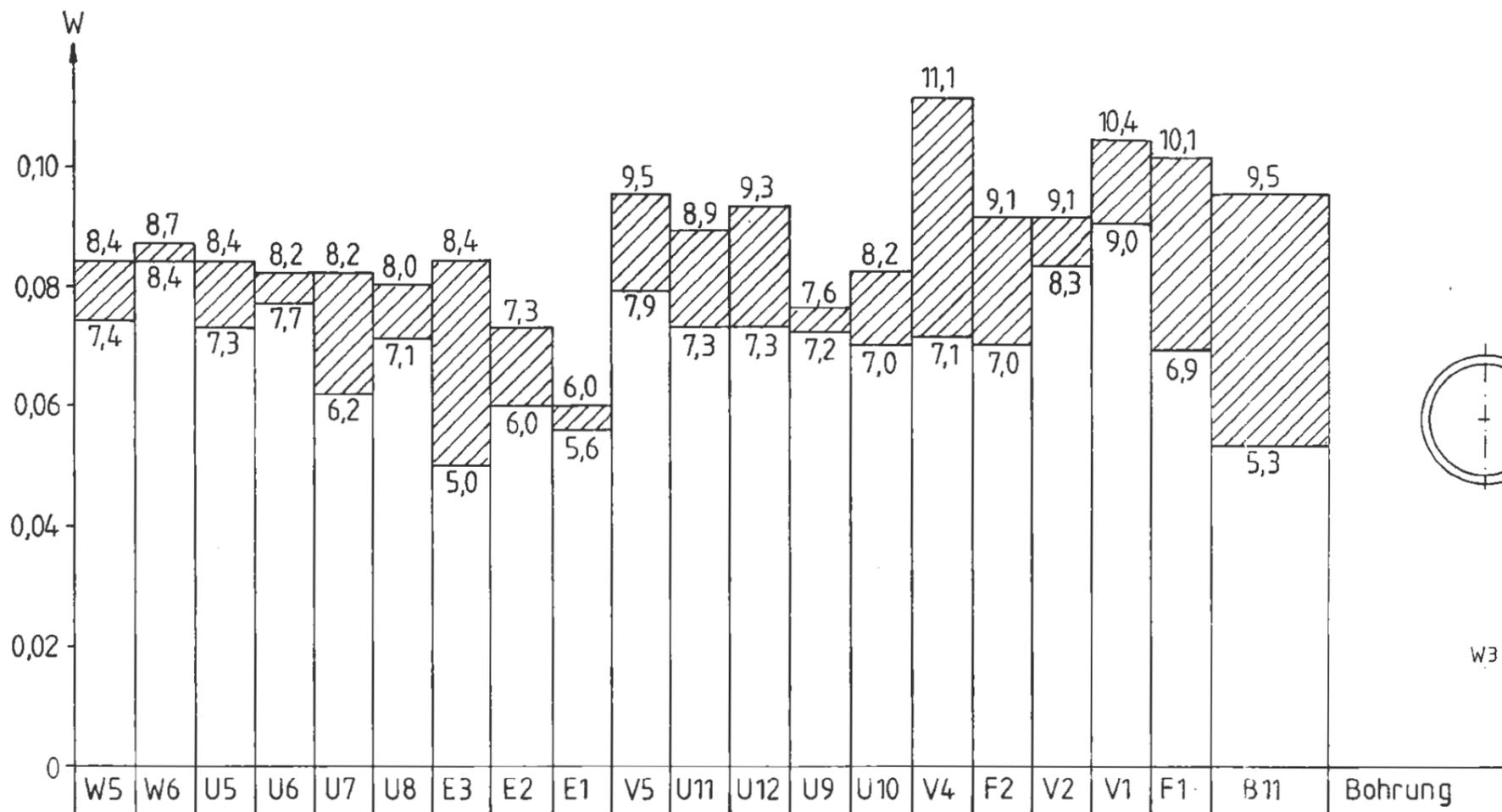
Streubereich für die in den einzelnen Bohrungen ermittelten Gesteinsdichten



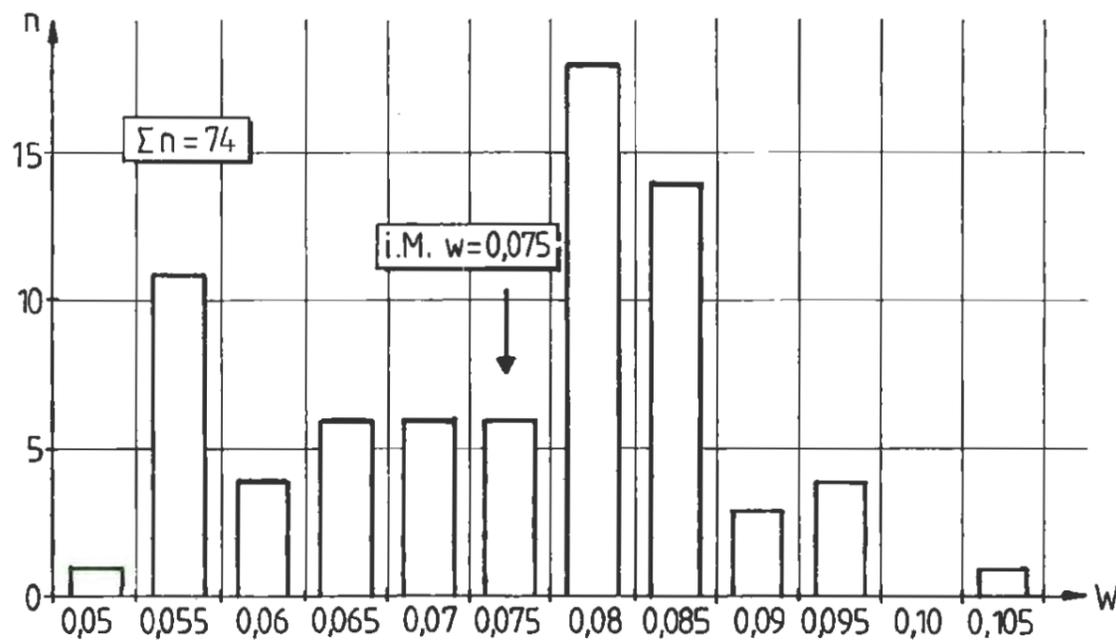
Häufigkeitsverteilung aller ermittelten Gesteinsdichten

Abb. A I - 7.1

Streubereich und Häufigkeitsverteilung der Gesteinsdichte (Feuchtdichte)



Streubereiche für die in den einzelnen Bohrungen ermittelten Wassergehalte



Häufigkeitsverteilung aller am Institut für Grundbau der RWTH Aachen ermittelten Wassergehalte

Abb. A 1 - 7.2

Streubereich und Häufigkeitsverteilung der Wassergehalte

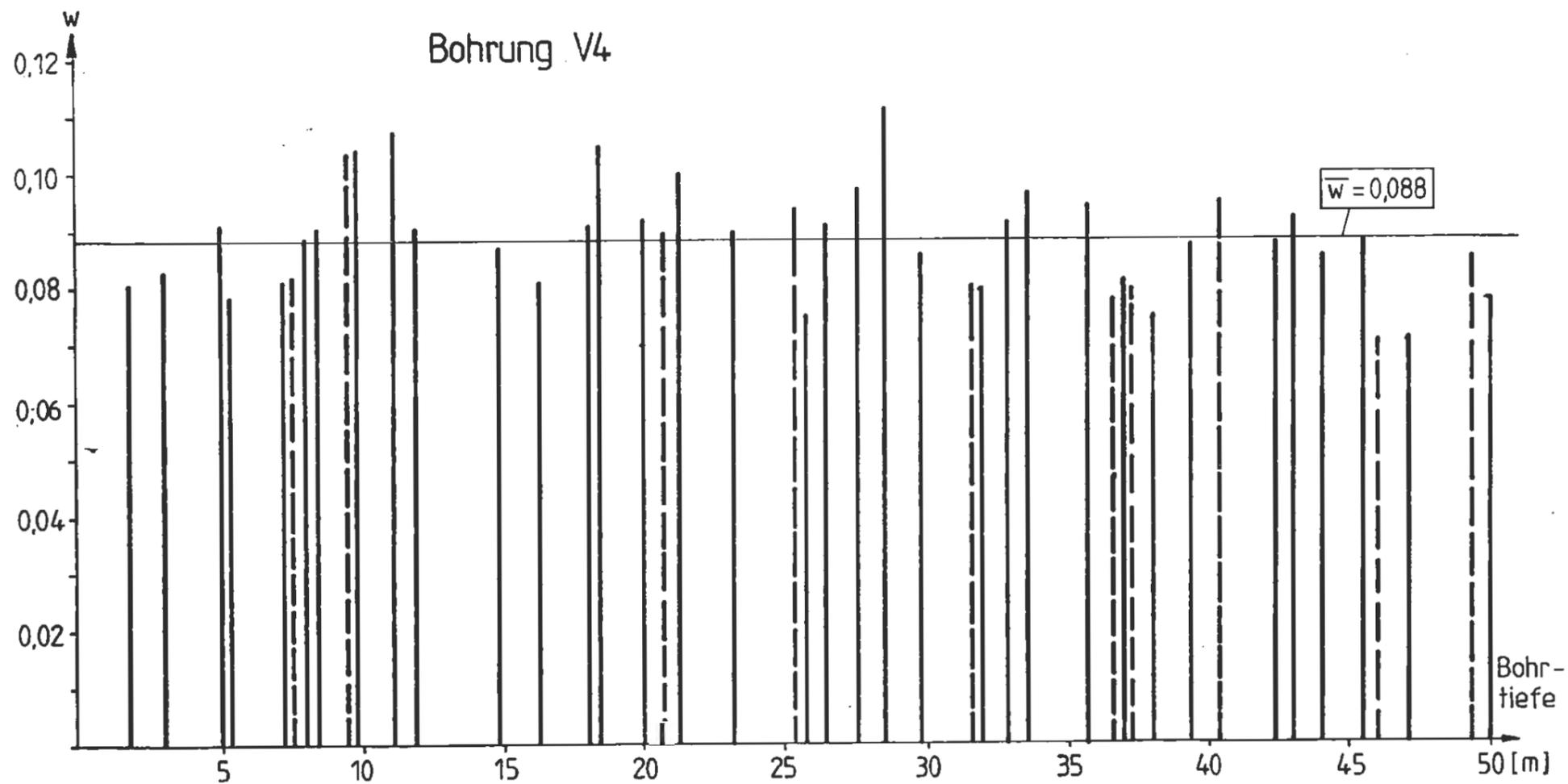
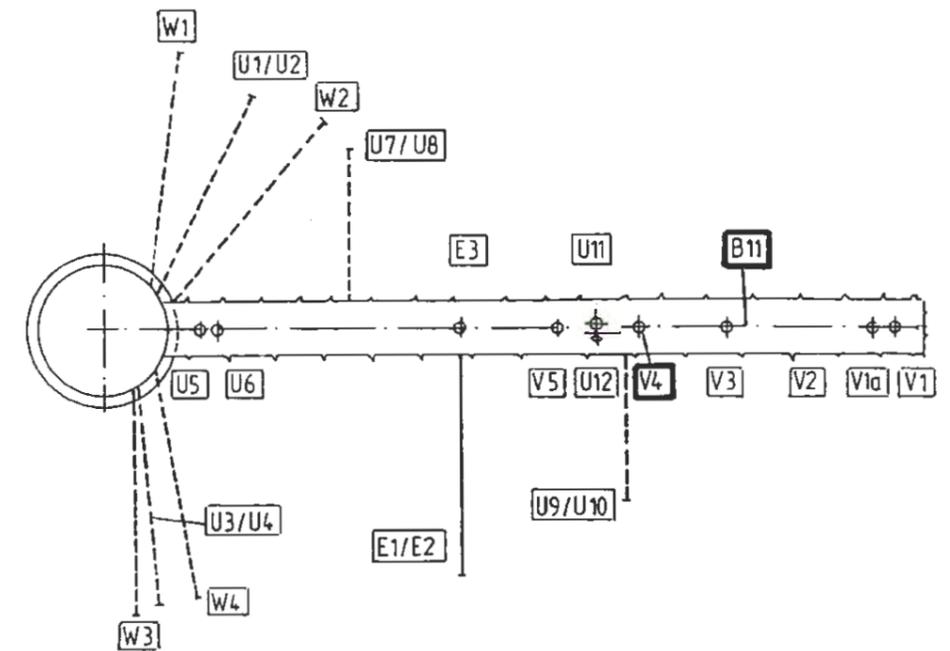
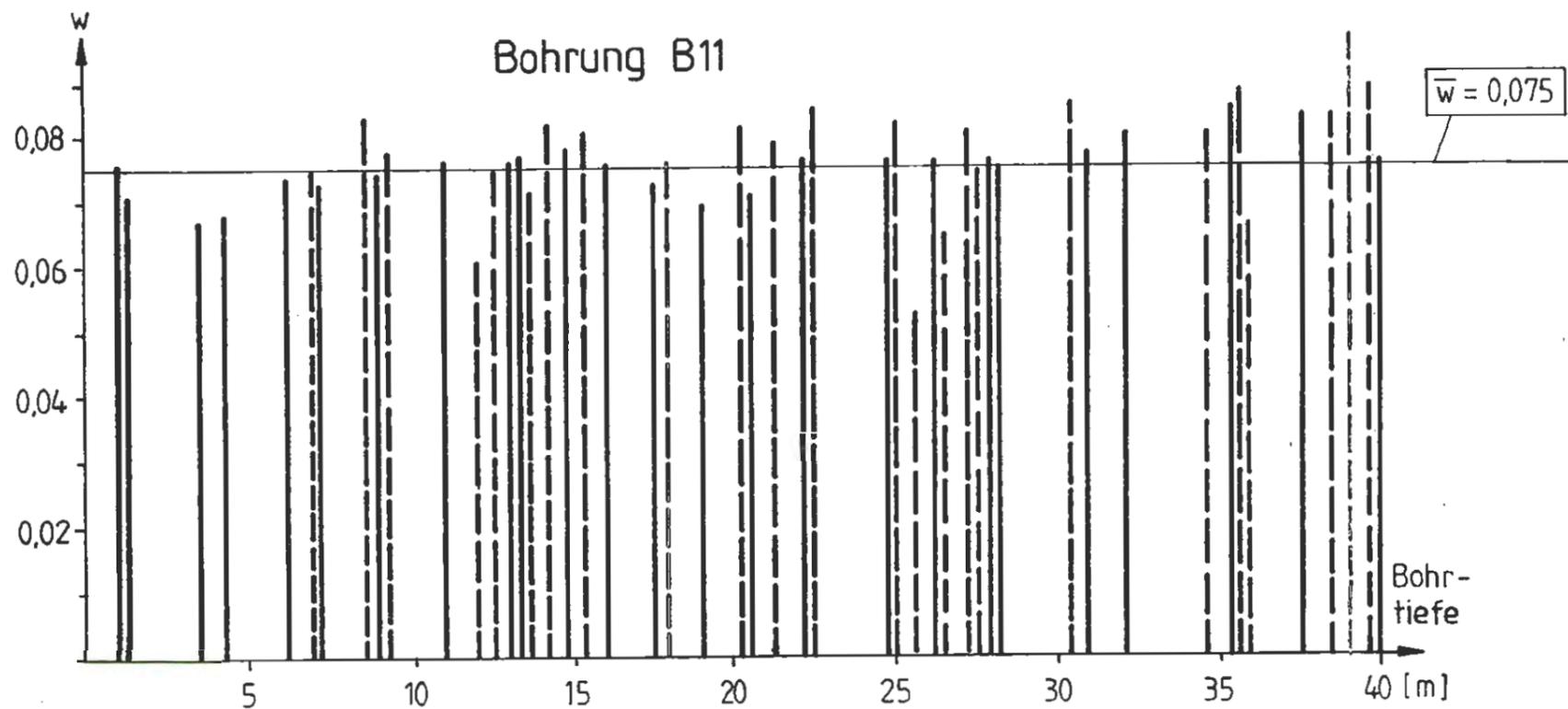


Abb. A 1 - 7.3

Wassergehalt der Proben aus den Bohrungen B11 und V4

- vom Institut für Grundbau der RWTH Aachen ermittelt
- von der BGR ermittelt



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 343m - Sohle

Proben - Nr.	Bohrtiefe [m]	Porenanteil n ¹⁾	Korndichte ρ_s ¹⁾ [g/cm ³]
1156/1	9,00 - 9,32	0,151	2,68
1156/2	9,00 - 9,32	0,165	2,67
1166/1	12,00 - 12,50	0,172	2,68
1166/2	12,00 - 12,50	0,172	2,69
Mittelwert		0,165	2,68

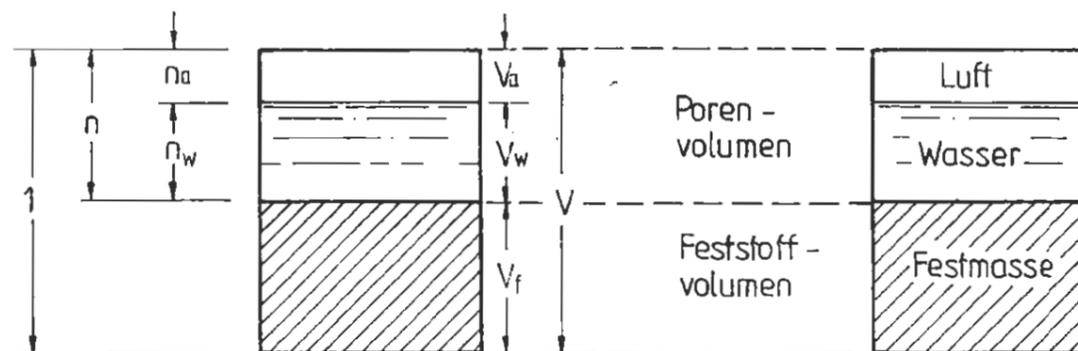
Anhand der Mittelwerte von n , ρ_s und w ermittelter Sättigungsgrad :

$$S_r = \bar{w} \cdot \frac{(1-\bar{n})}{\bar{n}} \cdot \frac{\bar{\rho}_s}{\rho_w} \approx 1,0$$

$$\bar{n} = 0,165, \quad \bar{\rho}_s = 2,68, \quad \bar{w} = 0,075$$

1) ermittelt mit dem Quecksilberhochdruckverfahren

Ermittlung des Sättigungsgrades



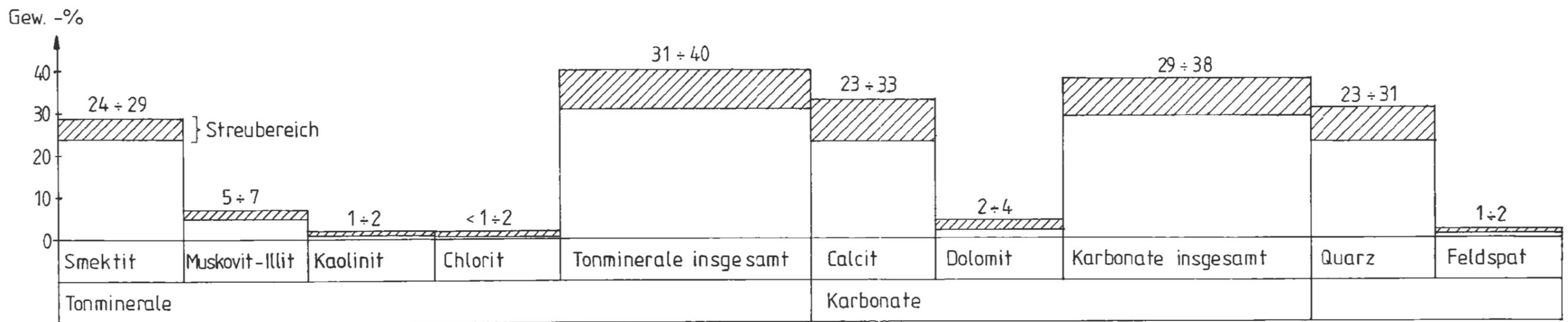
$$\frac{n_w}{1-n} = \frac{V_w}{V_f} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot w \Rightarrow n_w = w \cdot (1-n) \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

$$\Rightarrow S_r = \frac{n_w}{n} = w \cdot \frac{(1-n)}{n} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad \text{mit } \rho_w = 1 \text{ g/cm}^3 \text{ (Dichte des Wassers)}$$

Abb. A 1 - 7.4

Porenanteil, Korndichte und Sättigungsgrad von Proben aus der Vorbohrung B11





Gewichtsanteile der mineralogischen Haupt- und Nebenkomponten mit Streubereich

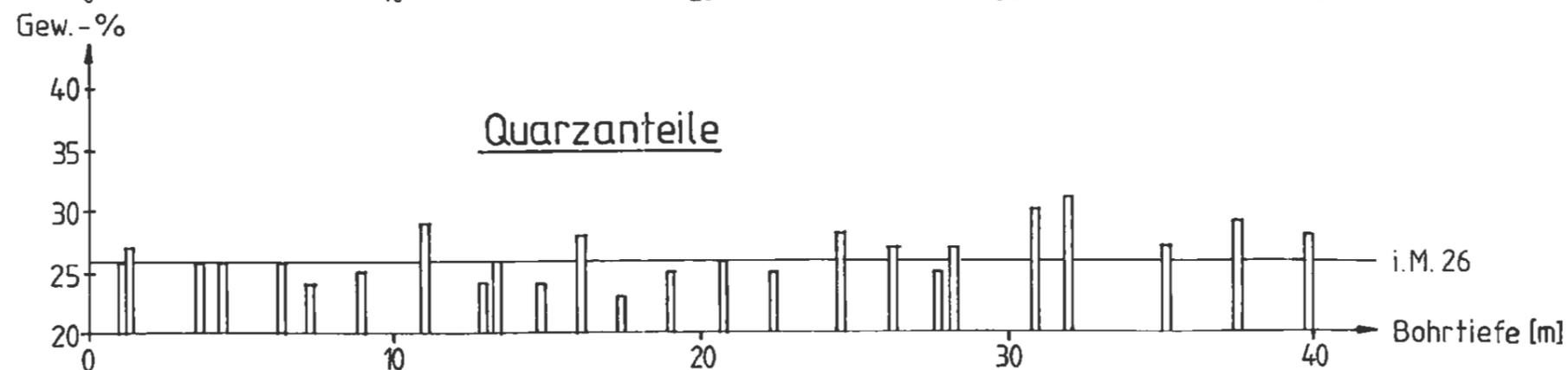
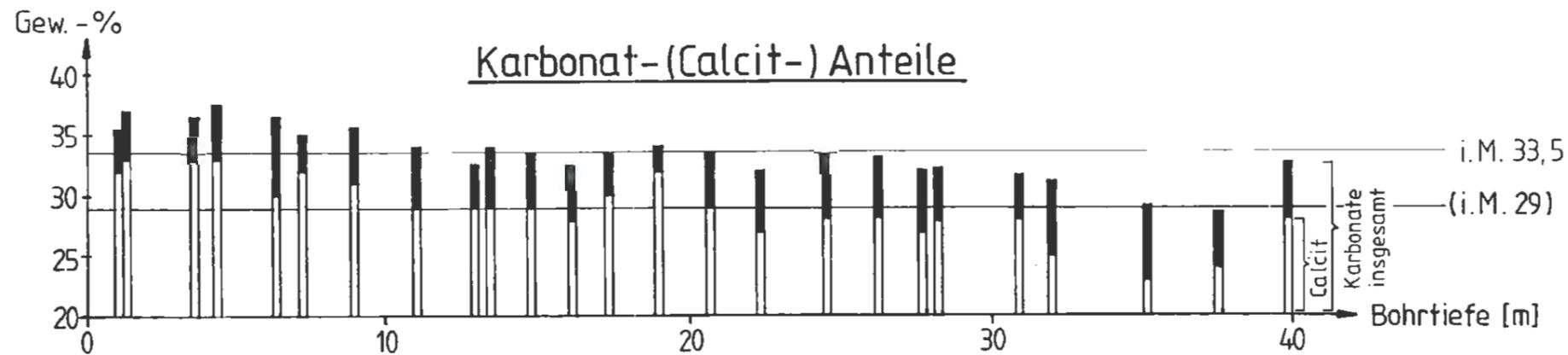
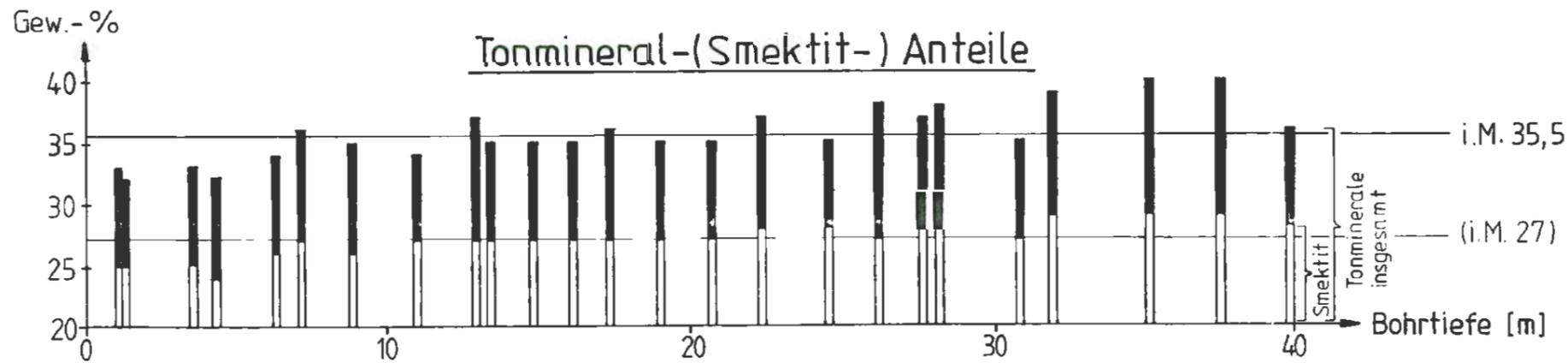


Abb. A 1 - 7.5

Mineralogische Zusammensetzung der Proben aus der Vorbohrung B11

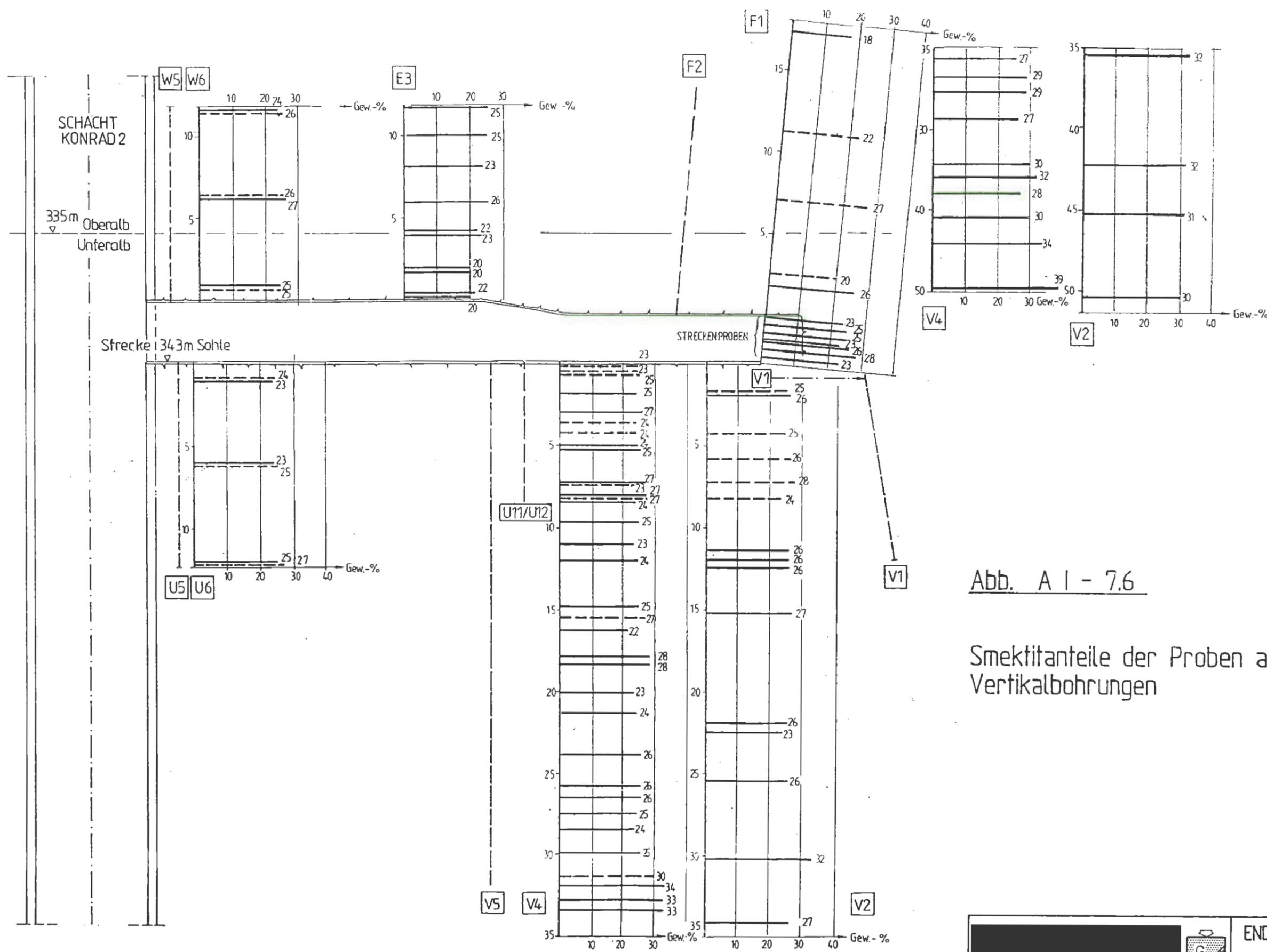


Abb. A 1 - 7.6

Smektitanteile der Proben aus den Vertikalbohrungen

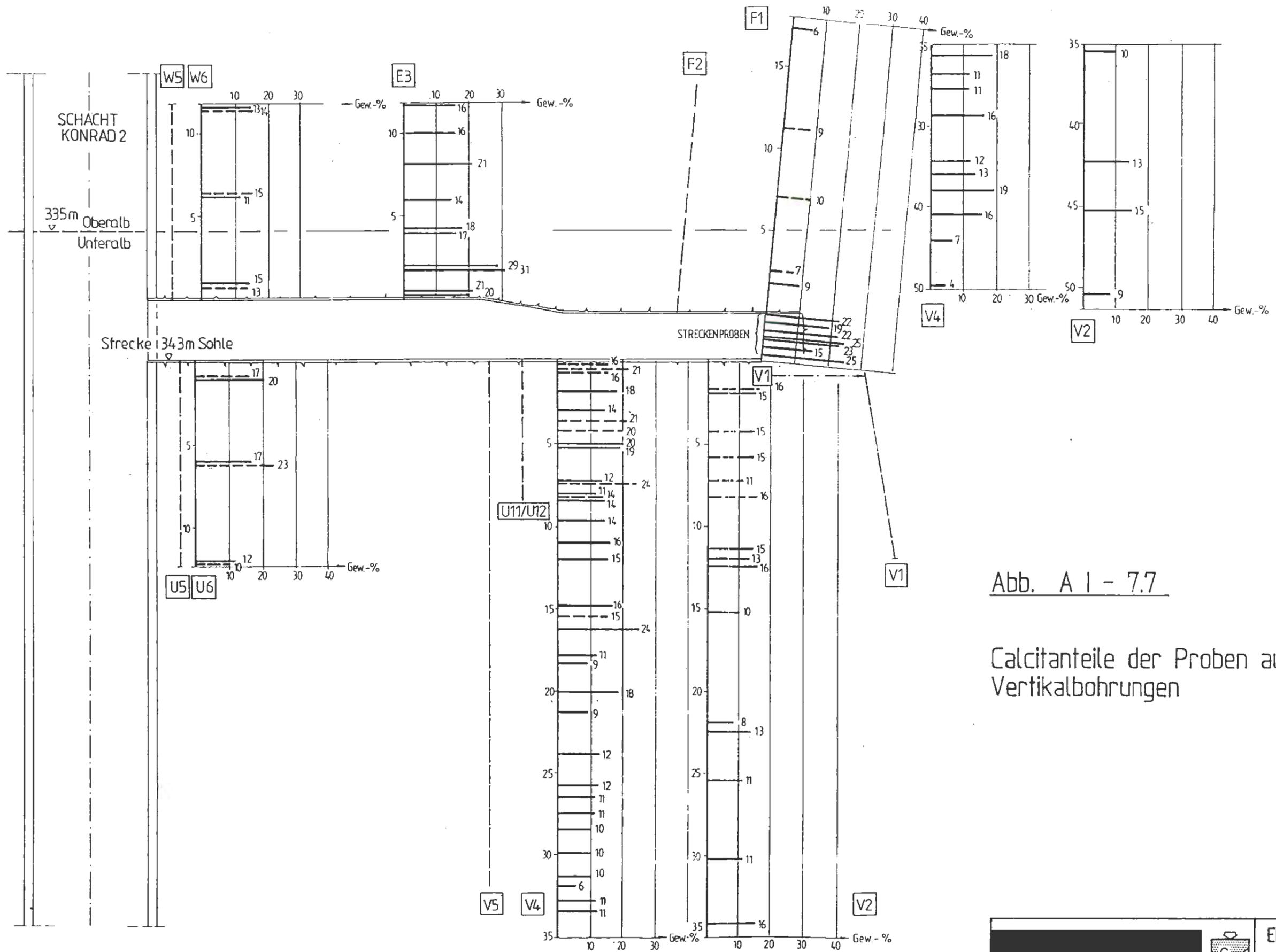


Abb. A 1 - 7.7

Calcitanteile der Proben aus den Vertikalbohrungen

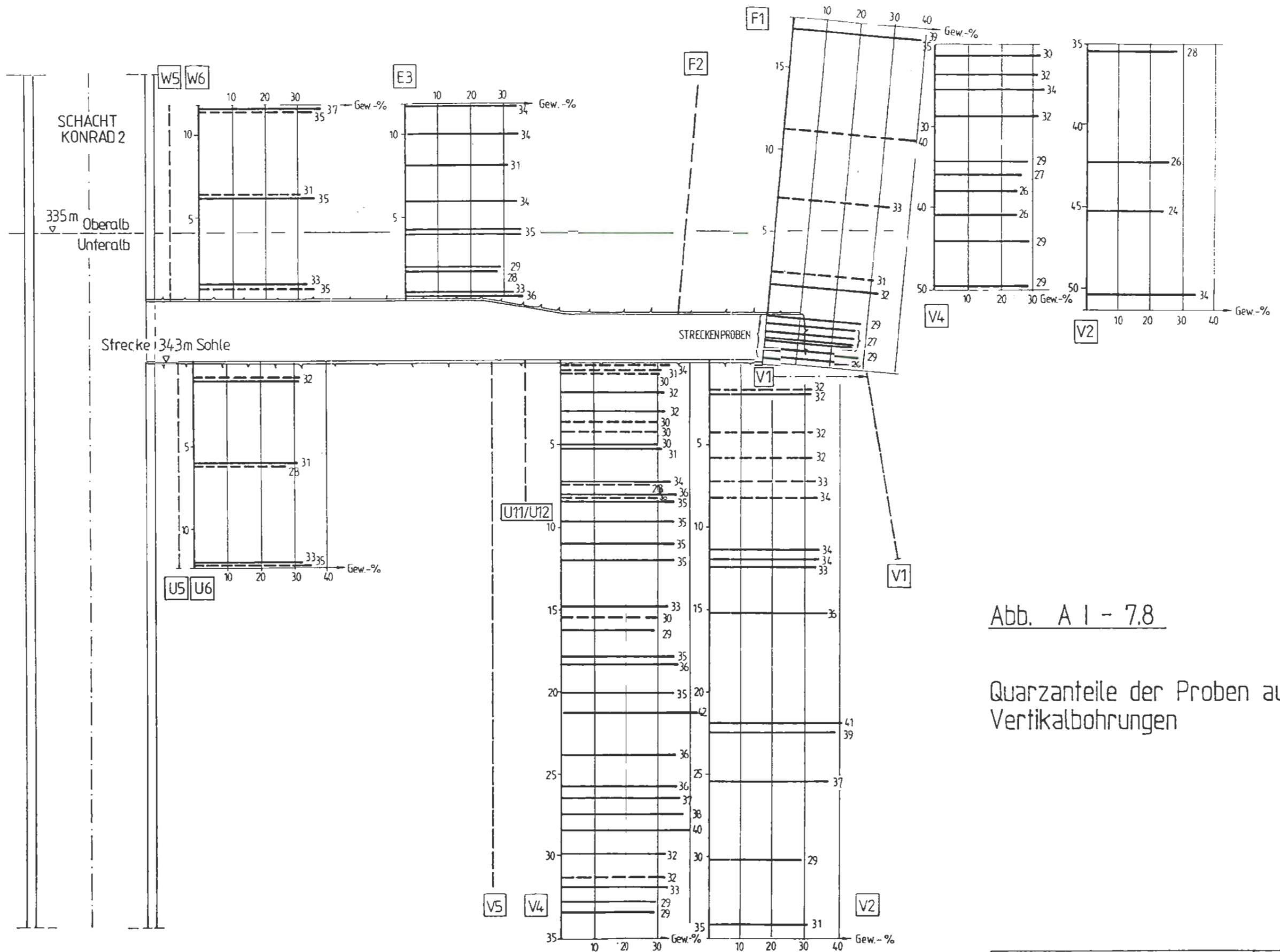


Abb. A 1 - 7.8

Quarzanteile der Proben aus den Vertikalbohrungen

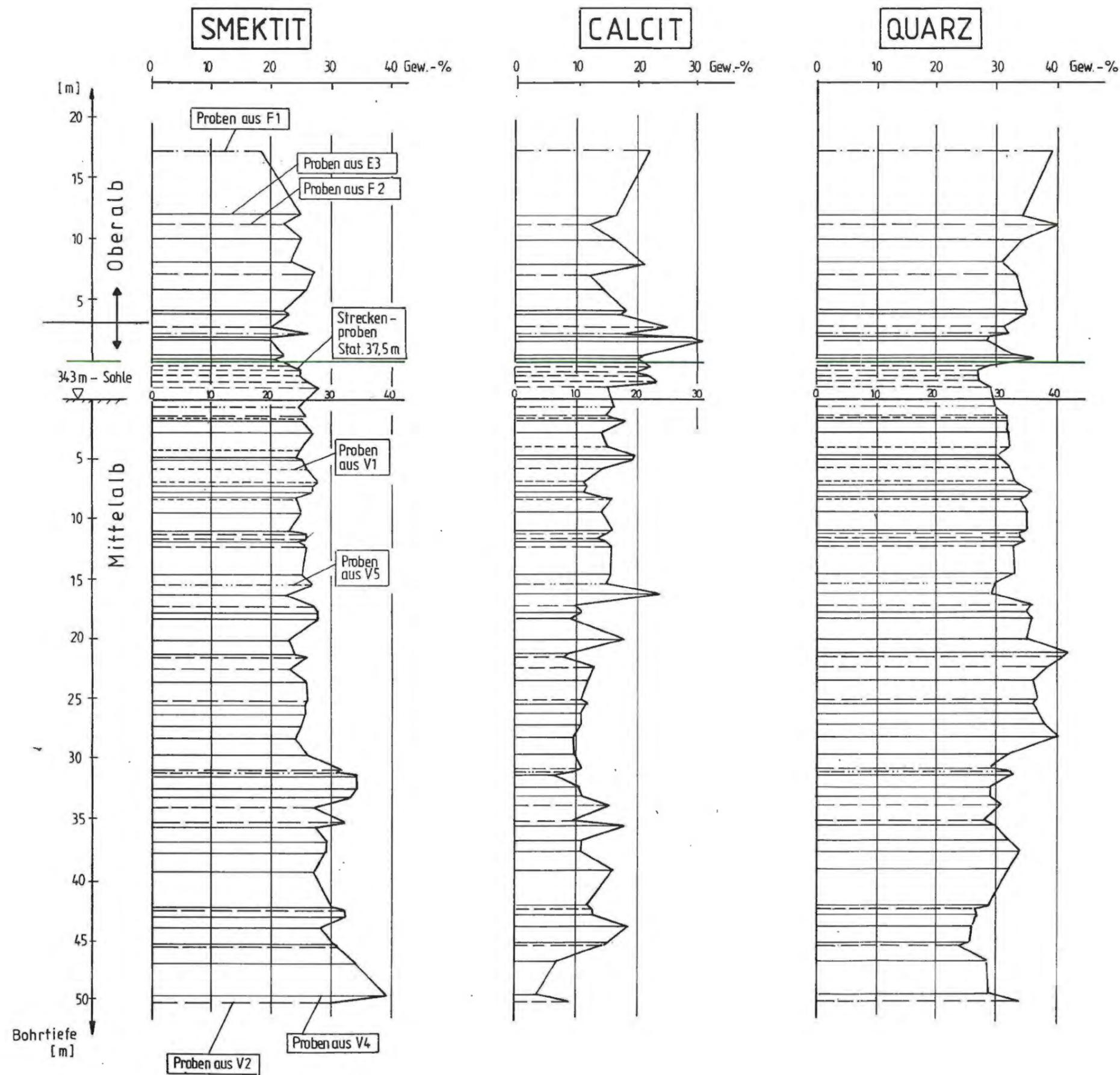
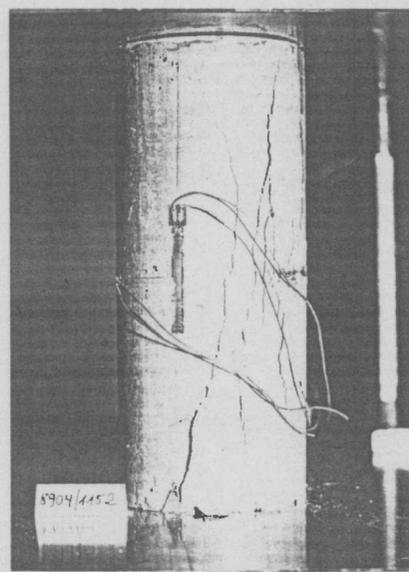
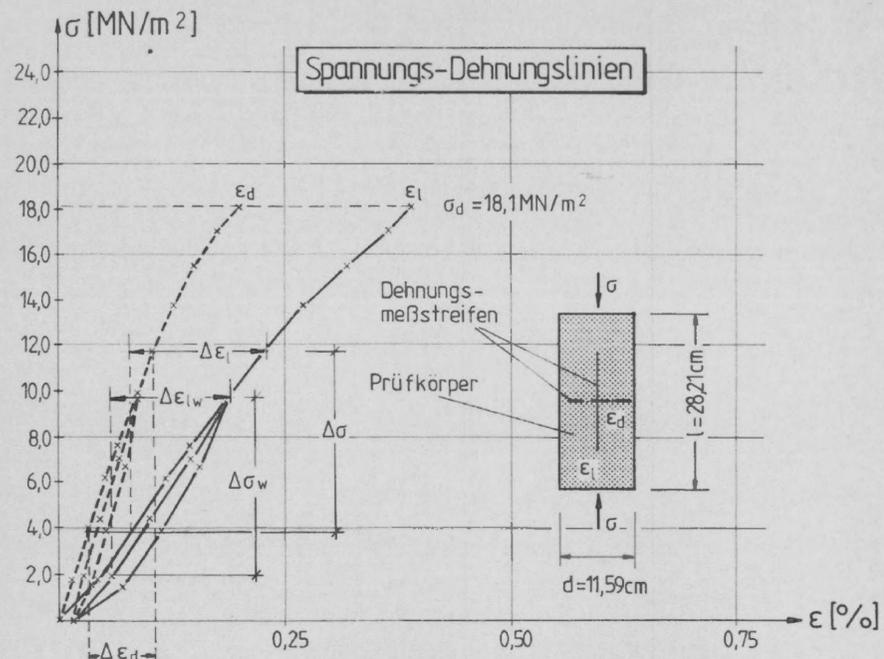


Abb. A 1 - 7.9

Gewichtsanteile der mineralogischen Hauptkomponenten in Abhängigkeit von der Tiefe





Prüfkörper aus der Vorbohrung B11 nach dem Bruch.
Belastungsrichtung parallel zur Schichtung

Ermittlung der Verformungsparameter:

Erstbelastungsmodul:

$$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon_l}$$

Ent-/Wiederbelastungsmodul:

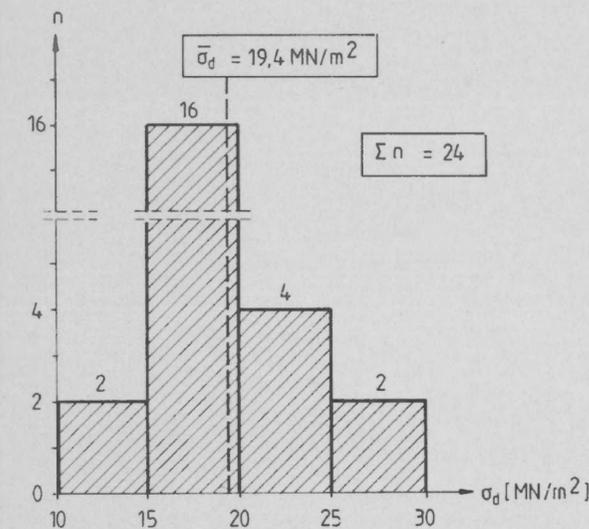
$$E_w = \frac{\Delta \sigma_w}{\Delta \epsilon_{lw}}$$

Poissonzahl:

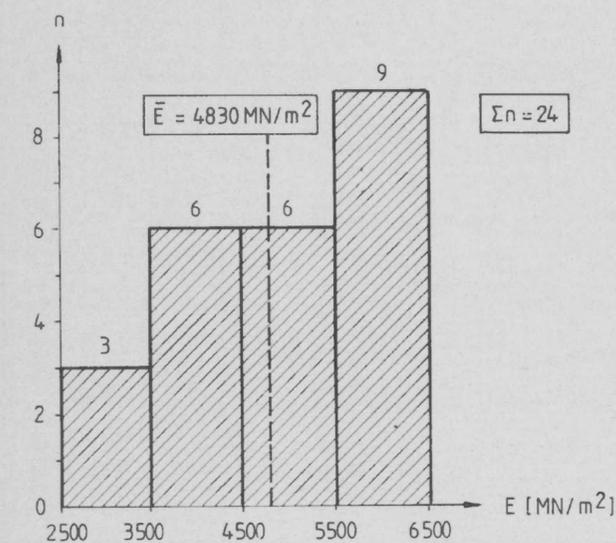
$$\nu = \frac{\Delta \epsilon_d}{\Delta \epsilon_l}$$

Bohrung	Bohrtiefe [m]	Smektit-Anteil [Gew-%]	Calcit-Anteil [Gew-%]	Quarz-Anteil [Gew-%]	Belastungsrichtung	σ_d [MN/m ²]	E [MN/m ²]	E _w [MN/m ²]	ν	Mittelwerte				
										$\bar{\sigma}_d$ [MN/m ²]	\bar{E} [MN/m ²]	\bar{E}_w [MN/m ²]	$\bar{\nu}$	
B11	17,4 ÷ 17,9	27	30	23	parallel zur Schichtung (Prüfkörper aus Horizontaltalbohrung)	18,1	5400	7100	0,50 ²⁾	18,3	5700	7275	0,31	
	21,3 ÷ 21,9	3)	3)	3)		18,8	5400	7300						0,46 ²⁾
	24,6 ÷ 25,0	28	28	28		17,9	5800	7900						0,66 ²⁾
	35,3 ÷ 35,8	29	23	26		11,1	6000	6800						0,82 ²⁾
E1	0,7 ÷ 1,0	23	28	25	ca. 45° zur Schichtung	24,1	6120	1)	0,36	19,7	5410	-	0,33	
	6,4 ÷ 6,6	25	24	27		18,1	5550	1)						0,26
	7,9 ÷ 8,1	24	28	25		20,3	5640	1)						0,72 ²⁾
E2	0,3 ÷ 0,5	23	28	25	senkrecht zur Schichtung (Prüfkörper aus Vertikalbohrung)	20,6	4800	1)	0,23	24,0	4450	5090	0,30	
	6,2 ÷ 6,4	20	24	33		19,3	6000	1)						0,43
	11,6 ÷ 11,8	21	27	29		19,2	5440	1)						0,57 ²⁾
E3	0,2 ÷ 0,4	22	21	33	senkrecht zur Schichtung (Prüfkörper aus Vertikalbohrung)	27,4	3180	4280	0,19	16,8	4130	4570	0,36	
	5,1 ÷ 5,3	26	14	34		24,9	2860	3660						0,23
F2	6,0 ÷ 6,2	27	12	33		19,8	4340	4590	0,38	16,8	4130	4570	0,36	
	7,7 ÷ 8,0	27	12	33		21,1	5880	6250						0,36
F1	7,2 ÷ 7,5	3)	3)	3)		21,1	4630	4980	0,36	16,8	4130	4570	0,36	
	16,1 ÷ 16,4	18	21	39		29,6	5830	6760						0,25
V4	9,2 ÷ 9,5	25	14	35		14,7	3760	4180	0,33	16,8	4130	4570	0,36	
	20,5 ÷ 20,9	24	9	42		19,3	5770	6510						0,40
	25,3 ÷ 25,6	26	12	36		19,3	4470	4580						0,40
	31,1 ÷ 31,6	34	6	33		16,0	3640	4020						0,49
	36,7 ÷ 36,9	29	11	32		15,3	4750	4800						0,27
	40,3 ÷ 40,5	3)	3)	3)		17,6	3710	4060						0,31
	45,8 ÷ 46,0	30	16	26		16,1	3410	4190						0,35
	49,1 ÷ 49,3	39	4	29		16,3	3520	4220						0,33

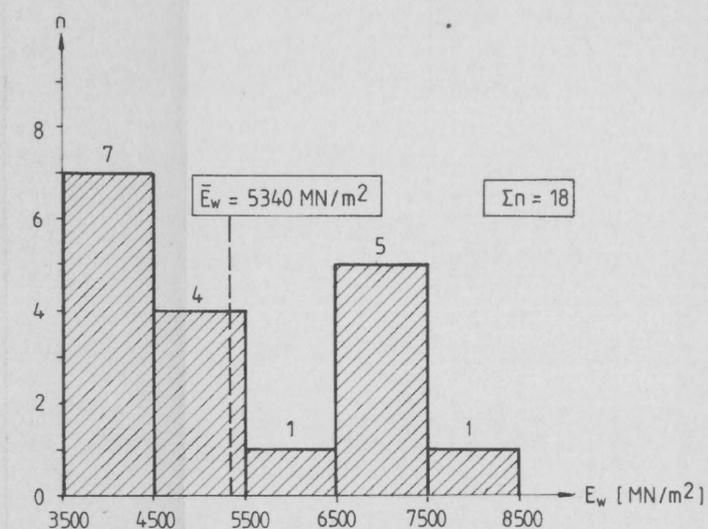
- Keine Ermittlung der E_w-Moduli
- Keine Berücksichtigung in der Häufigkeitsverteilung der Poissonzahlen und bei der Mittelwertbildung
- hier liegen keine mineralogischen Untersuchungsergebnisse vor



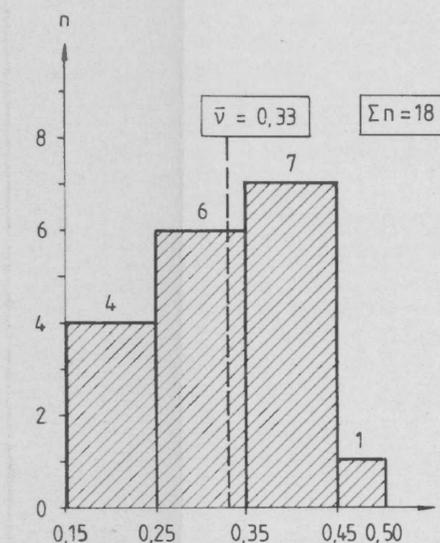
Häufigkeitsverteilung der einaxialen Druckfestigkeiten



Häufigkeitsverteilung der Erstbelastungsmoduli



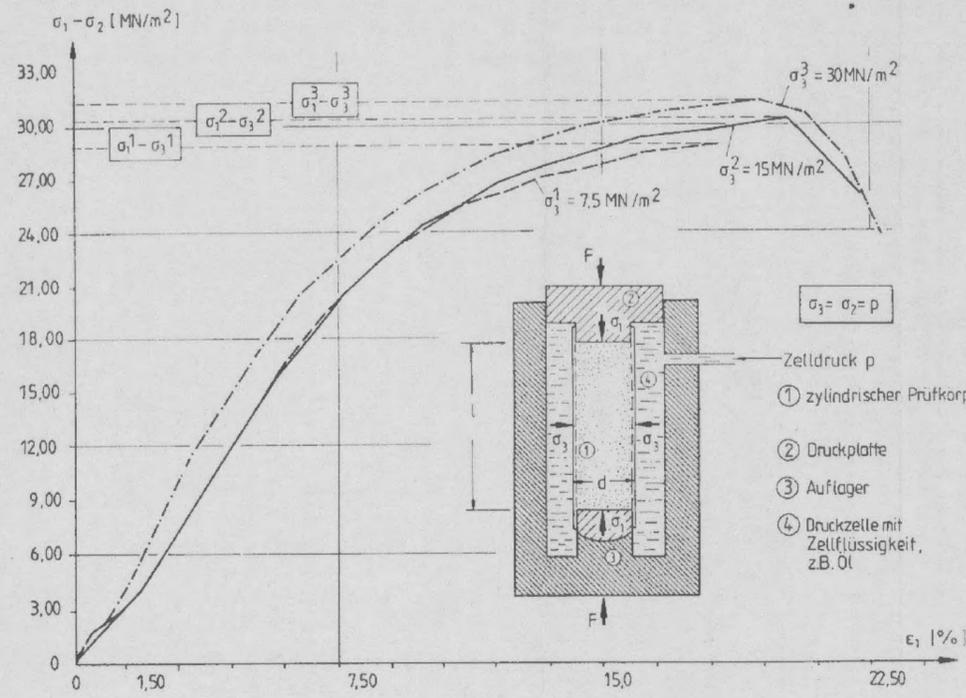
Häufigkeitsverteilung der Ent-/Wiederbelastungsmoduli



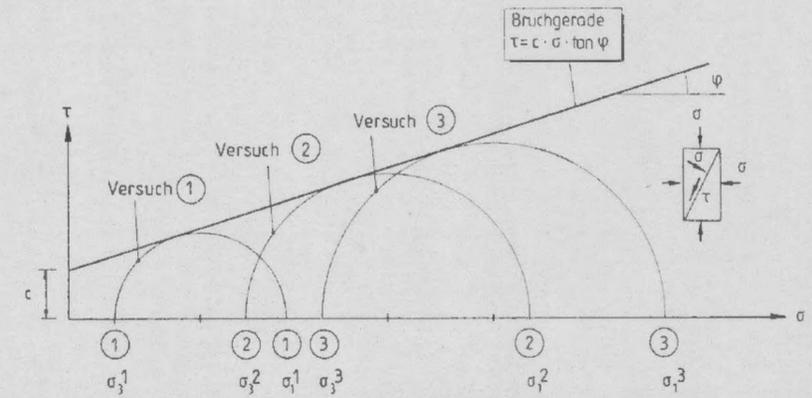
Häufigkeitsverteilung der Poissonzahlen

Abb. A 1 - 7.10

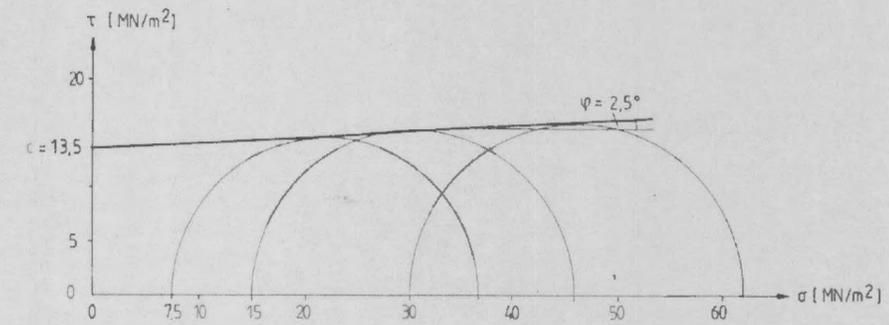
Ergebnisse der einaxialen Druckversuche



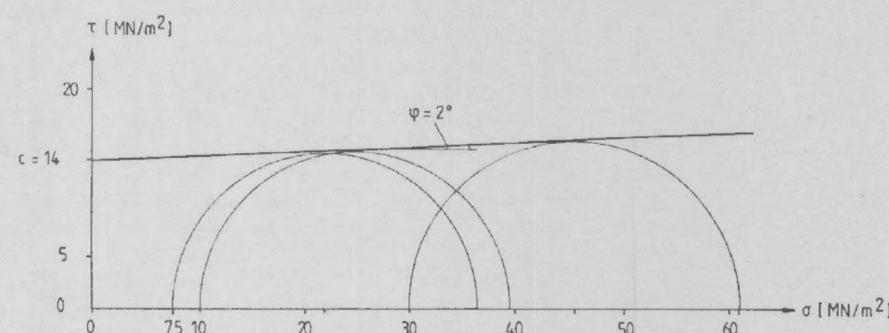
Versuchsgerät (Prinzipskizze) und Spannungs-Dehnungslinien (Prüfkörper aus Bohrung B11, Bohrtiefe 12,0 ÷ 12,5 m)



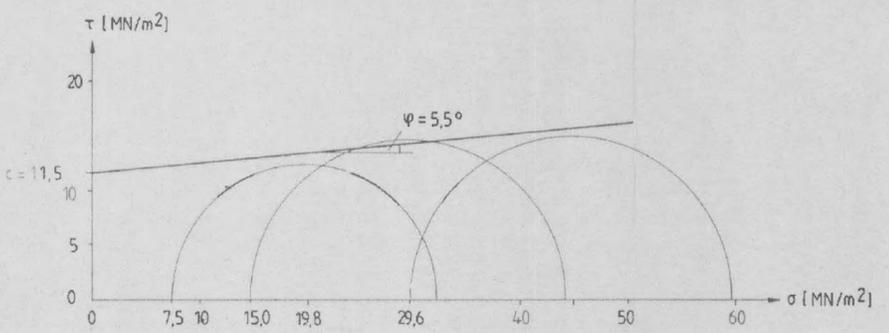
Versuchsauswertung: Ermittlung der Scherparameter c und phi



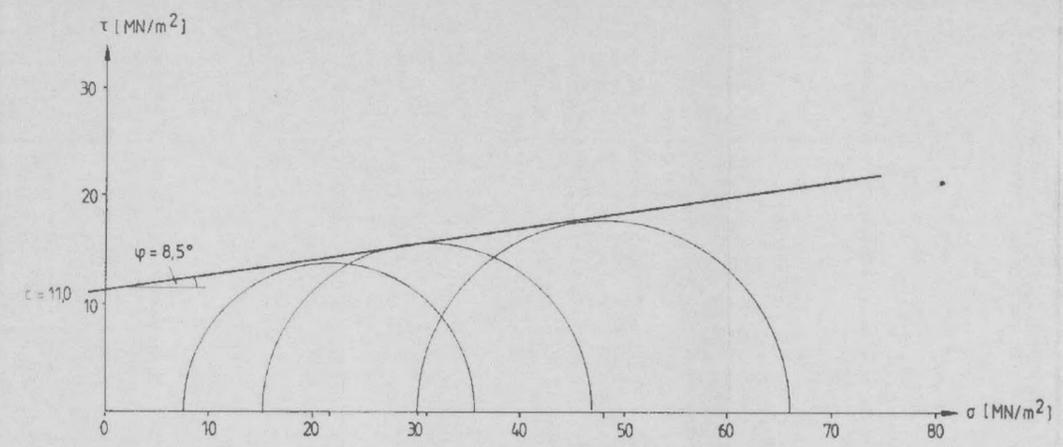
Dreiaxiale Druckversuche, Bohrung B11, Bohrtiefe 12,0 ÷ 12,5 m



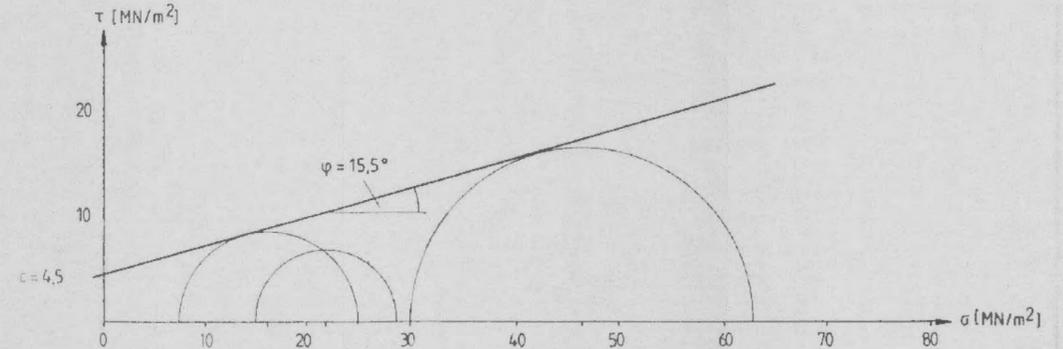
Dreiaxiale Druckversuche, Bohrung B11, Bohrtiefe 12,5 ÷ 12,8 m



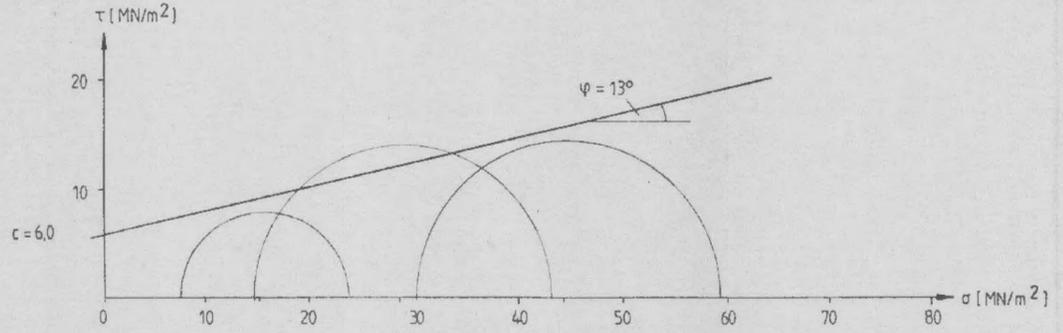
Dreiaxiale Druckversuche, Bohrung B11, Bohrtiefe 35,3 ÷ 35,8 m



Dreiaxiale Druckversuche, Bohrung F1, Bohrtiefe 1,9 ÷ 2,2 m



Dreiaxiale Druckversuche, Bohrung V4, Bohrtiefe 7,4 ÷ 7,6 m



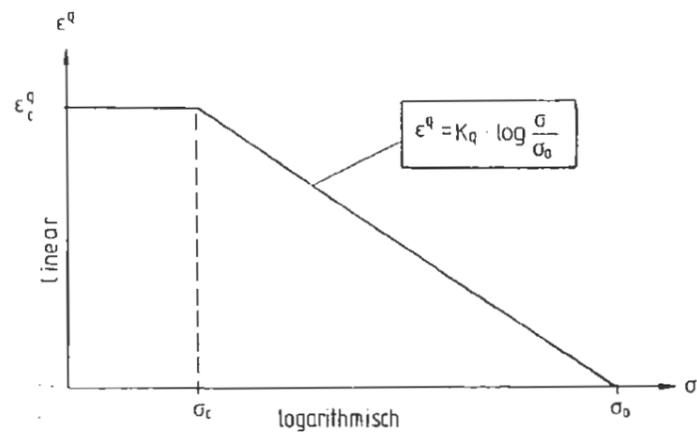
Dreiaxiale Druckversuche, Bohrung V4, Bohrtiefe 37,0 ÷ 37,2 m

Kohäsion c [MN/m ²]	Reibungswinkel φ [°]
4,5 ÷ 14,0	2,0 ÷ 15,5

Streubereiche für die ermittelten Scherparameter

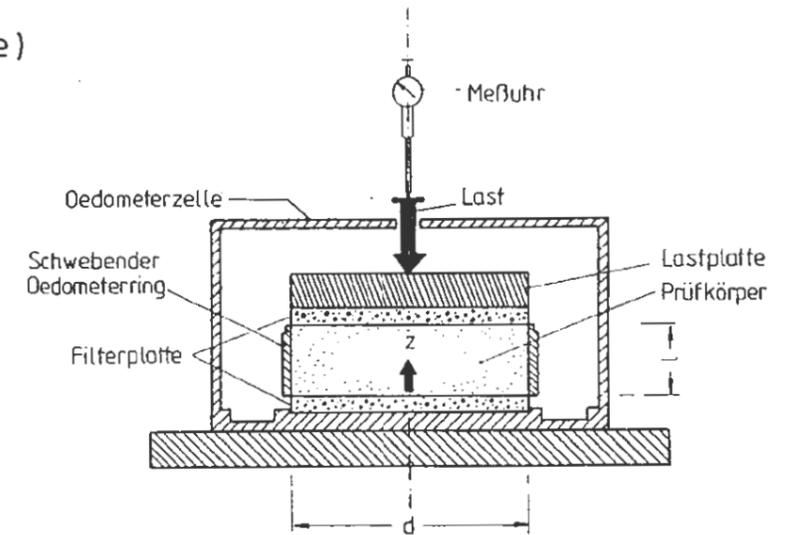
Abb. A 1 - 7.11

Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche

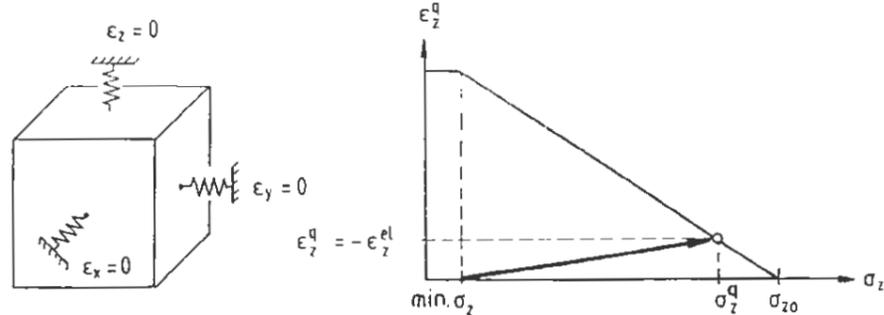


- ϵ^q : quellbedingte Dehnung (Hauptdehnungskomponente)
- σ : zu ϵ^q gehörige Hauptnormalspannungskomponente
- σ_0 : Komponente der Vorbelastung bzw. Normalspannung, bei der kein Quellen mehr auftritt, in Richtung von σ
- K_q : Quellverformungsparameter
- ϵ_c^q : maximale Que. ldehnung

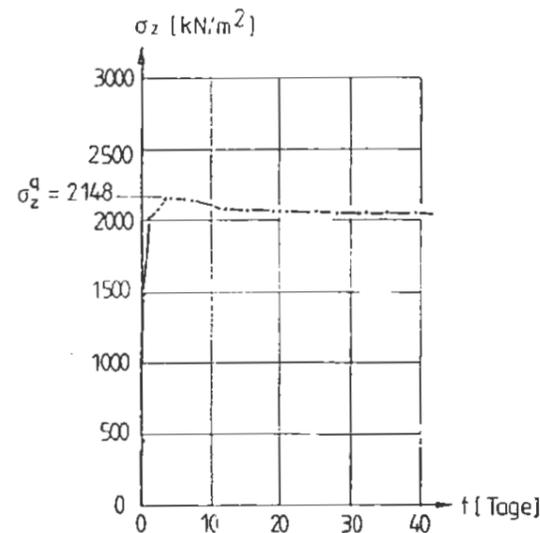
Spannungs - Dehnungsbeziehung für quellfähiges Gestein : Quellgesetz



Versuchseinrichtung für Quellversuche



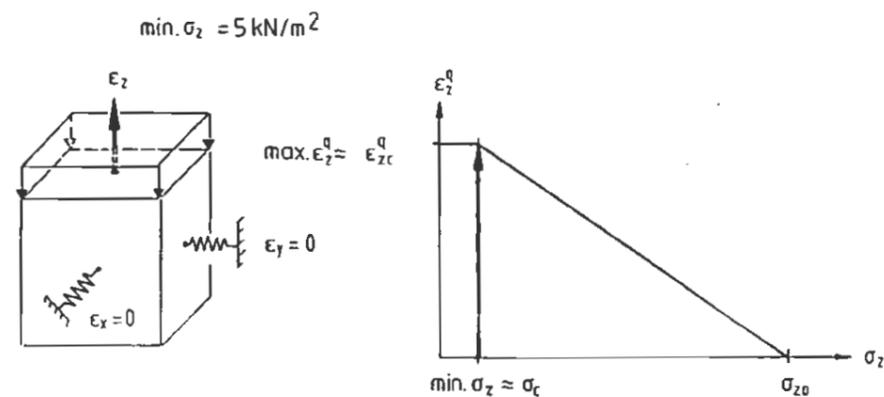
Quellen bei konstantem Volumen : Quelldruckversuch



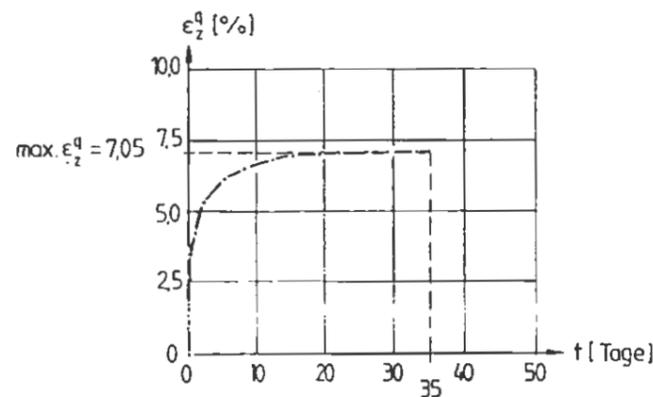
Quellspannungs - Zeitlinie

Abb. A I - 7.12

Quellgesetz, Quelldruckversuch und Quellhebungsversuch

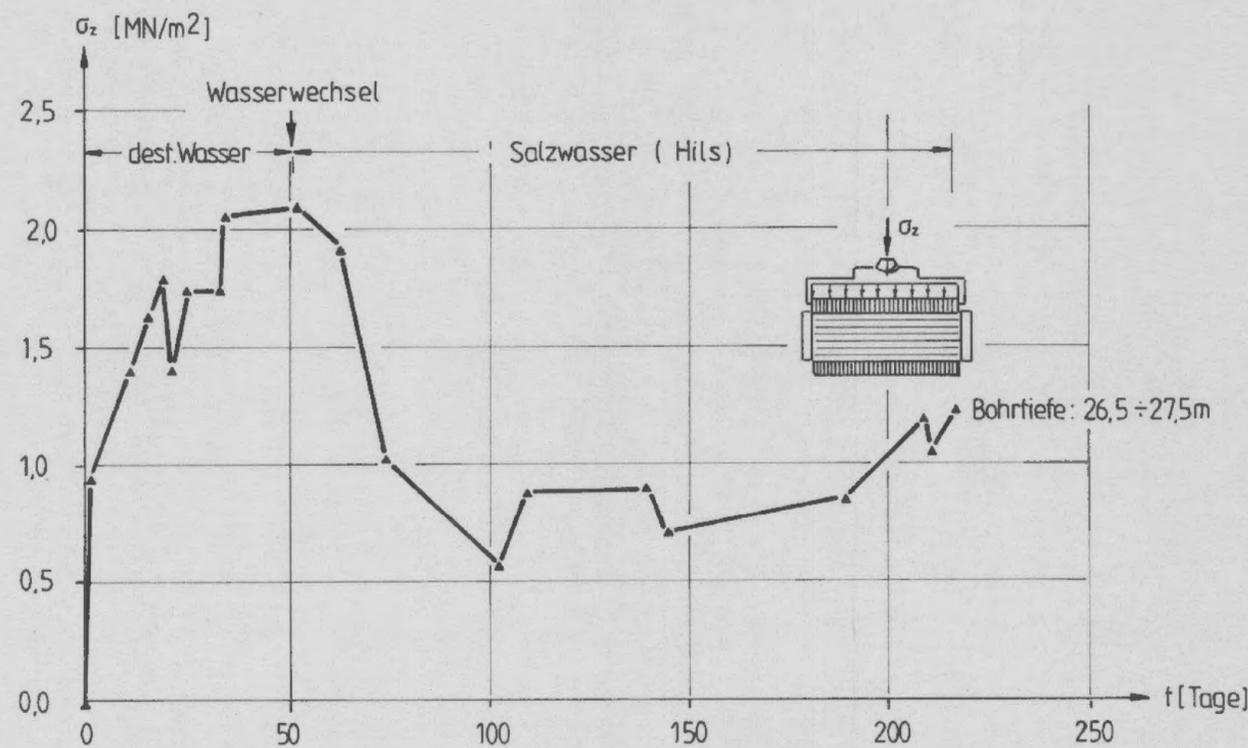
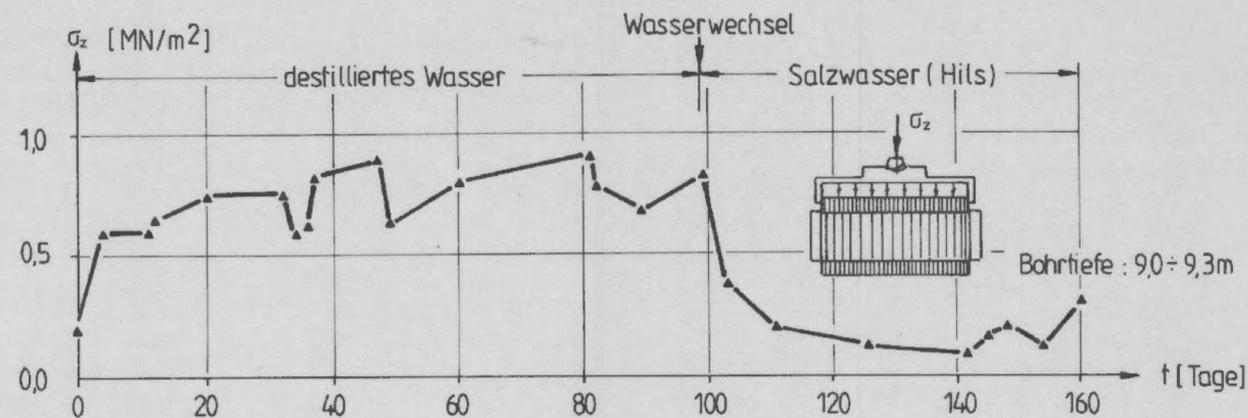


einaxiales Quellen unter Mindestspannung : Quellhebungsversuch

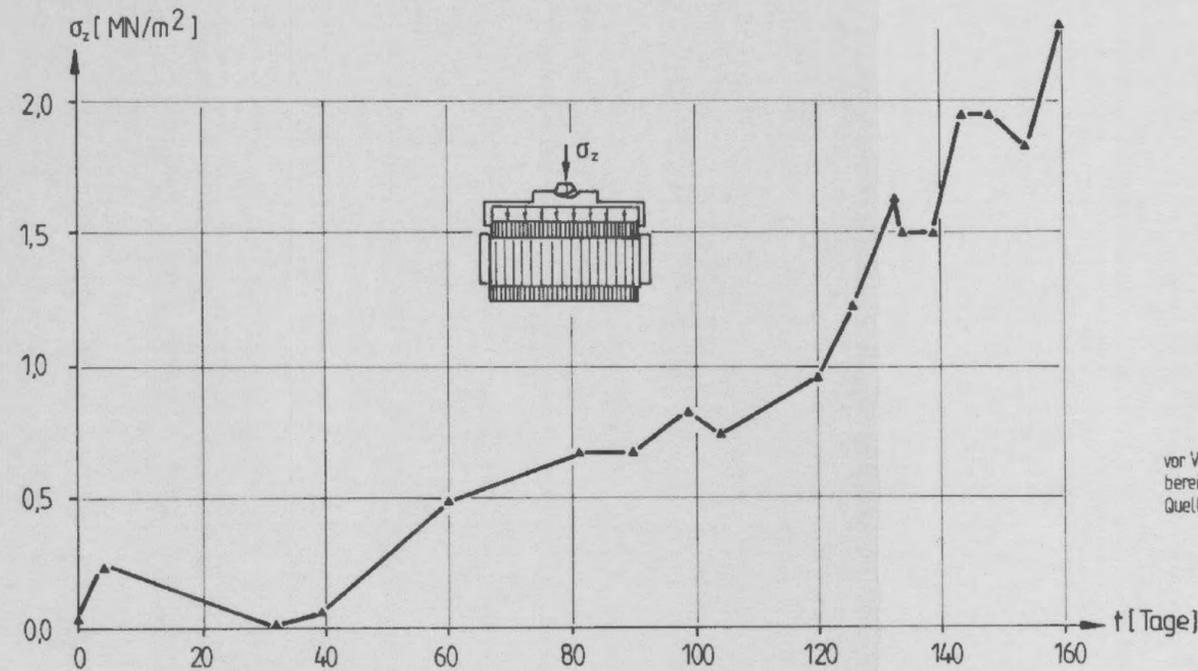


Quelldehnungs - Zeitlinie





Quellspannungs-Zeitlinien der Quelldruckversuche mit Wasserwechsel



Quellspannungs-Zeitlinie des Langzeit-Quelldruckversuchs mit Hilswasser, Bohrtiefe 9,0-9,3m

Einfluß einer vor Versuchsbeginn bereits eingetretenen Quellung auf den meßbaren Quelldruck

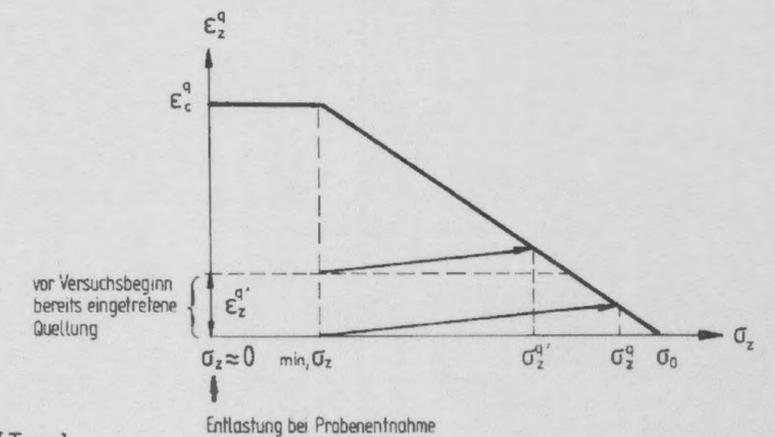


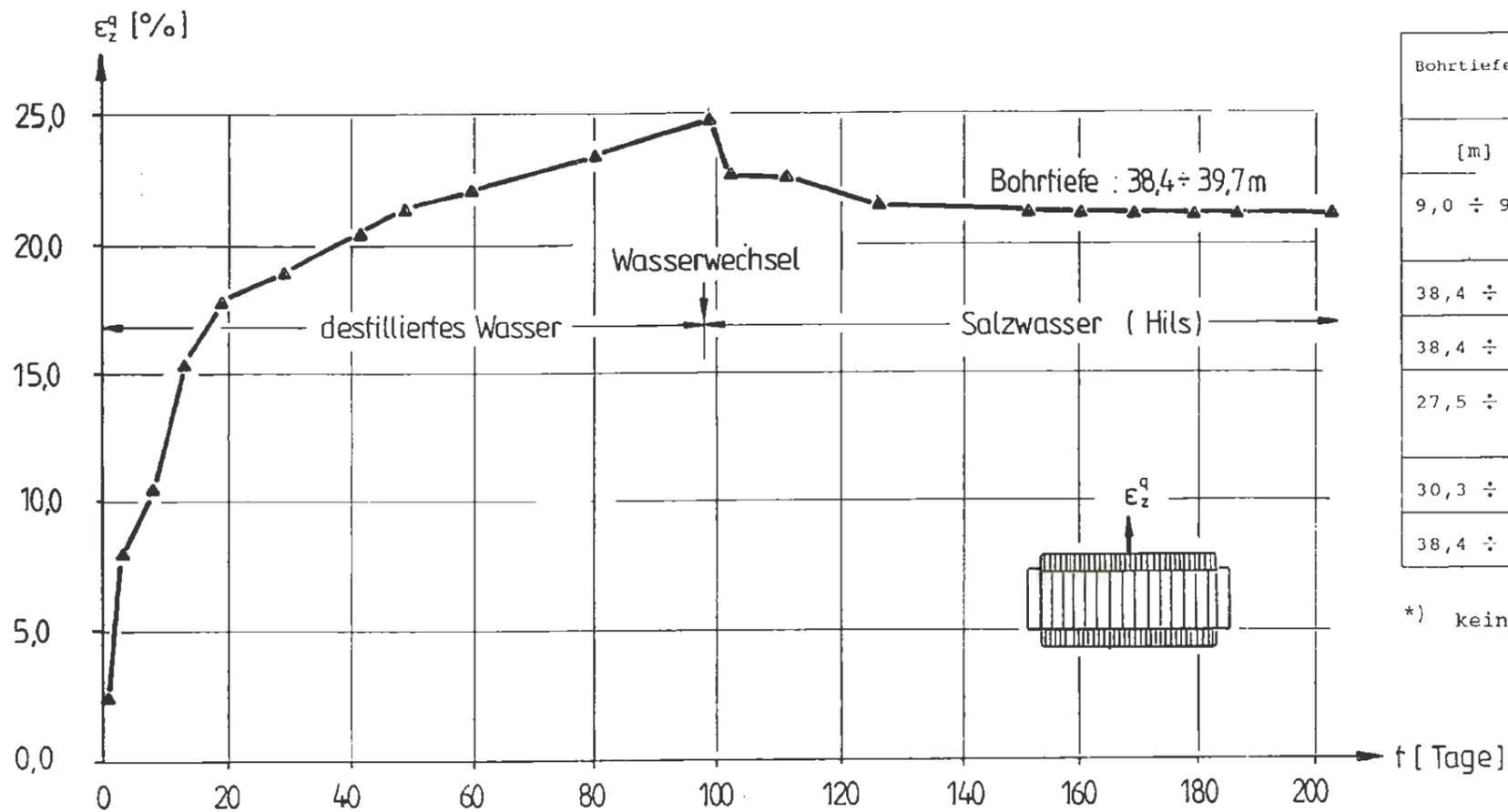
Abb. A 1 - 7.13

Ergebnisse der Quelldruckversuche an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11

Bohrtiefe [m]	Belastungsrichtung	Wasser	Smektitanteil [Gew.-%]	Tonmineralanteil insgesamt [Gew.-%]	Versuchsdauer [Tage]	max. Quelldruck (σ_z^q) [MN/m ²]
9,0 ÷ 9,3	parallel zur Schichtung	dest. Wasser	26	35	98	0,9
26,5 ÷ 27,5	senkrecht zur Schichtung		27 ÷ 28	37 ÷ 38	57	2,1
9,0 ÷ 9,3	parallel zur Schichtung	Hils	26	35	160	2,3 *)
26,5 ÷ 27,5	senkrecht zur Schichtung		27 ÷ 28	37 ÷ 38	47	1,5
26,7 ÷ 27,5	"	Ort 300	27 ÷ 28	37 ÷ 38	47	0,8

*) dieser hohe Wert ist vermutlich auf eine Verdünnung der Ionenkonzentration durch Auskristallisation der Salze zurückzuführen. Keine Konvergenz des Quelldrucks bis zum Versuchsende.





Bohrtiefe [m]	Quellrichtung	Smektitanteil [Gew.-%]	Tonmineralanteil insgesamt [Gew.-%]	Versuchsdauer [Tage]	max. Quelldehnung [%]
9,0 ÷ 9,3	parallel zur Schichtung	26	35	25	7,2
38,4 ÷ 39,7	"	28	36	47	27,1 *)
38,4 ÷ 39,7	"	28	36	98	24,8 *)
27,5 ÷ 27,7	senkrecht zur Schichtung	28	37	57	11,2 *)
30,3 ÷ 30,6	"	27	35	57	18,0 *)
38,4 ÷ 39,7	"	28	36	57	11,6 *)

*) keine Konvergenz der Quellhebung bis zum Versuchsende

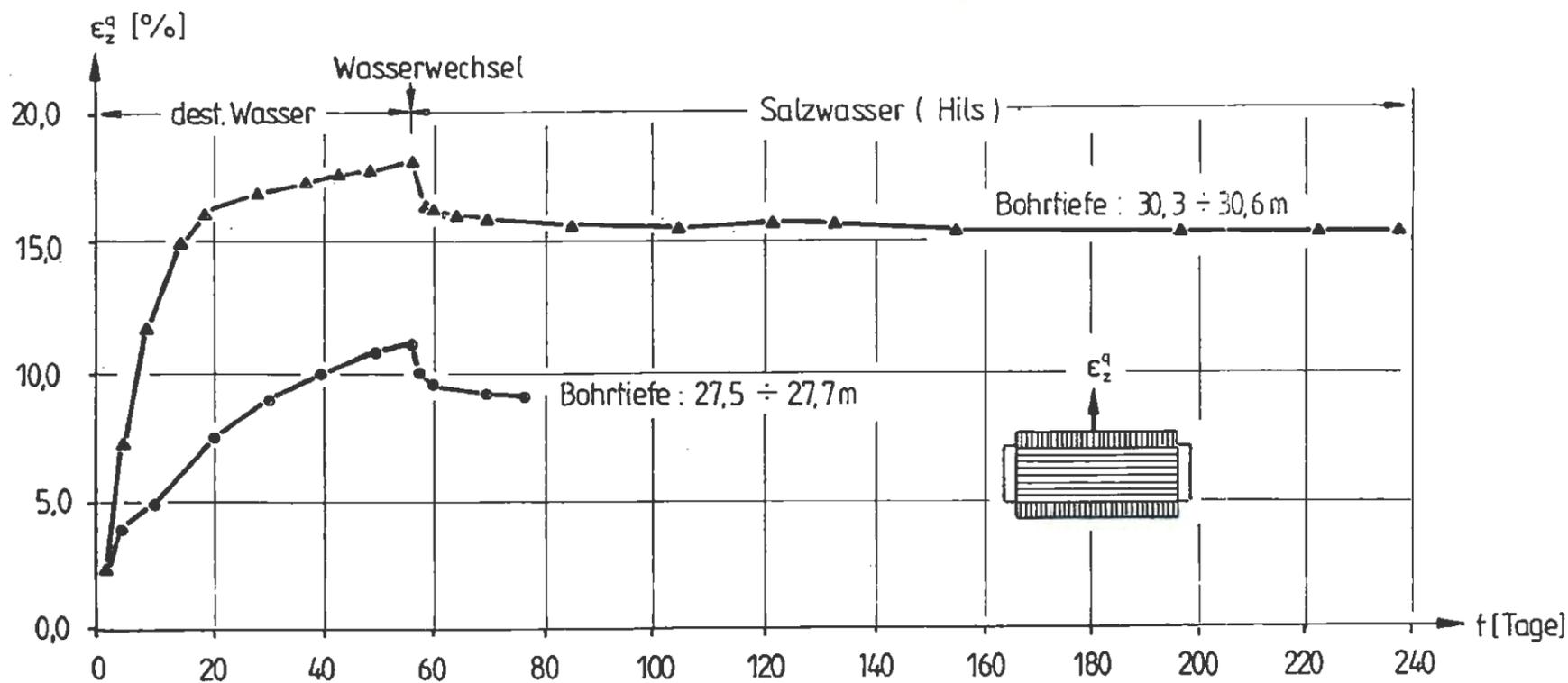


Abb. A 1 - 7.14

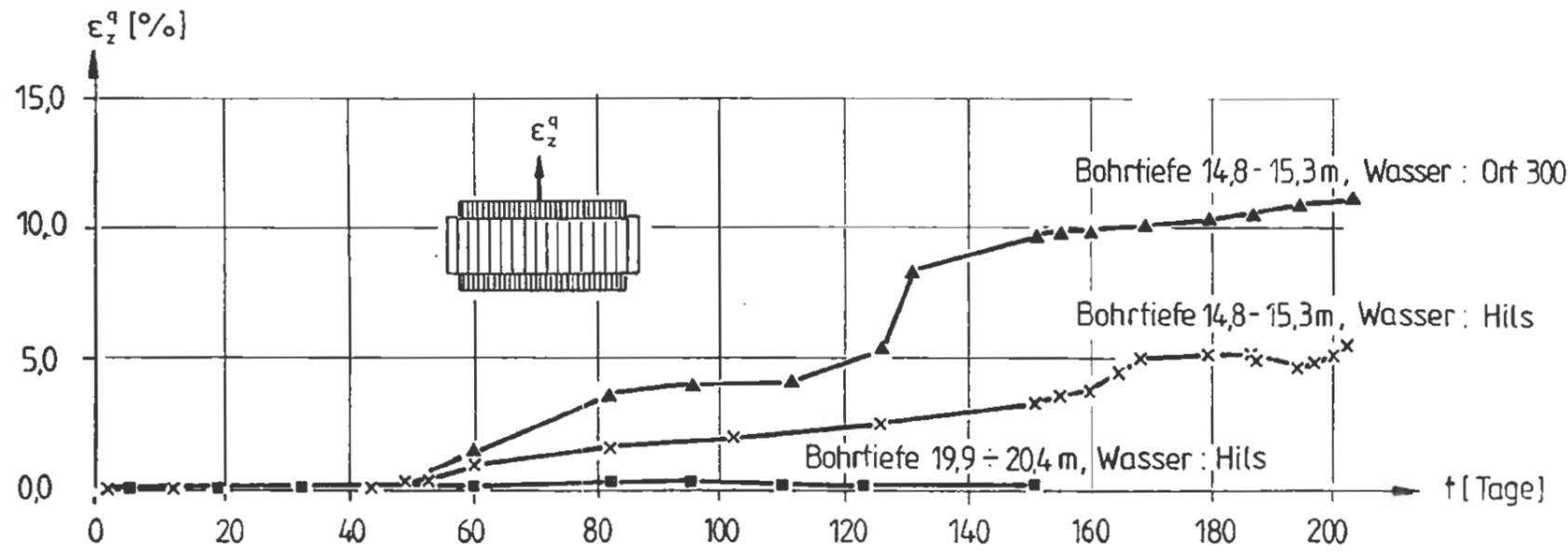
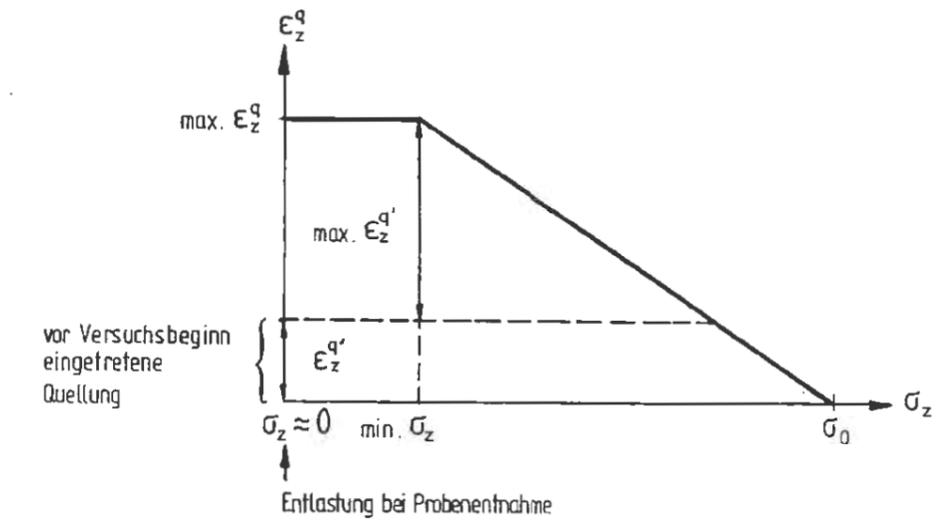
Ergebnisse der Quellhebungsversuche mit destilliertem Wasser an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11

Quelldehnungs - Zeitlinien der Quellhebungsversuche mit Wasserwechsel

Bohrtiefe	Quellrichtung	Wasser	Smektit-anteil	Tonmineralanteil insgesamt	Versuchsdauer	max. Quelldehnung
[m]			[Gew.-%]	[Gew.-%]	[Tage]	[%]
9,0 ÷ 9,3	parallel zur Schichtung	Hils	26	35	25	0,1
14,9 ÷ 15,3	"	Hils	27	35	203	5,5 *)
19,9 ÷ 20,4	"	Hils	27	35	151	0
38,4 ÷ 39,7	"	Hils	28	36	39	0,2
27,5 ÷ 27,7	senkrecht zur Schichtung	Hils	28	37	28	0,8
30,3 ÷ 30,6	"	Hils	27	35	43	0,9
38,4 ÷ 39,7	"	Hils	28	36	48	2,4
9,0 ÷ 9,3	parallel zur Schichtung	Ort 300	26	35	32	0,2
14,9 ÷ 15,3	"	Ort 300	27	35	203	11 *)
27,5 ÷ 27,7	senkrecht zur Schichtung	Ort 300	28	37	28	0,7

*) keine Konvergenz der Quelldehnung bis zum Versuchsende

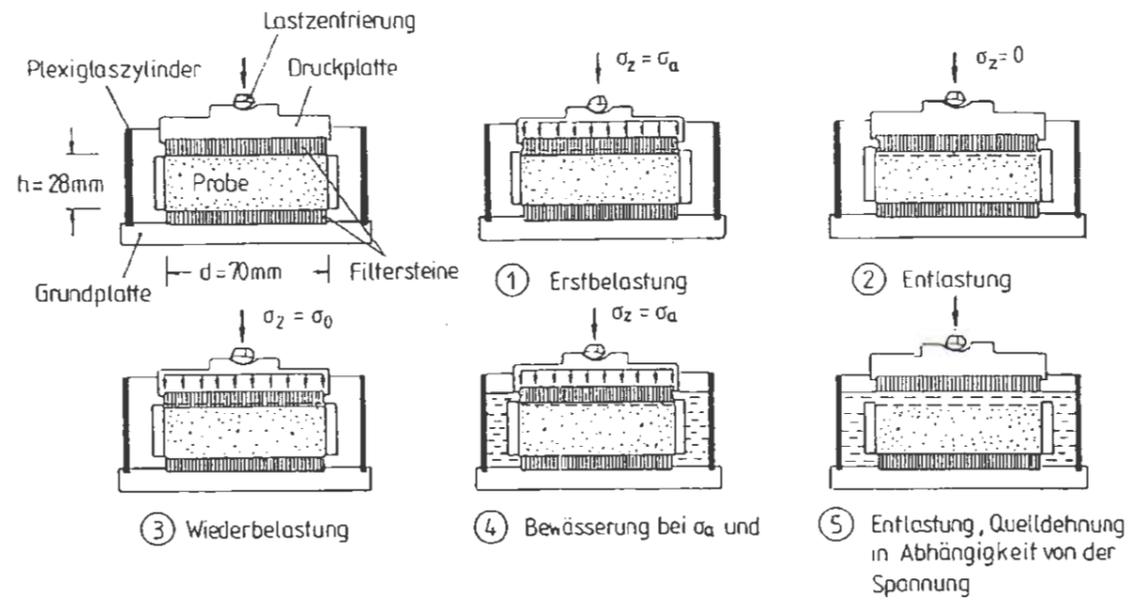
Einfluß einer vor Versuchsbeginn bereits eingetretenen Quellung auf die meßbare Quelldehnung



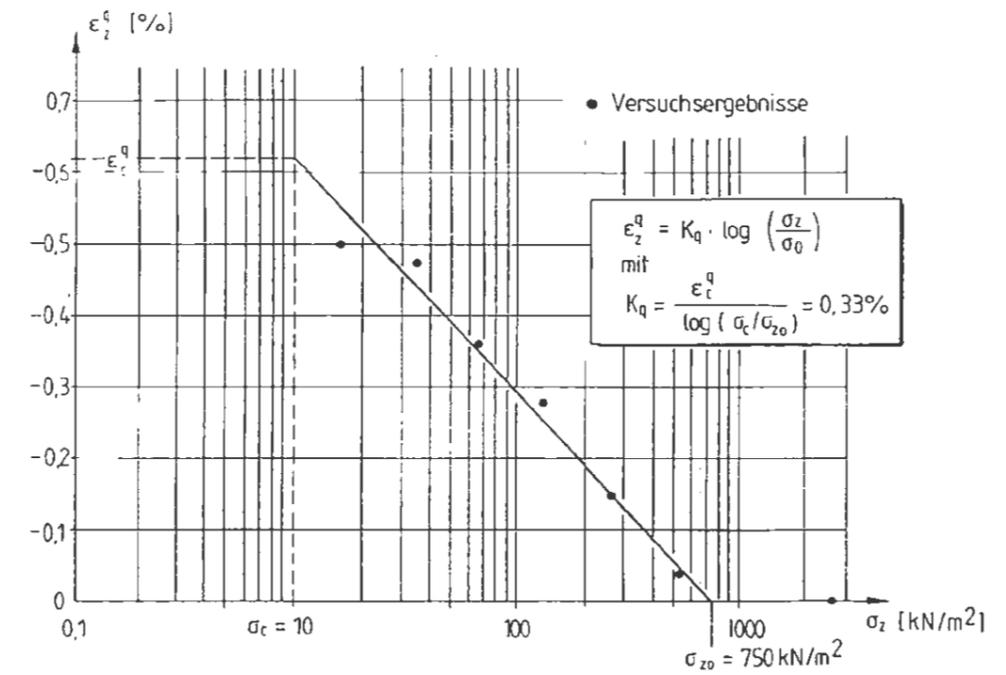
Quelldehnungs - Zeitlinien der Langzeit - Quellhebungsversuche

Abb. A 1 - 7.15

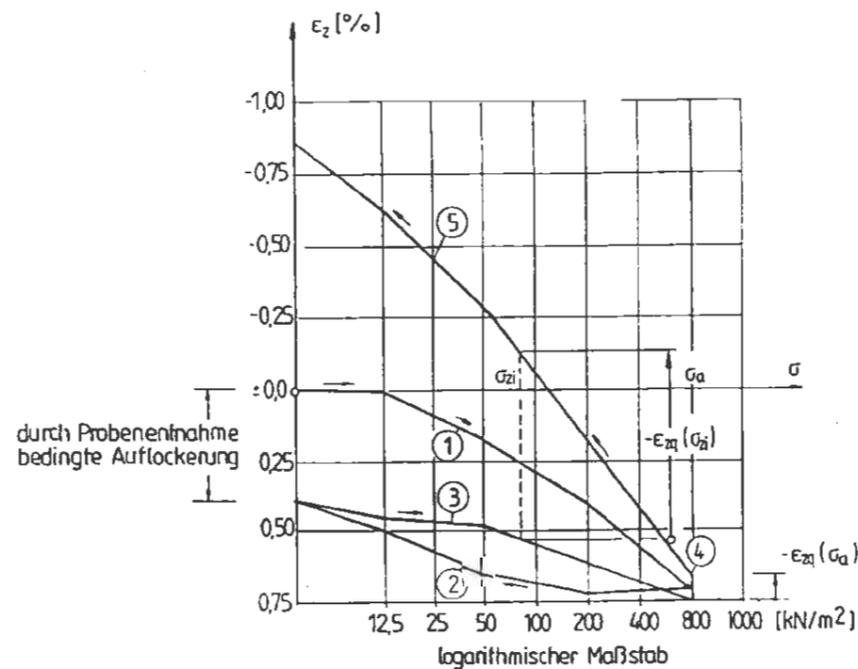
Ergebnisse der Quellhebungsversuche mit Salzwasser an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11



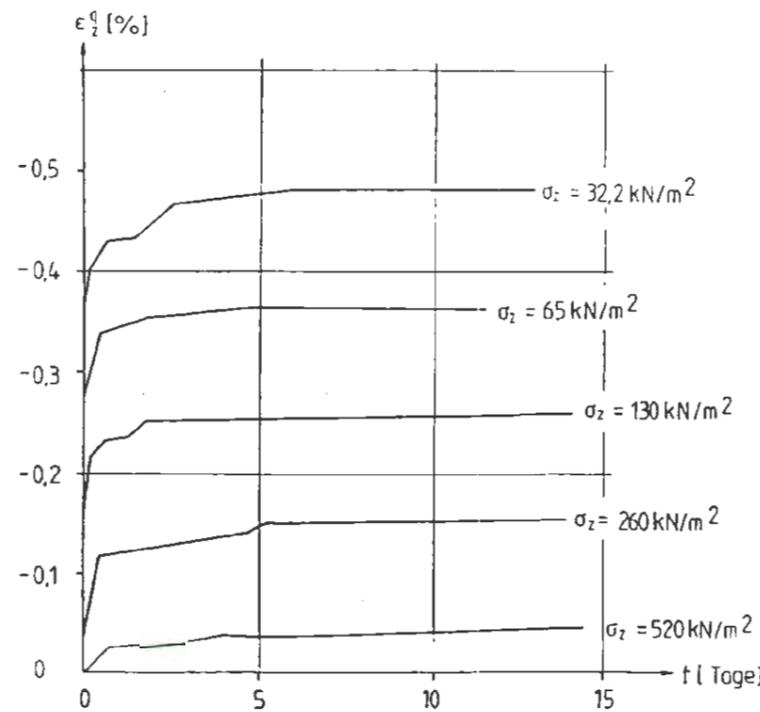
Versuchsdurchführung, Phasen ① bis ⑤



Auswertung: Bestimmung der Quellparameter



Spannungs - Dehnungslinien
Phasen ① bis ⑤

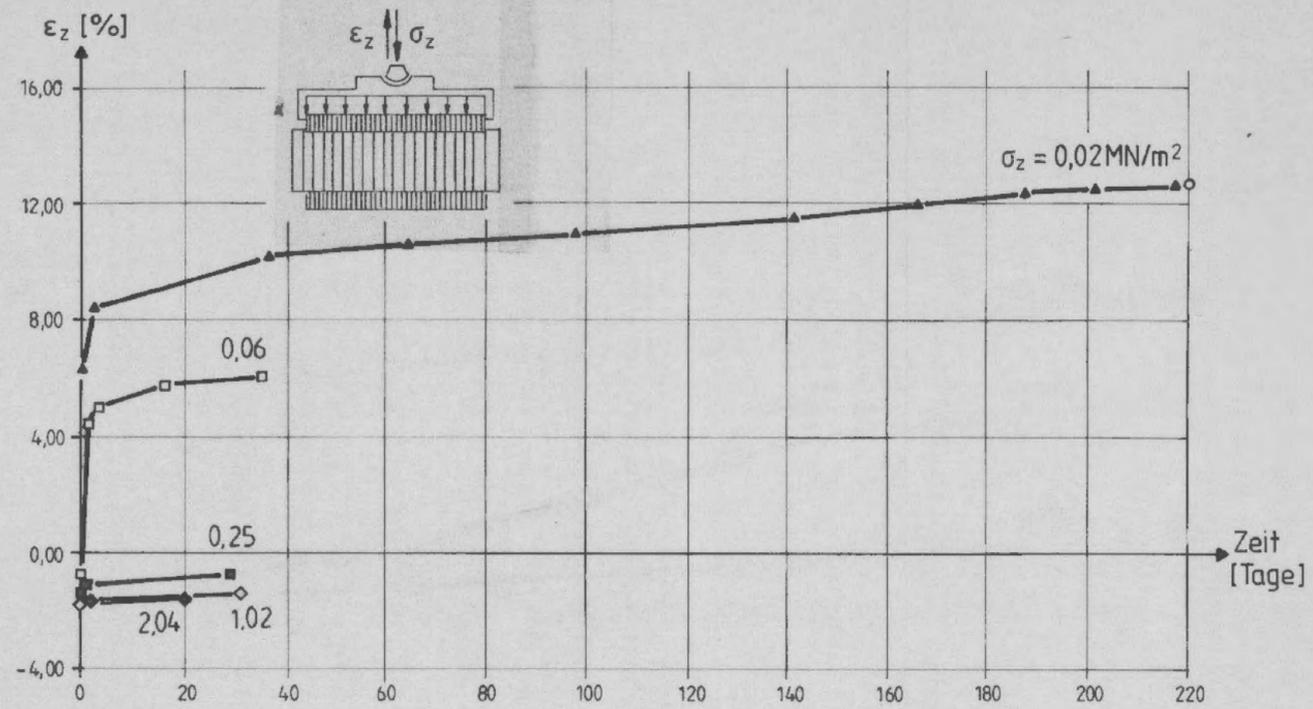


Quelldehnungs - Zeitlinien, Phase ⑤

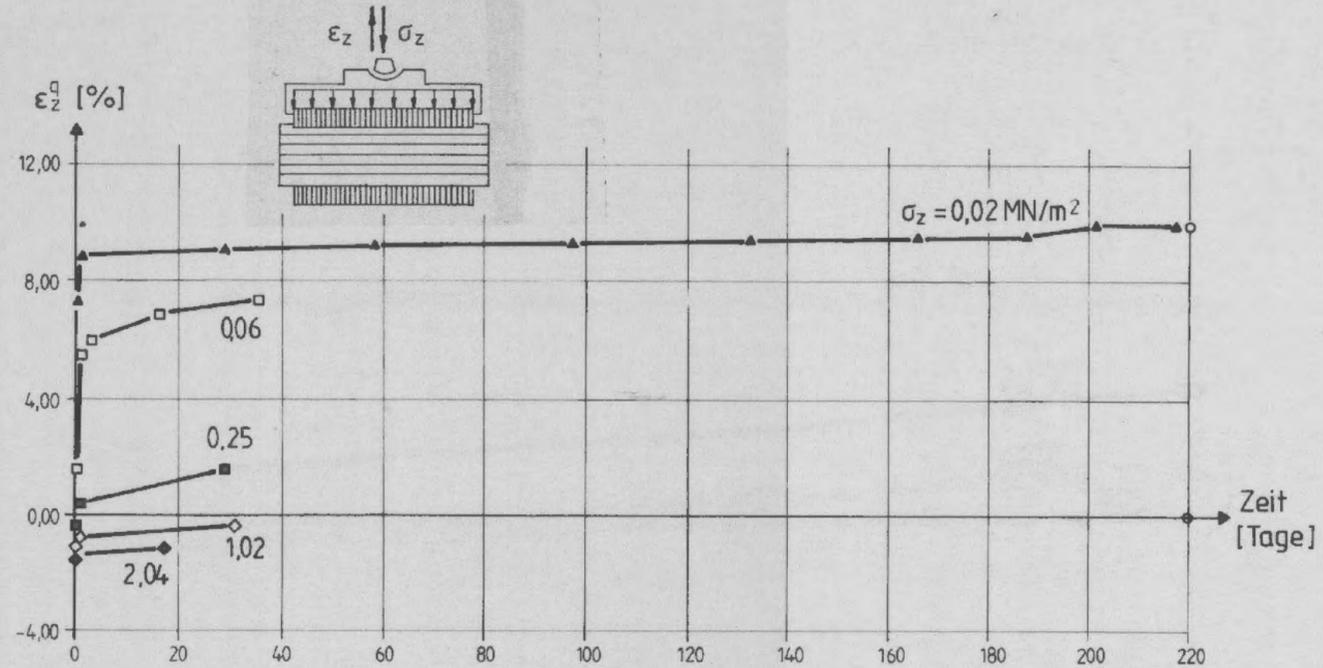
Abb. A I - 7.16

Quellversuch nach HUDER/AMBERG





gemessene Quelldehnungs-Zeitlinien



gemessene Quelldehnungs-Zeitlinien

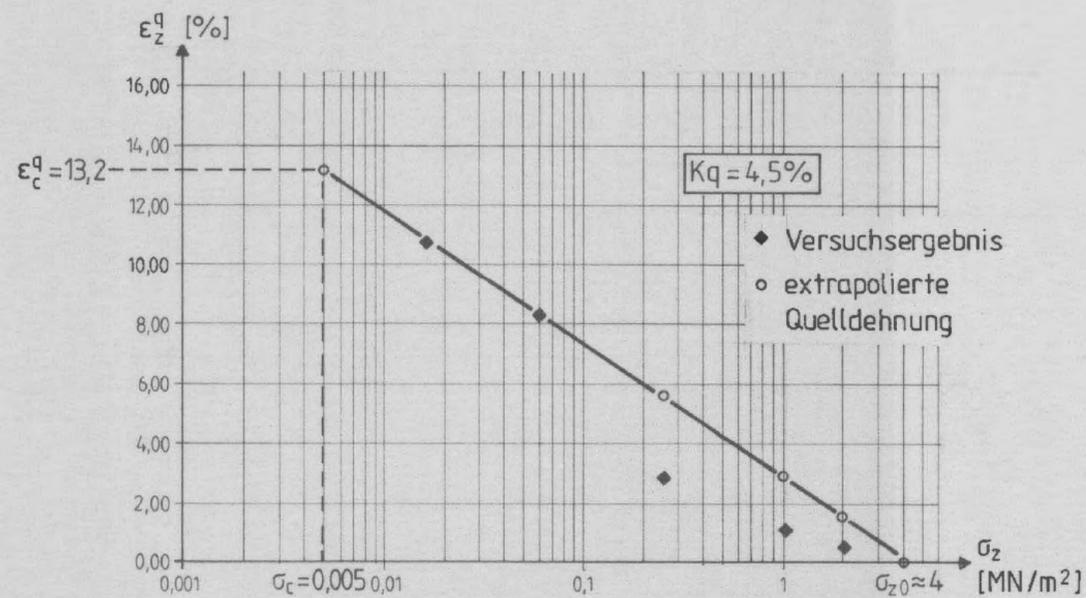
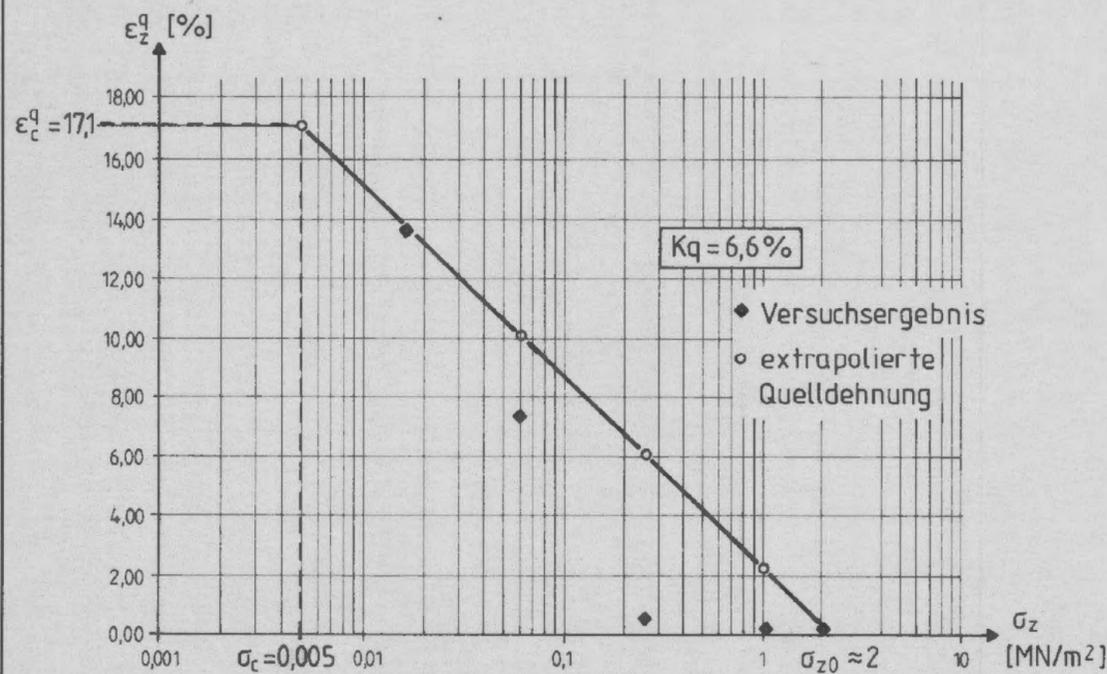
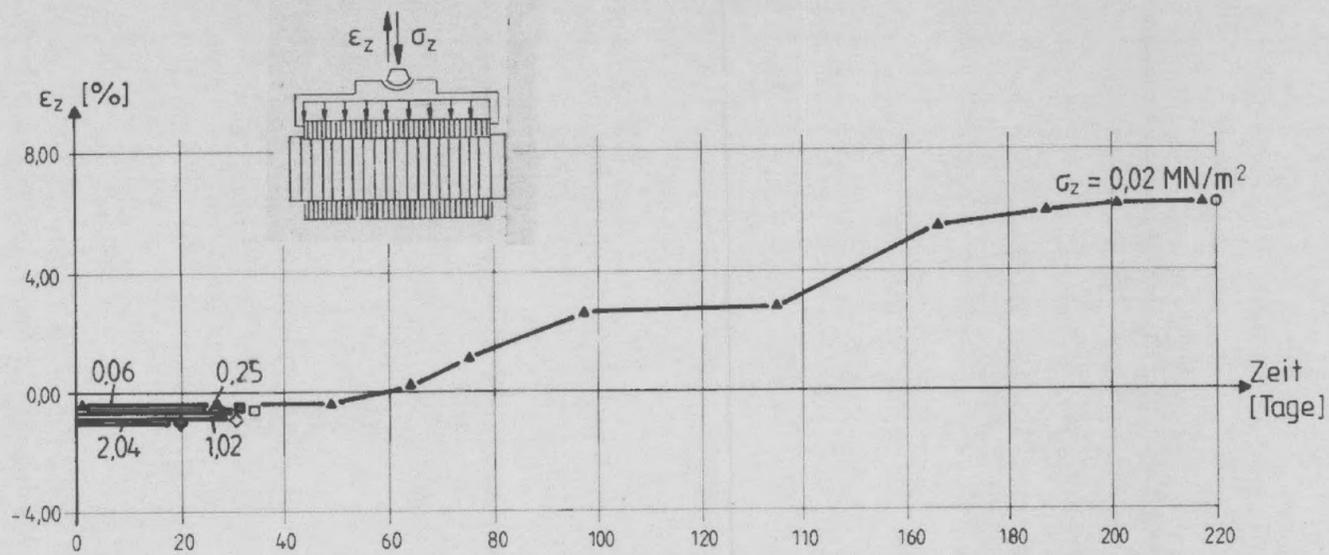
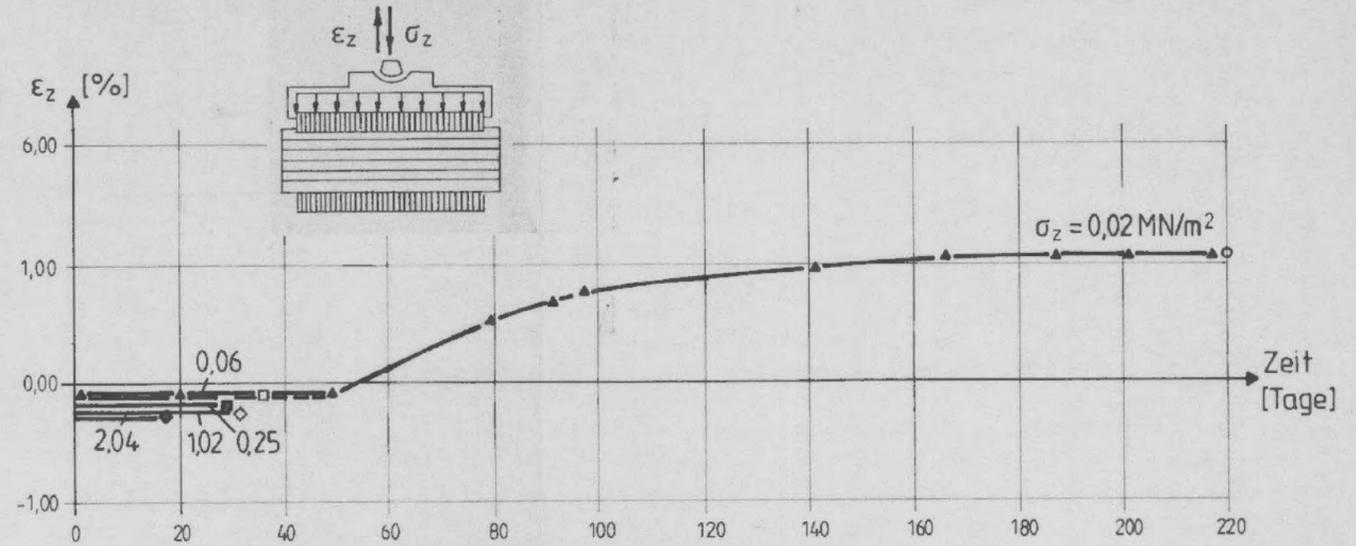


Abb. A 1 - 7.17

Ergebnisse der HUDER/AMBERG-Versuche mit destilliertem Wasser an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11



gemessene Quelldehnungs-Zeitlinien



gemessene Quelldehnungs-Zeitlinien

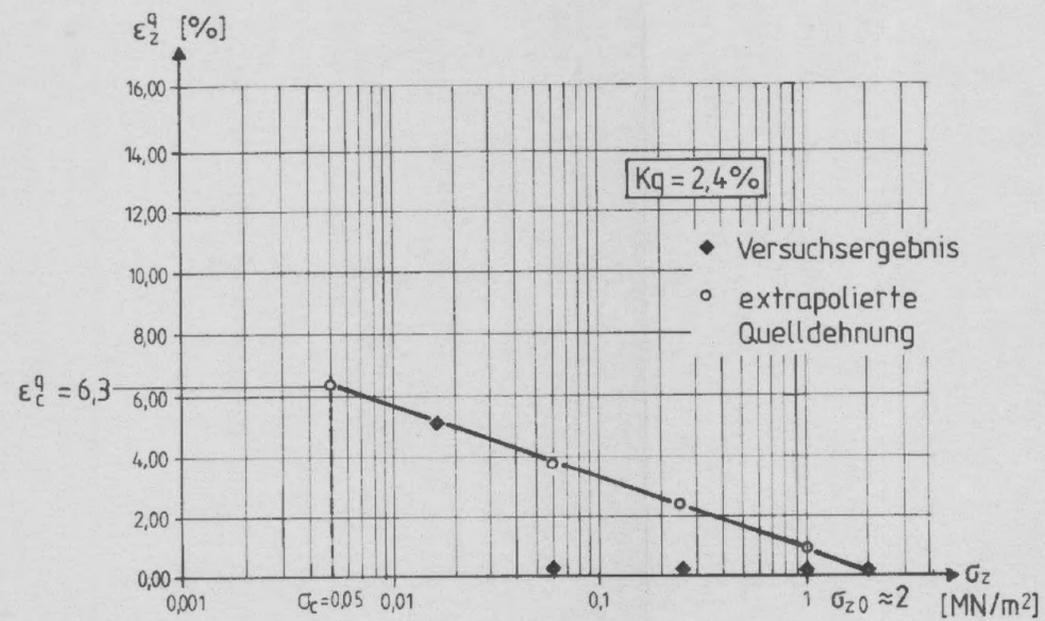
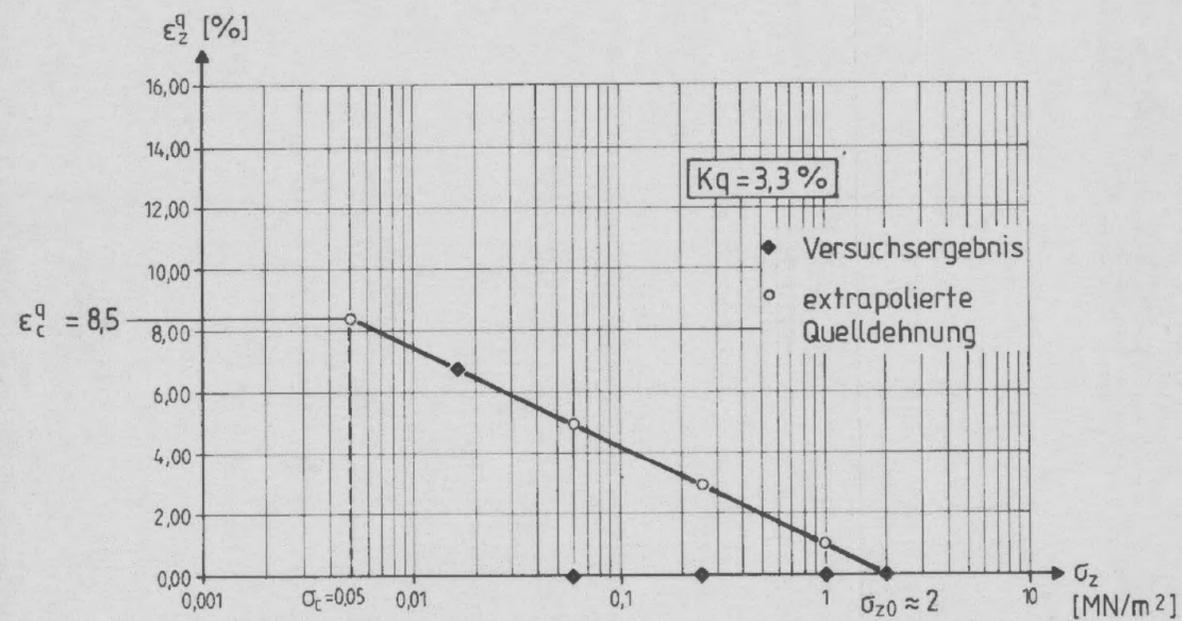
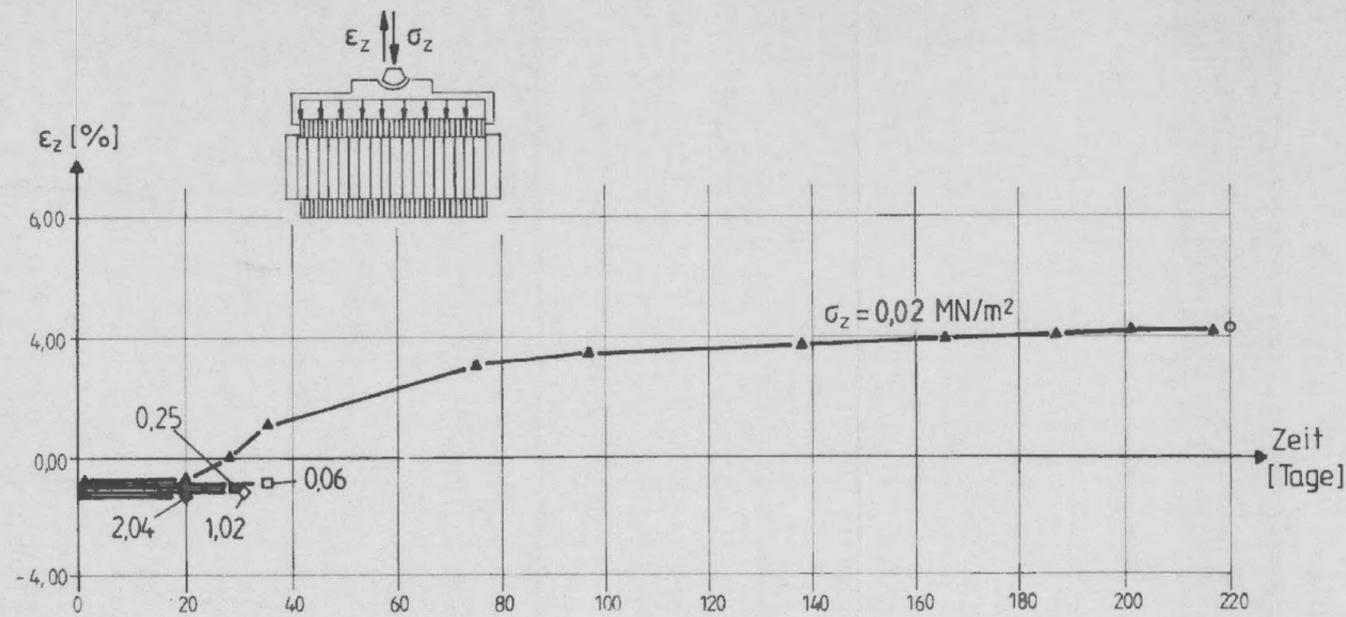
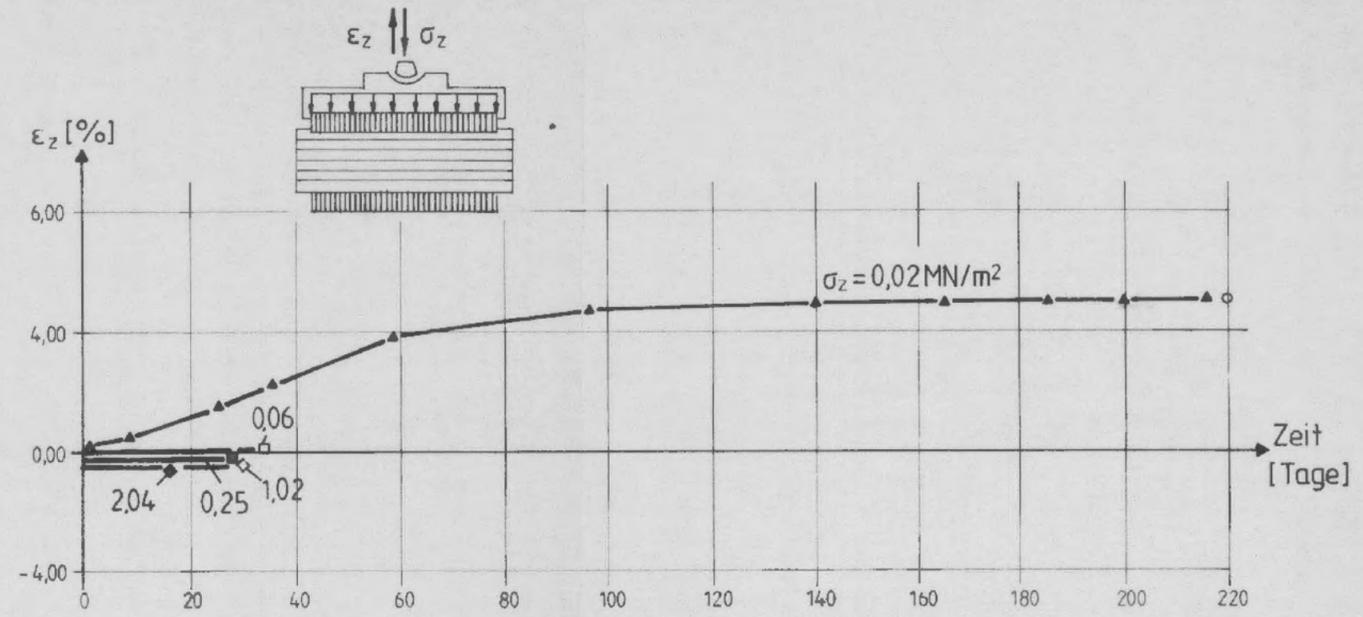


Abb. A 1 - 7.18

Ergebnisse der HUDER/AMBERG-Versuche mit Salzwasser aus dem Hilssandstein an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B 11



gemessene Quilldehnungs - Zeitlinien



gemessene Quilldehnungs - Zeitlinien

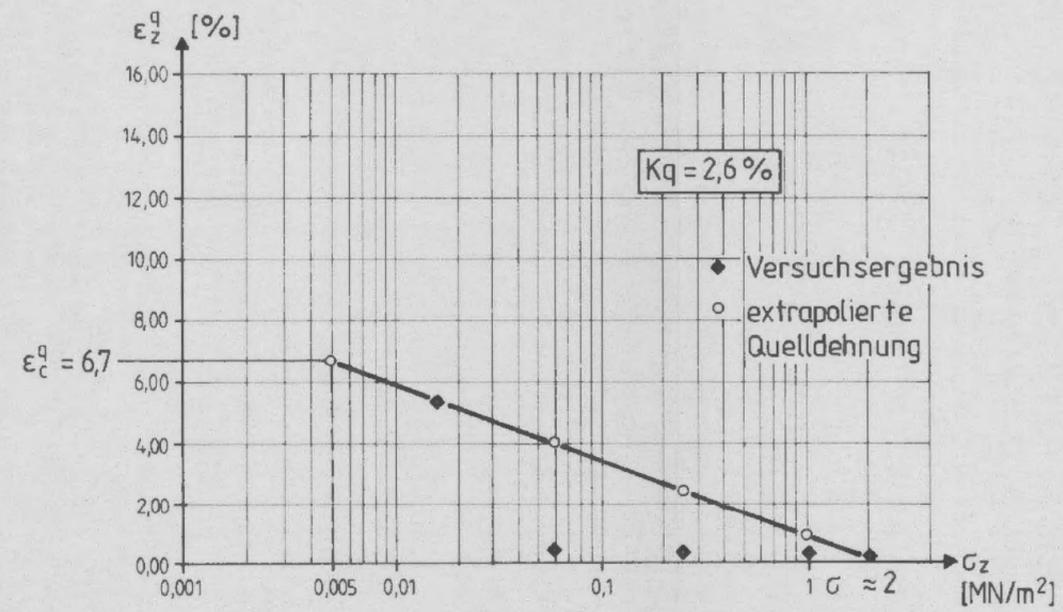
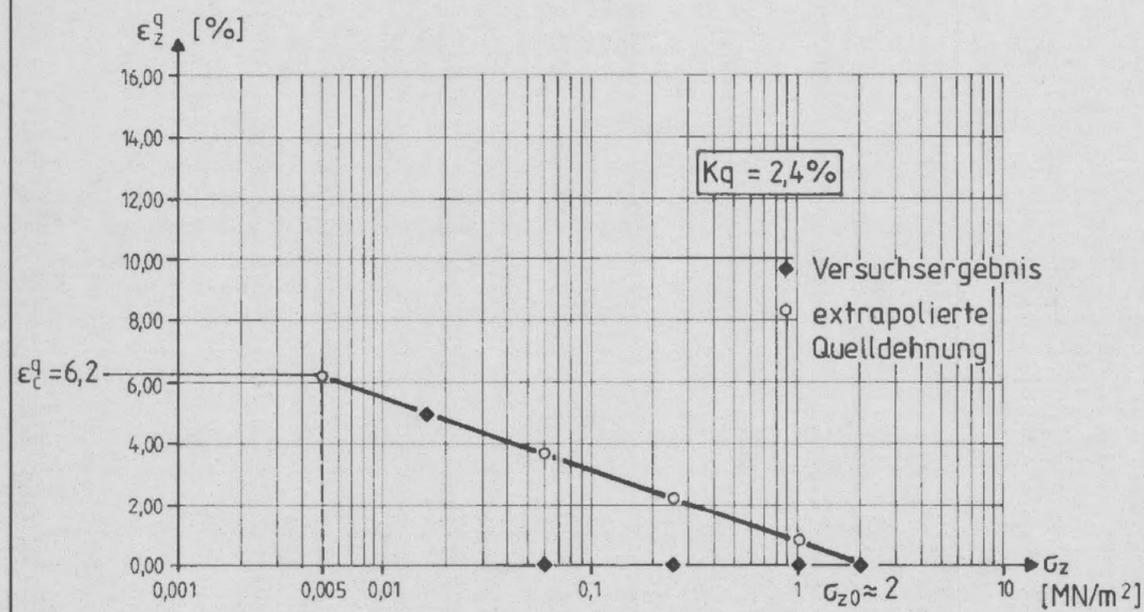
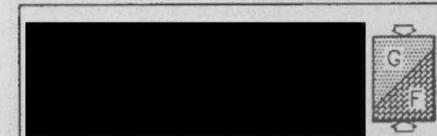


Abb. A 1 - 7.19

Ergebnisse der HUDER/AMBERG-Versuche mit Salzwasser aus dem Oxford (Ort 300) an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B11



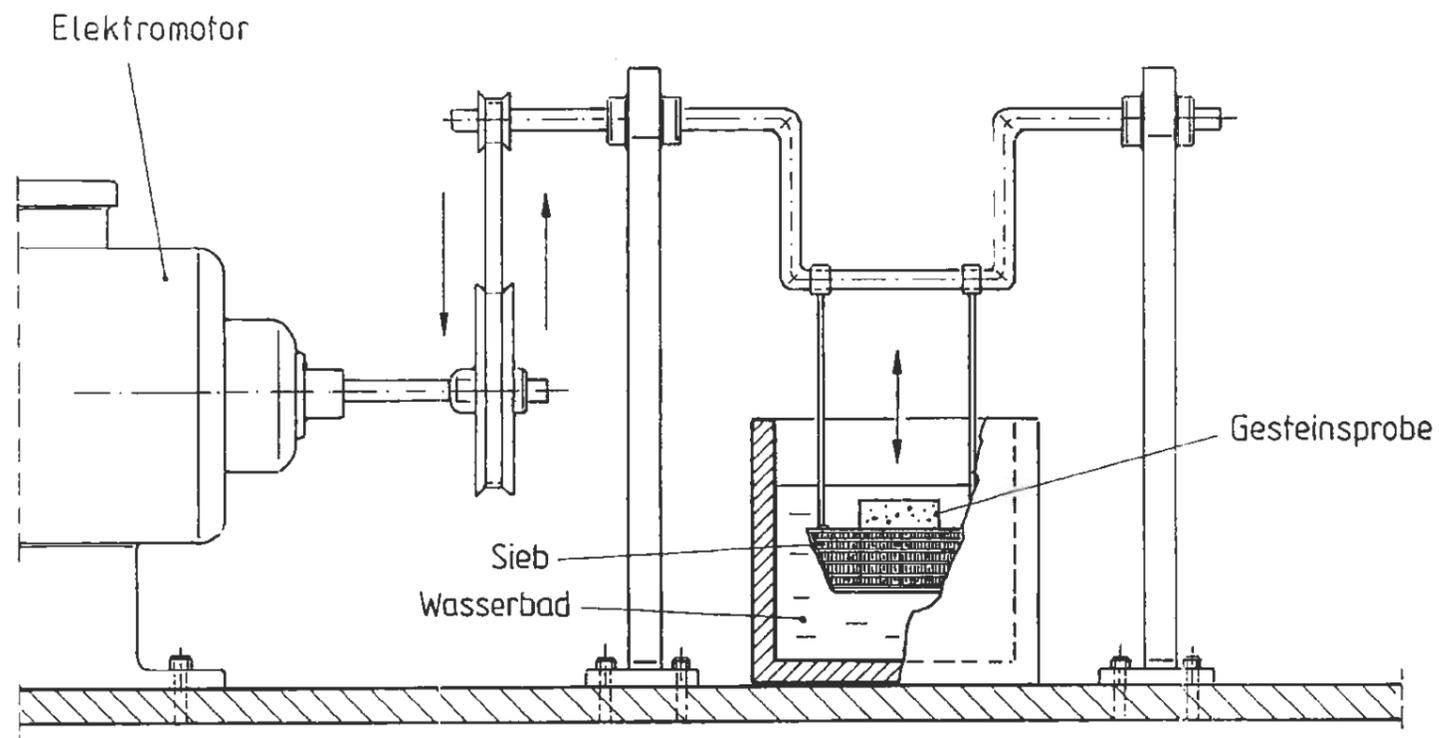
Wasser	Belastungsrichtung	Versuchsart	Bohrtiefe [m]	σ_o [MN/m ²]			
				Einzelwerte	Mittelwerte		
destilliertes Wasser	parallel zur Schichtung	HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	2,0	1,45	2,25	2,0
		QDV 2)	9,0 ÷ 9,3	0,9			
	senkrecht zur Schichtung	HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	4,0	3,05		
		QDV 2)	26,5 ÷ 27,5	2,1			
Salzwasser (Hils)	parallel zur Schichtung	HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	2,0	2,15	1,95	2,0
		QDV 2)	9,0 ÷ 9,3	2,3 3)			
	senkrecht zur Schichtung	HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	2,0	1,75		
		QDV 2)	26,1 ÷ 27,5	1,5			
Salzwasser (Ort 300)	parallel zur Schichtung	HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	2,0	2,0	1,6	
	senkrecht zur Schichtung	HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	2,0	1,4		
		QDV 2)	26,5 ÷ 27,5	0,8			

Wasser	Quellrichtung	Versuchsart	Bohrtiefe [m]	K_q 5) [%]		
				Einzelwerte	Mittelwerte	
destilliertes Wasser	parallel zur Schichtung	HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	6,6 7)	7,4	6,2
		QHV 4)	9,0 ÷ 9,3	2,8 6)		
		"	38,4 ÷ 39,7	10,4 6) 7)		
	senkrecht zur Schichtung	"	"	9,6 6) 7)		
		HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	4,5	5,1	
		QHV 4)	27,5 ÷ 27,7	4,3 6) 7)		
"	30,3 ÷ 30,6	6,9 6) 7)				
		"	38,4 ÷ 39,7	4,5 6) 7)		
Salzwasser (Hils)	parallel zur Schichtung	HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	3,3	1,1	1,05
		QHV 4)	9,0 ÷ 9,3	0,05 6) 7)		
		"	14,9 ÷ 15,3	2,1 6) 7)		
	senkrecht zur Schichtung	"	19,9 ÷ 20,4	0 6)		
		HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	2,4	1,0	
		QHV 4)	27,5 ÷ 27,7	0,3 6)		
"	30,3 ÷ 30,6	0,3 6)				
		"	38,4 ÷ 39,7	0,9 6)		
Salzwasser (Ort 300)	parallel zur Schichtung	HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	2,4	2,2	1,9
		QHV 4)	9,0 ÷ 9,3	0,1 6)		
	senkrecht zur Schichtung	"	14,9 ÷ 15,3	4,2 6) 7)		
		HAV 1)	25,6 ÷ 26,1	2,6	1,5	
		QHV 4)	27,5 ÷ 27,7	0,3 6)		

- 1) HAV $\hat{=}$ Quellversuch nach HUDER / AMBERG
- 2) QDV $\hat{=}$ Quelldruckversuch
- 3) keine Konvergenz des Quelldrucks bis zum Versuchsende
- 4) QHV $\hat{=}$ Quellhebungsversuch
- 5) $K_q = \frac{\epsilon_c^q}{\log \frac{\sigma_c}{\sigma_0}}$ mit $\sigma_c = 5 \text{ kN/m}^2$, $\epsilon_c^q = \epsilon^q(\sigma_c)$
- 6) $K_q = \frac{\epsilon_c^q}{\log \frac{\sigma_c}{\sigma_0}}$ mit $\sigma_0 = 2 \text{ MN/m}^2$
 $\sigma_c = \min. \sigma_z = 5 \text{ kN/m}^2$
 $\epsilon_c^q = \max. \epsilon_z^q$
- 7) keine Konvergenz der Quelldehnung bis zum Versuchsende

Abb. A 1 - 7.20

Auswertung der Quellversuche im Hinblick auf die Quellparameter



Versuchsaufbau

Abb. A I - 7.21

Versuchsdurchführung :

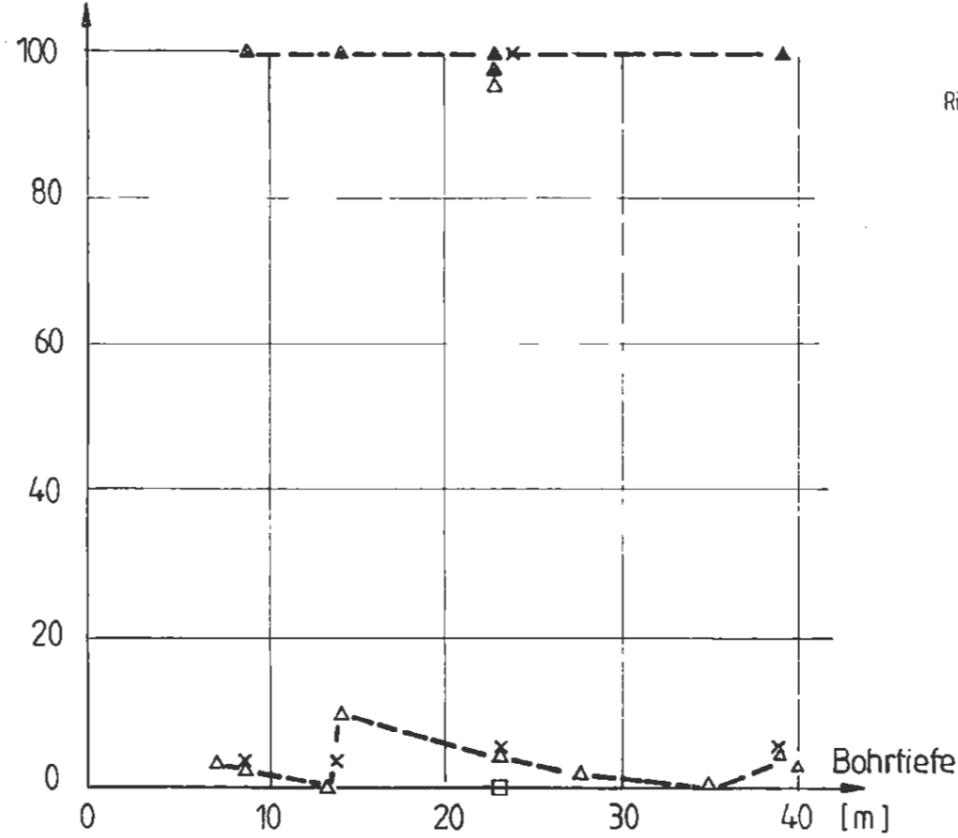
1. Herstellung einer Probe aus einem Kernstück mit einer Masse von ca. 100 g (Abmessungen : 4 x 4 x 3 cm oder 3 x 3 x 4 cm). Einzelne Proben wurden vor dem Versuch luftgetrocknet.
2. Probe auf das Sieb legen (Maschenweite 0,8mm)
3. Rotieren des Siebs durch ein Wasserbad mit konstanter Frequenz (1,2 Hz)
4. Wägung der Rückstandsmasse in bestimmten Zeitabständen (1h , 6h , 8h , 24h ,)
5. Versuchsdauer in der Regel 24h. An einzelnen Proben aus den Bohrungen V2 und V4 Langzeitver-
suche mit einer Versuchsdauer bis zu 240 bzw. 120h.

Tauchversuch zur Untersuchung
der Zerfallsstabilität nach
MEDERER



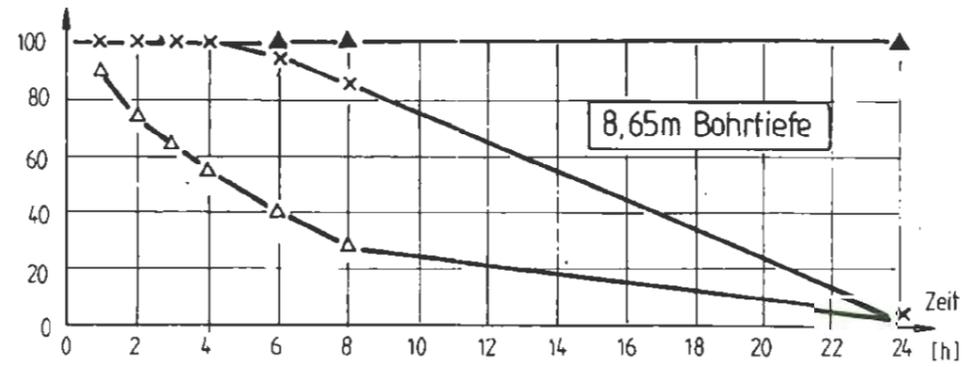
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

Rückstandsmasse [Gew.-%]



Rückstandsmasse nach 24 Stunden

Rückstandsmasse [Gew.-%]



Verringerung der Rückstandsmasse in Abhängigkeit von der Zeit

- ▲ Salzwasser (Hilts)
- × Salzwasser (Hilts) Probe luftgetrocknet
- Δ destilliertes Wasser
- destilliertes Wasser Probe luftgetrocknet

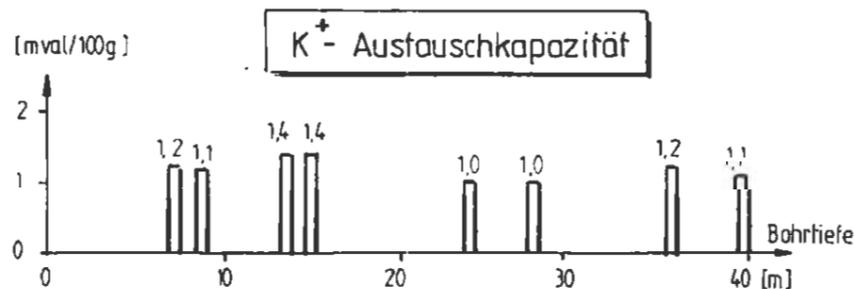
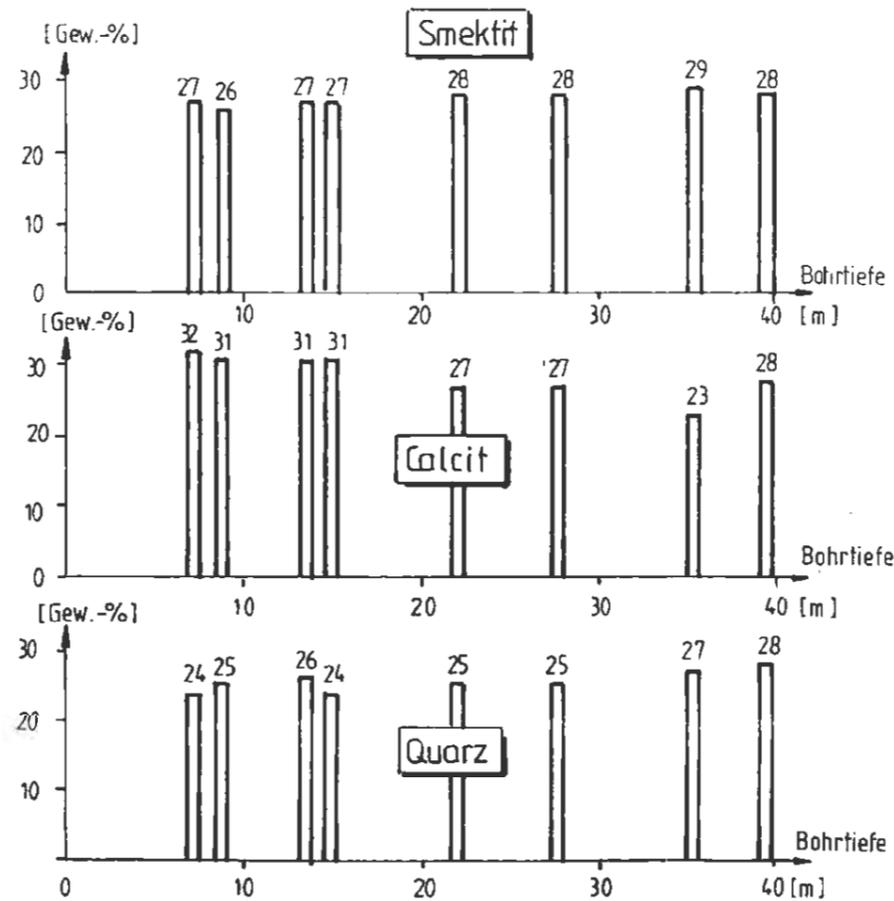
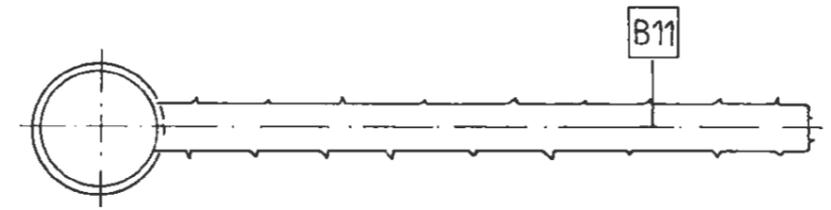
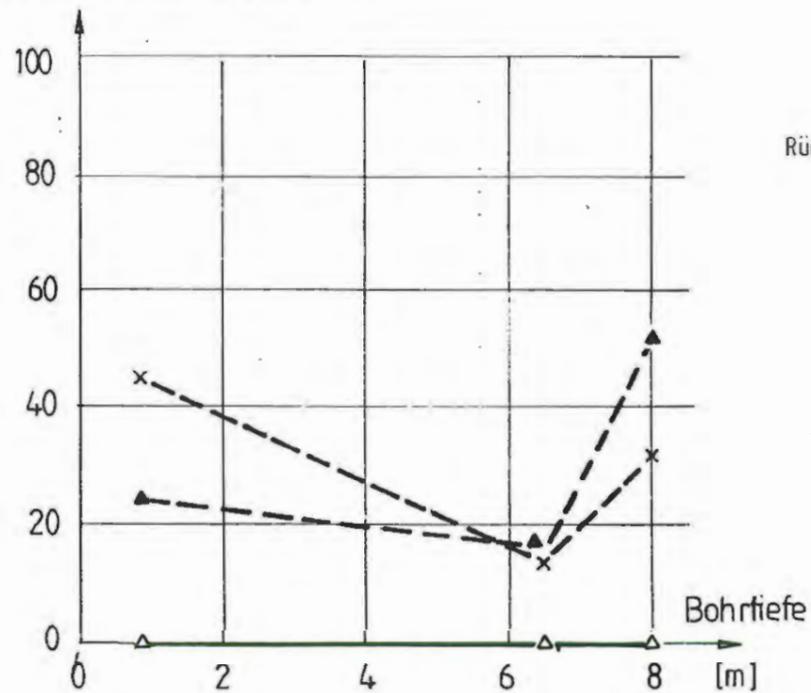


Abb. A 1 - 7.22

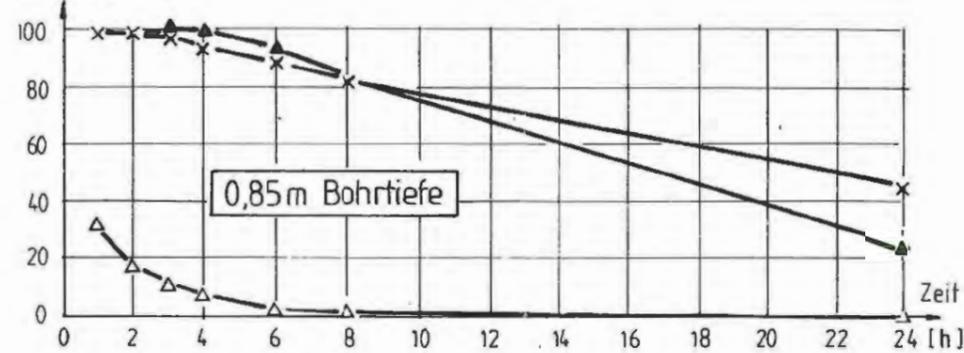
Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Vorbohrung B11

Mineralogische Zusammensetzung (Hauptkomponenten) und Kationenaustauschkapazitäten der untersuchten Proben

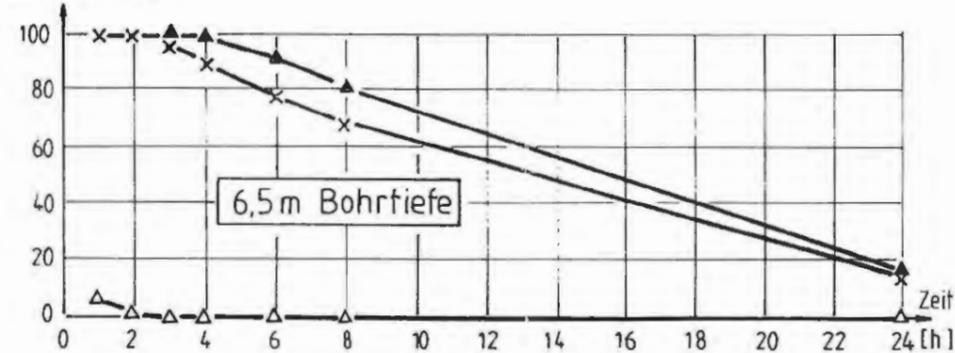
Rückstandsmasse [Gew.-%]



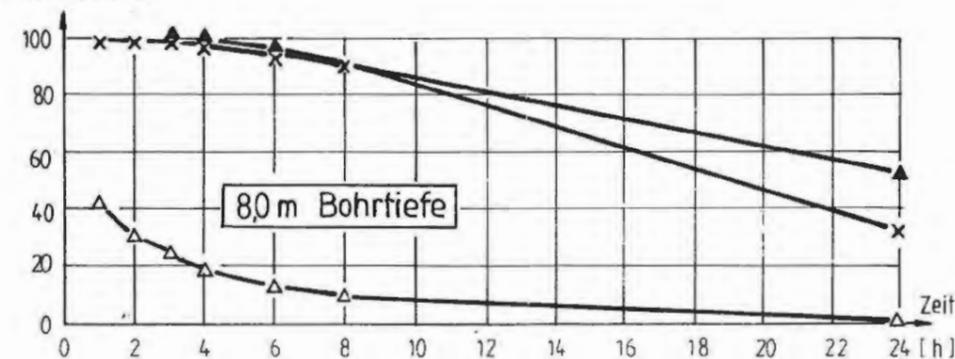
Rückstandsmasse [Gew.-%]



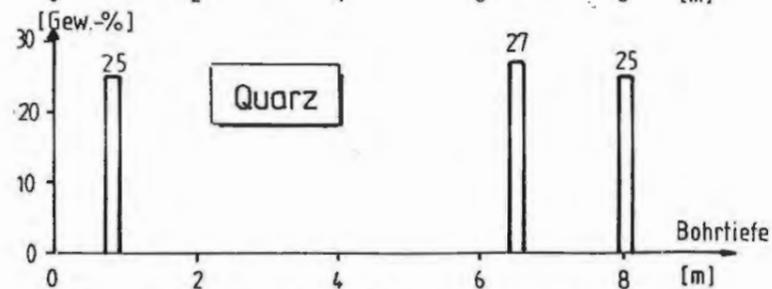
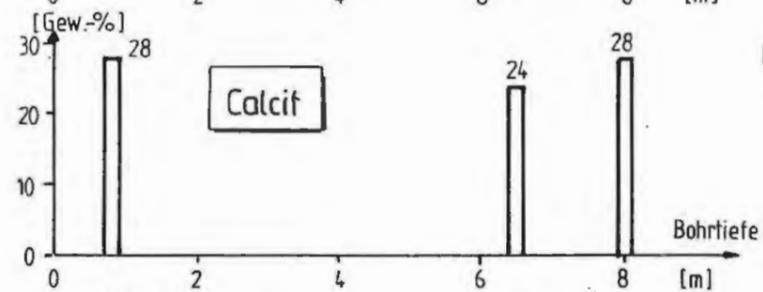
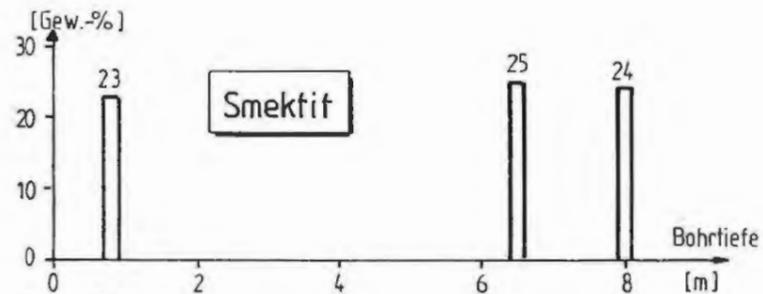
Rückstandsmasse [Gew.-%]



Rückstandsmasse [Gew.-%]



Verringerung der Rückstandsmasse in Abhängigkeit von der Zeit



Mineralogische Zusammensetzung der untersuchten Proben (Hauptkomponenten)

- ▲ Salzwasser (Hils)
- x Salzwasser (Hils) Probe luftgetrocknet
- △ destilliertes Wasser

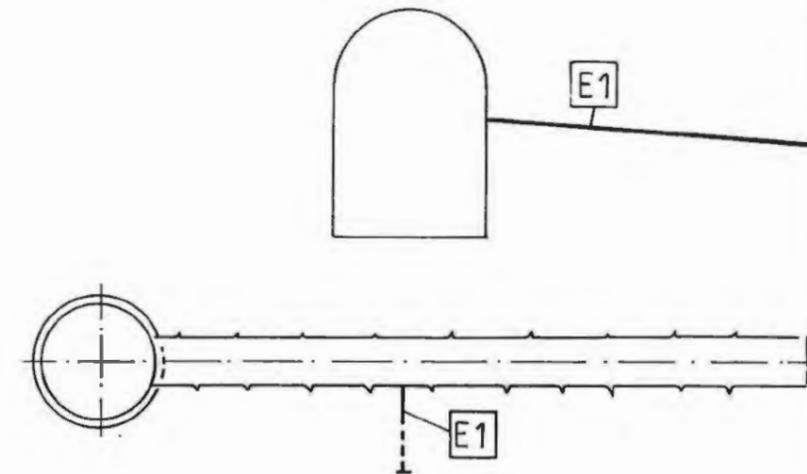
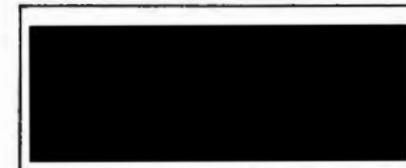
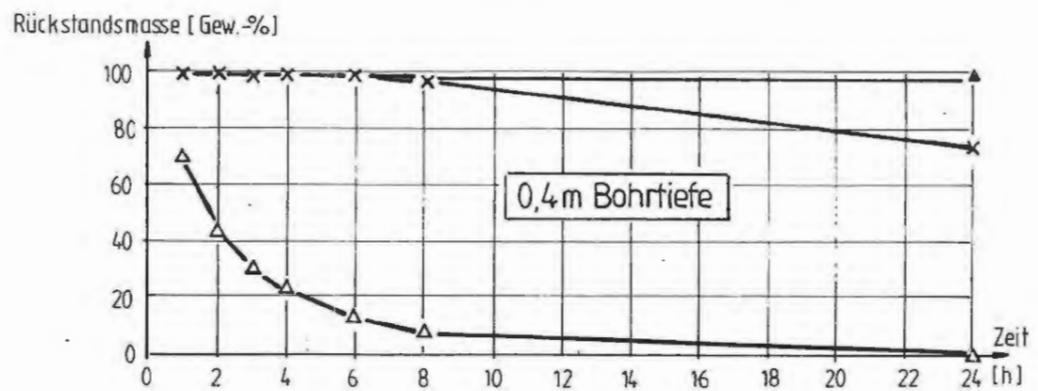
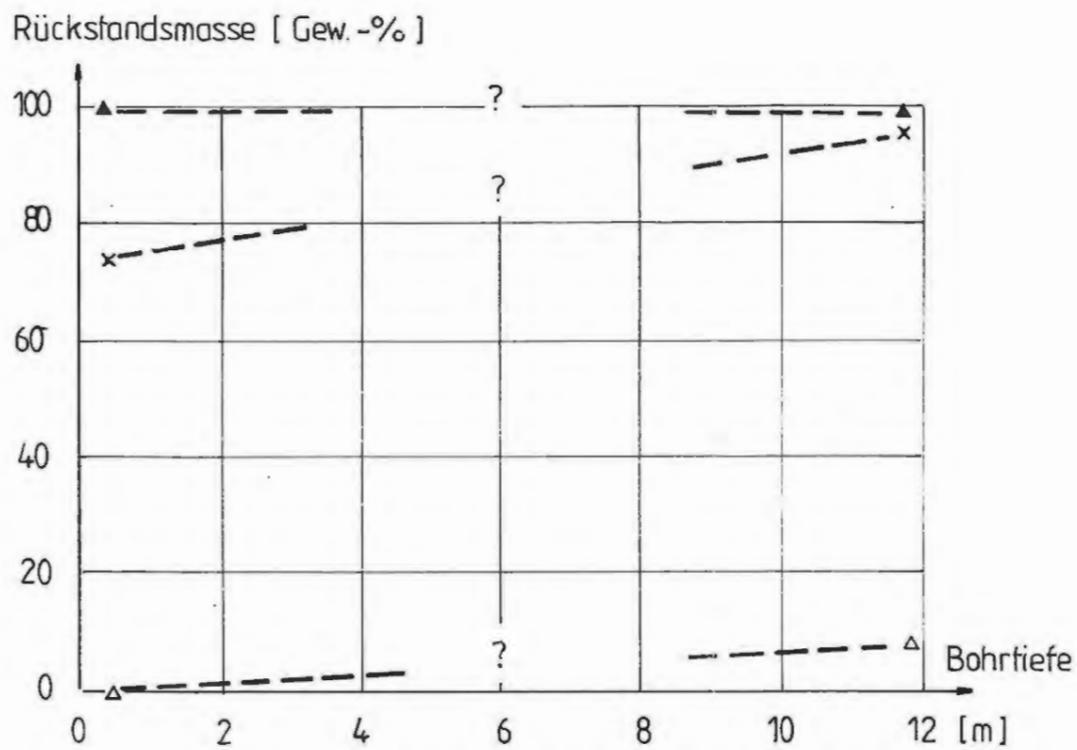


Abb. A 1 - 7.23

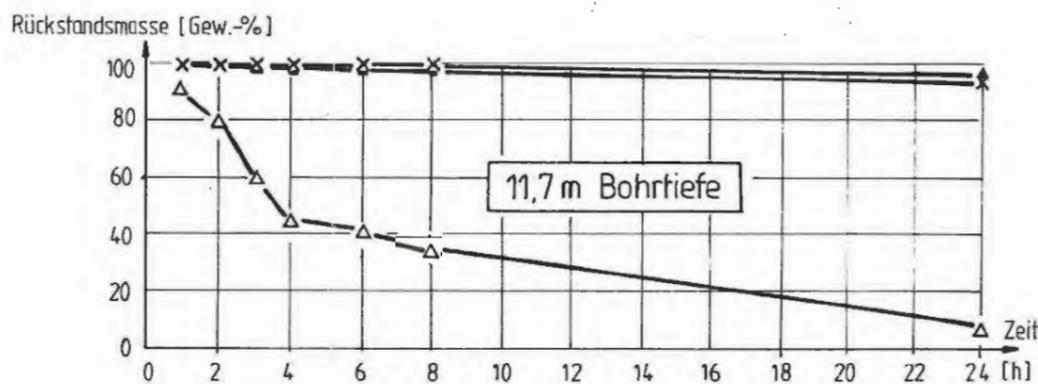
Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung E1



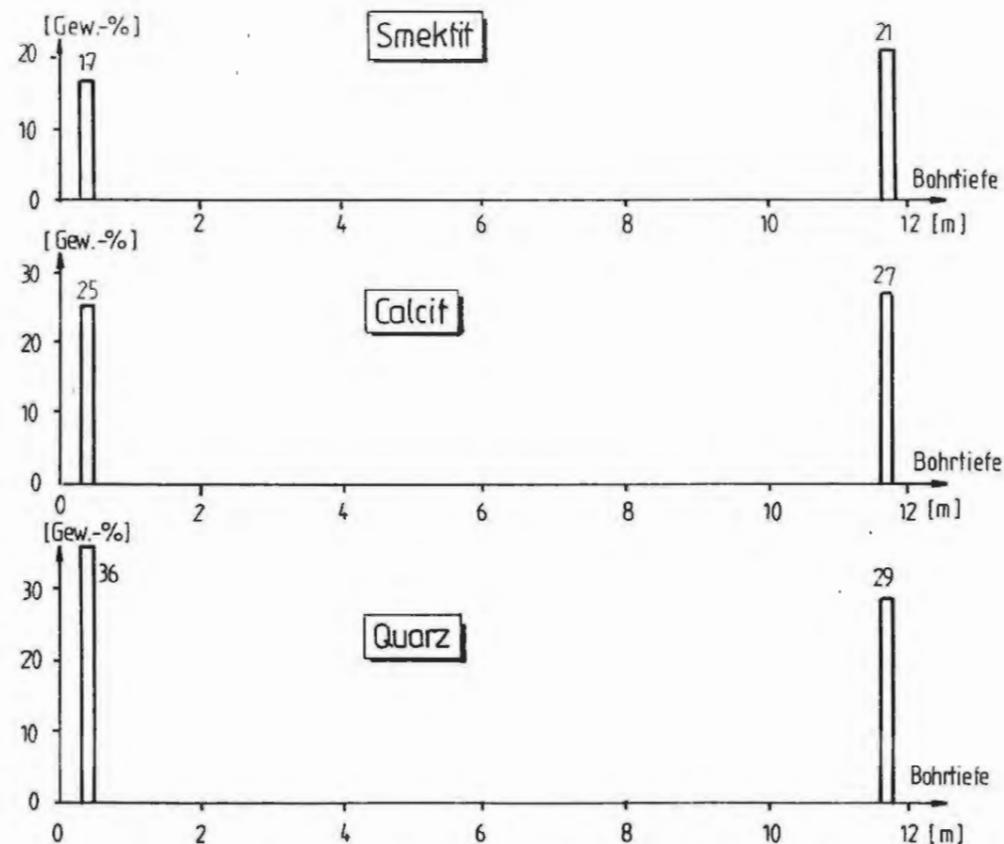
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



- ▲ Salzwasser (Hils)
- x Salzwasser (Hils)
Probe luftgetrocknet
- △ destilliertes Wasser



Verringerung der Rückstandsmasse in Abhängigkeit von der Zeit



Mineralogische Zusammensetzung der untersuchten Proben (Hauptkomponenten)

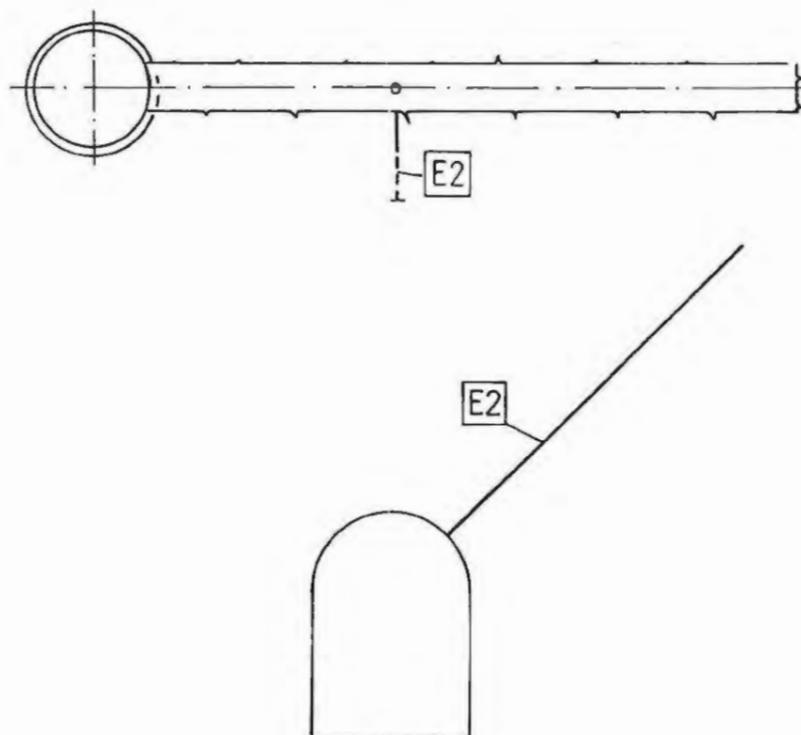
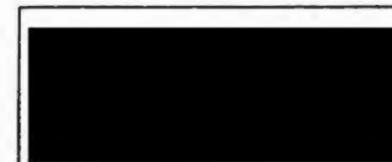
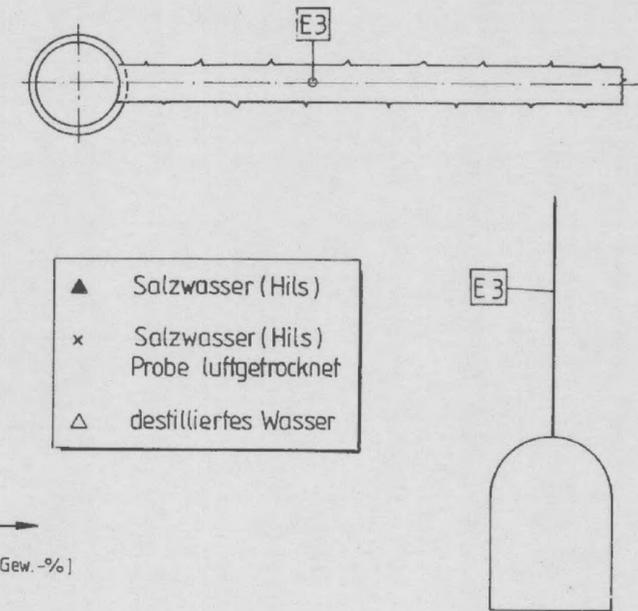
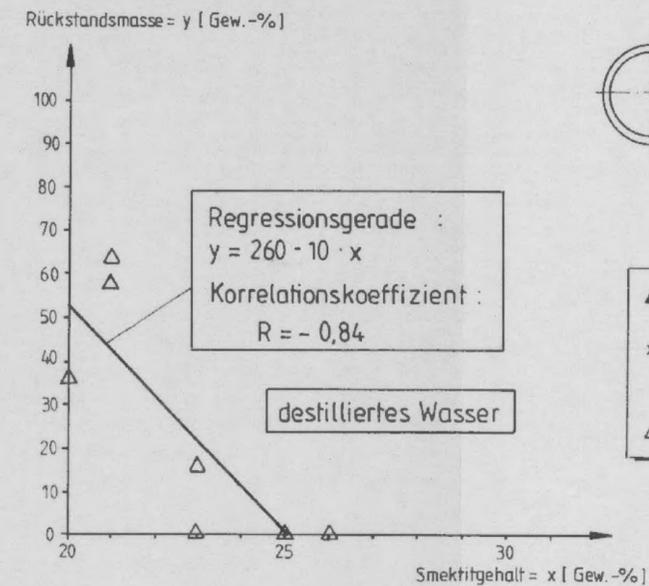
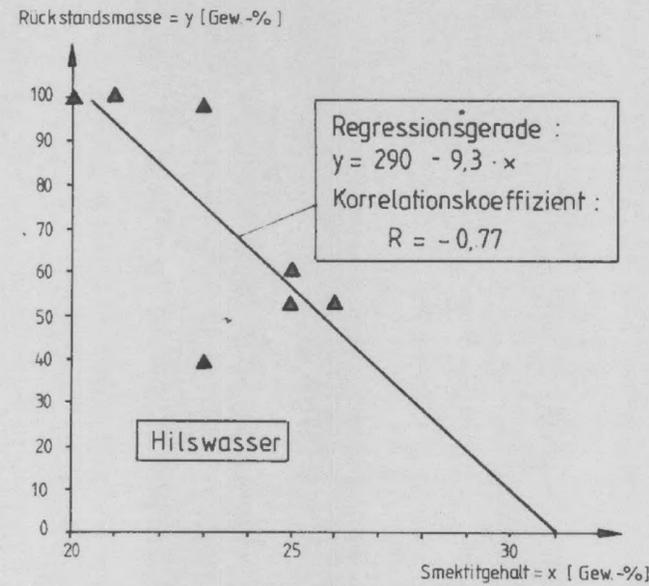
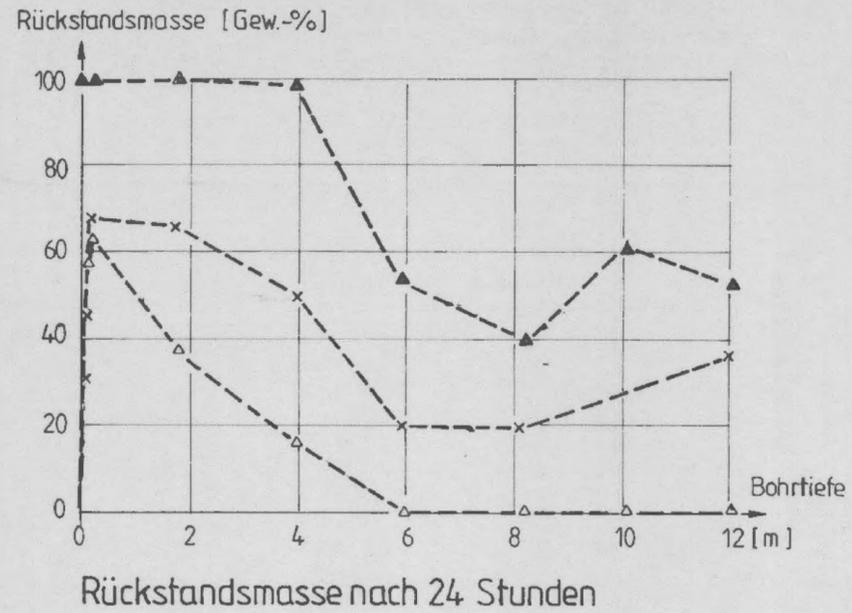


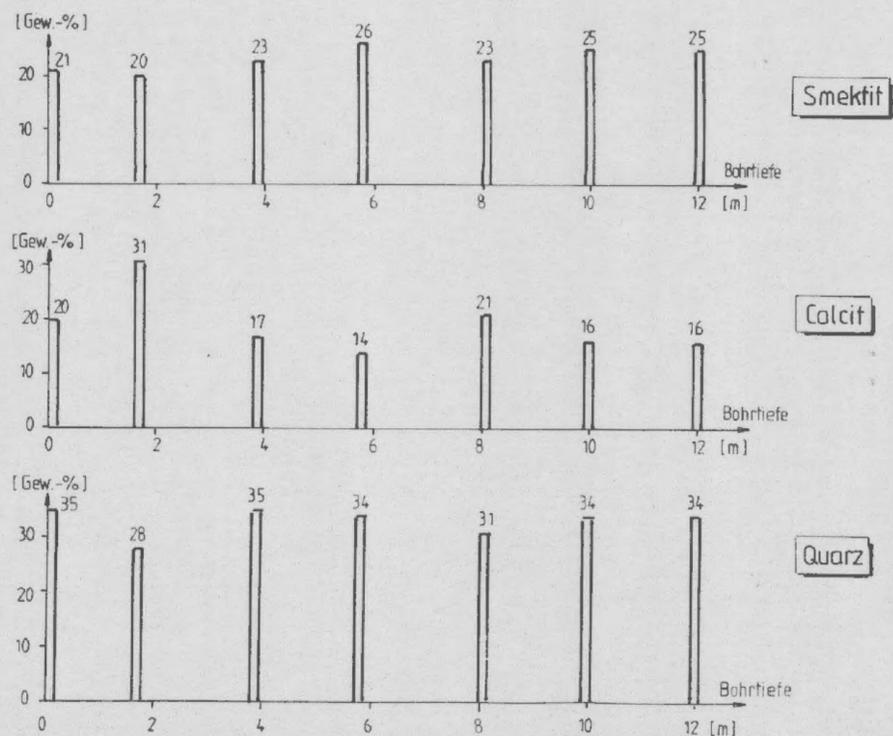
Abb. A 1 - 7.24

Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung E2

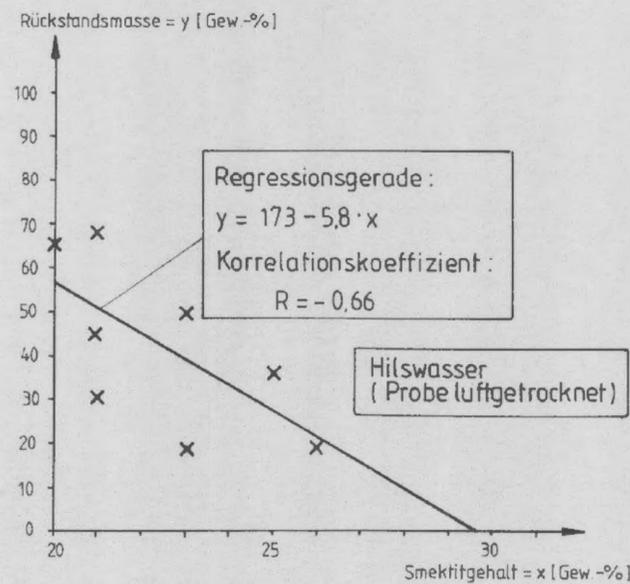




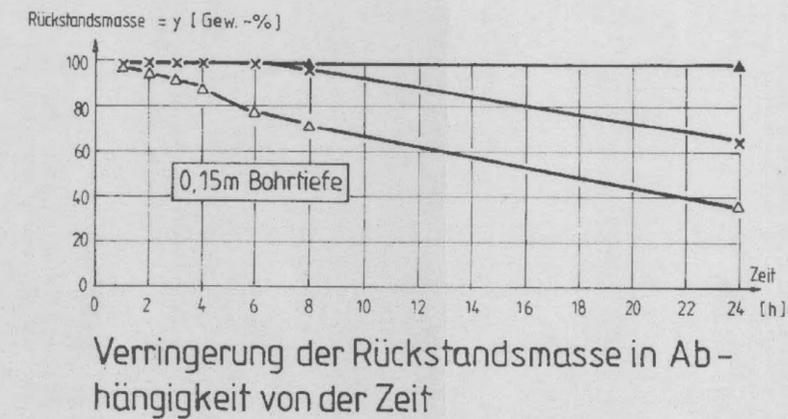
Korrelationsdiagramm : Smektitgehalt - Rückstandsmasse (nach 24h) Korrelationsdiagramm : Smektitgehalt - Rückstandsmasse (nach 24h)



Mineralogische Zusammensetzung der untersuchten Proben (Hauptkomponenten)



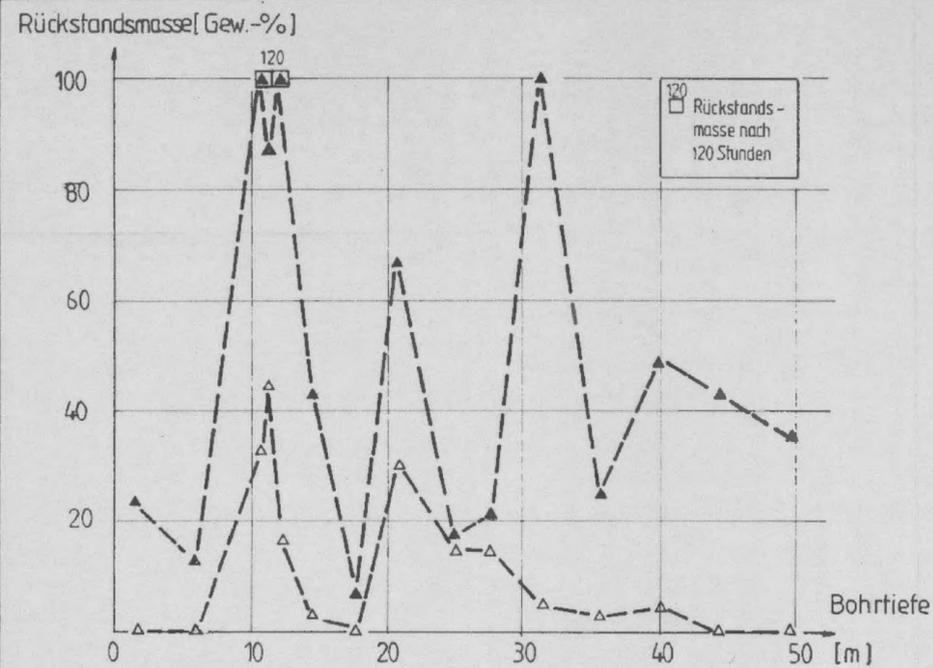
Korrelationsdiagramm : Smektitgehalt - Rückstandsmasse (nach 24h)



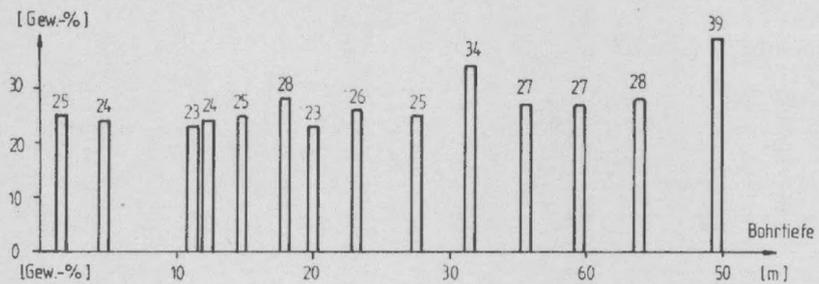
Verringerung der Rückstandsmasse in Abhängigkeit von der Zeit

Abb. A 1 - 7.25

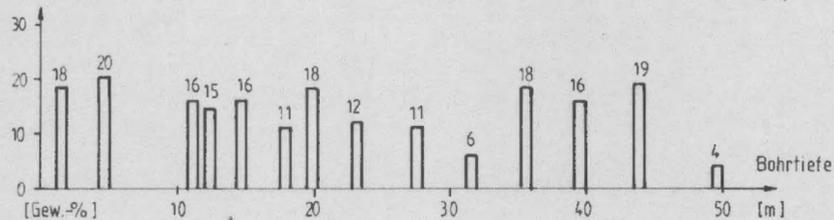
Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung E3



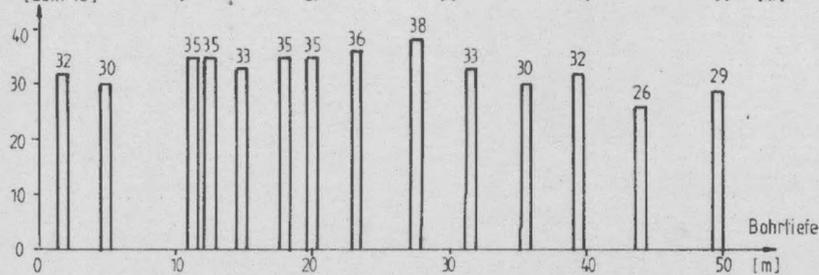
Rückstandsmasse nach 24 Stunden



Smektit

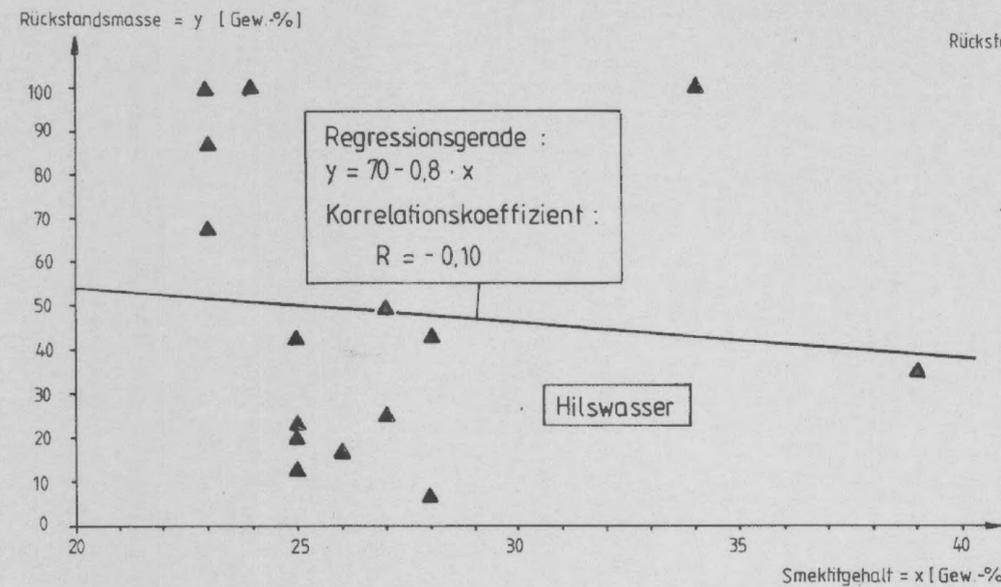


Calcit

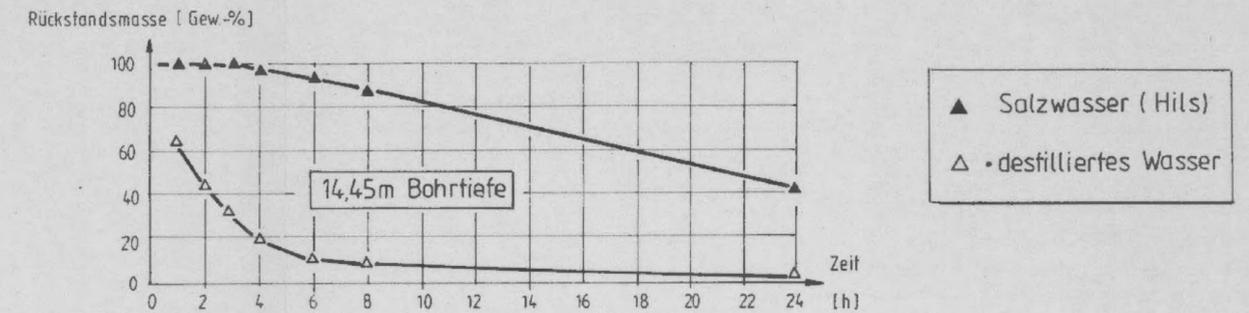


Quarz

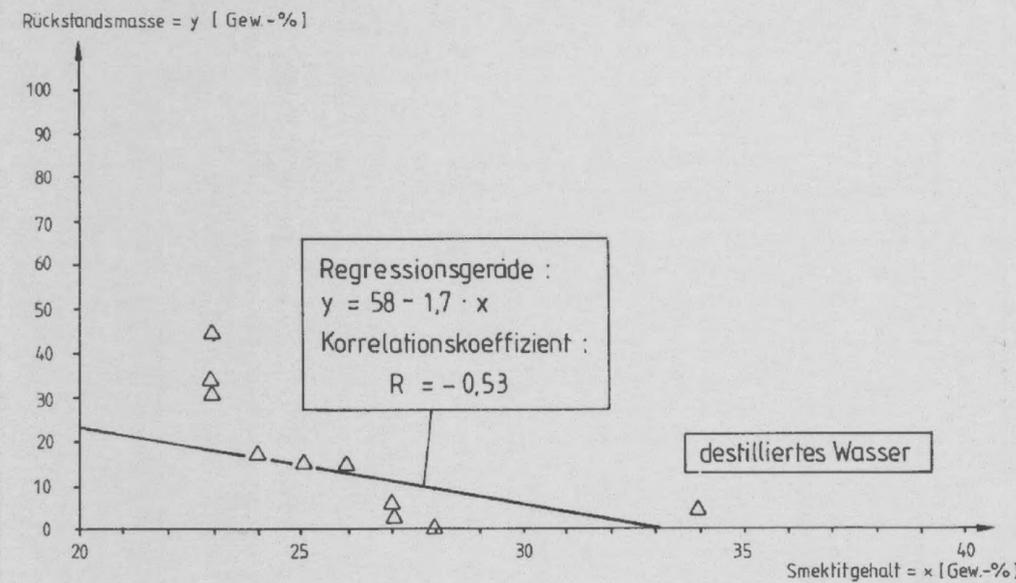
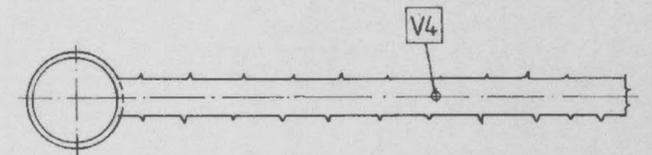
Mineralogische Zusammensetzung der untersuchten Proben (Hauptkomponenten)



Korrelationsdiagramm : Smektitgehalt - Rückstandsmasse (nach 24h)



Verringerung der Rückstandsmasse in Abhängigkeit von der Zeit



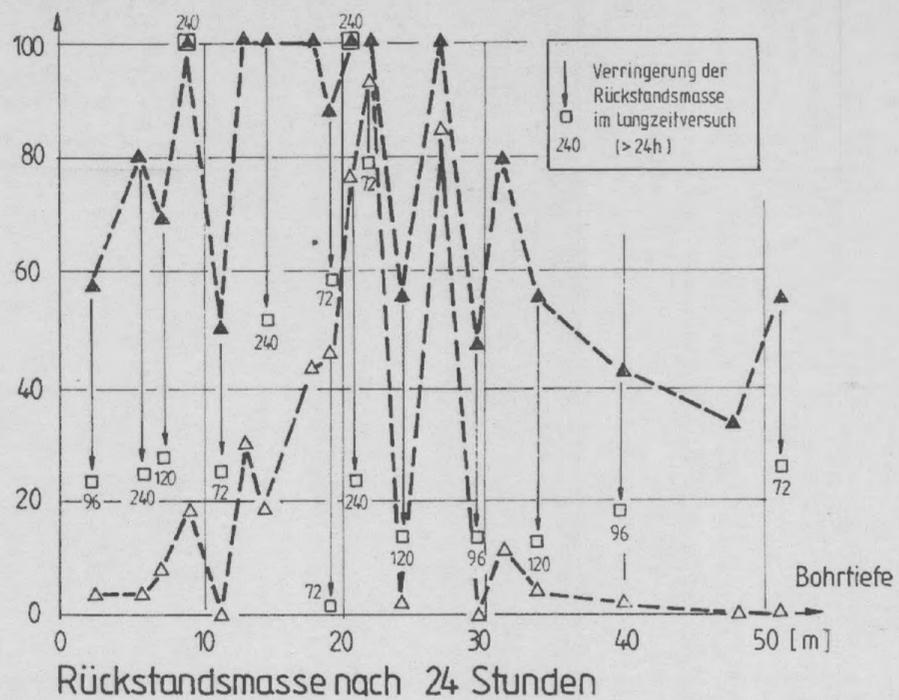
Korrelationsdiagramm : Smektitgehalt - Rückstandsmasse (nach 24h)



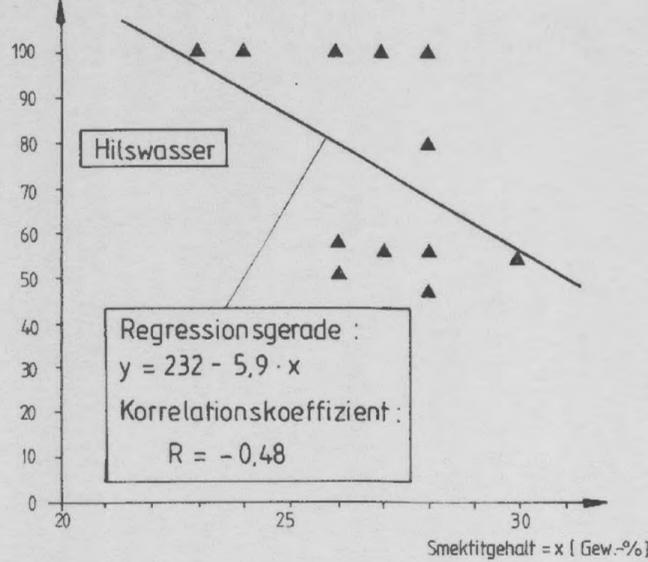
Abb. A1 - 7.26

Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung V4

Rückstandsmasse [Gew.-%]

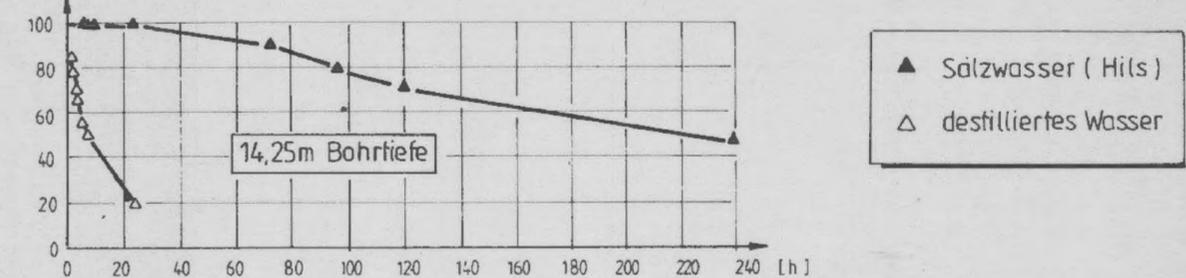


Rückstandsmasse = y [Gew.-%]

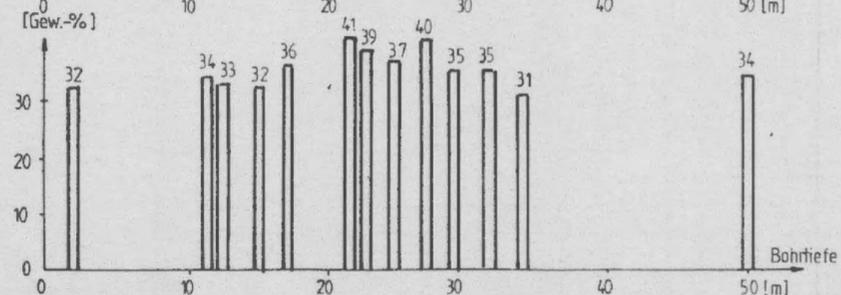
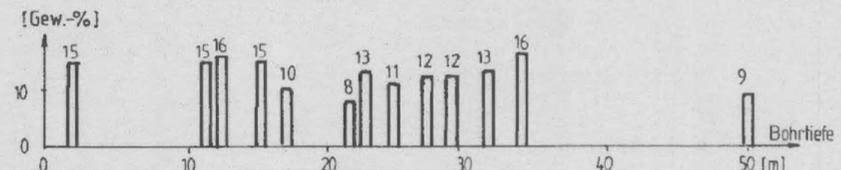
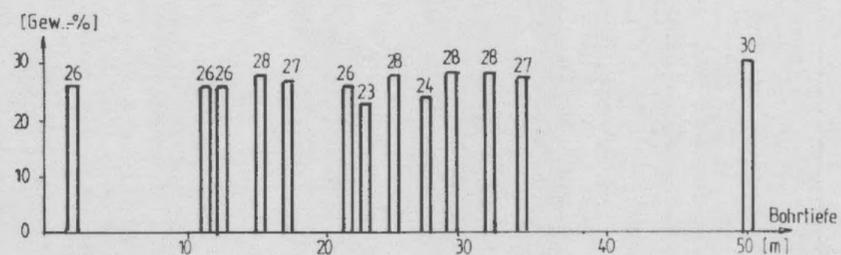


Korrelationsdiagramm : Smektitgehalt - Rückstandsmasse (nach 24 h)

Rückstandsmasse [Gew.-%]

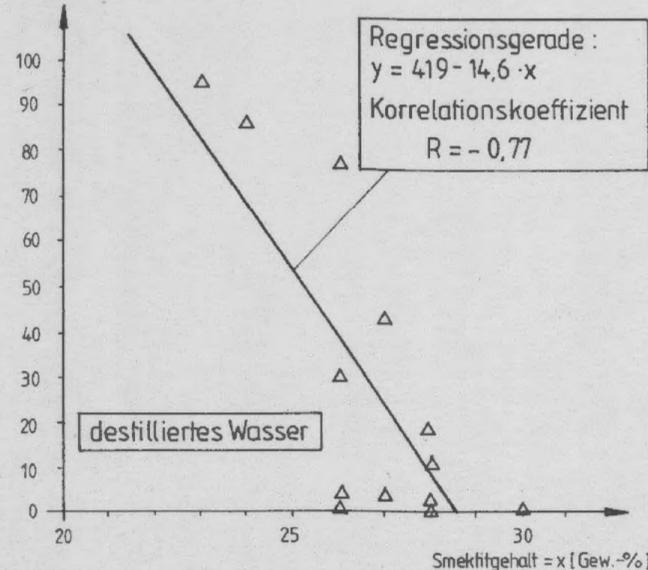


Verringerung der Rückstandsmasse in Abhängigkeit von der Zeit



Mineralogische Zusammensetzung der untersuchten Proben (Hauptkomponenten)

Rückstandsmasse = y [Gew.-%]



Korrelationsdiagramm : Smektitgehalt - Rückstandsmasse (nach 24 h)

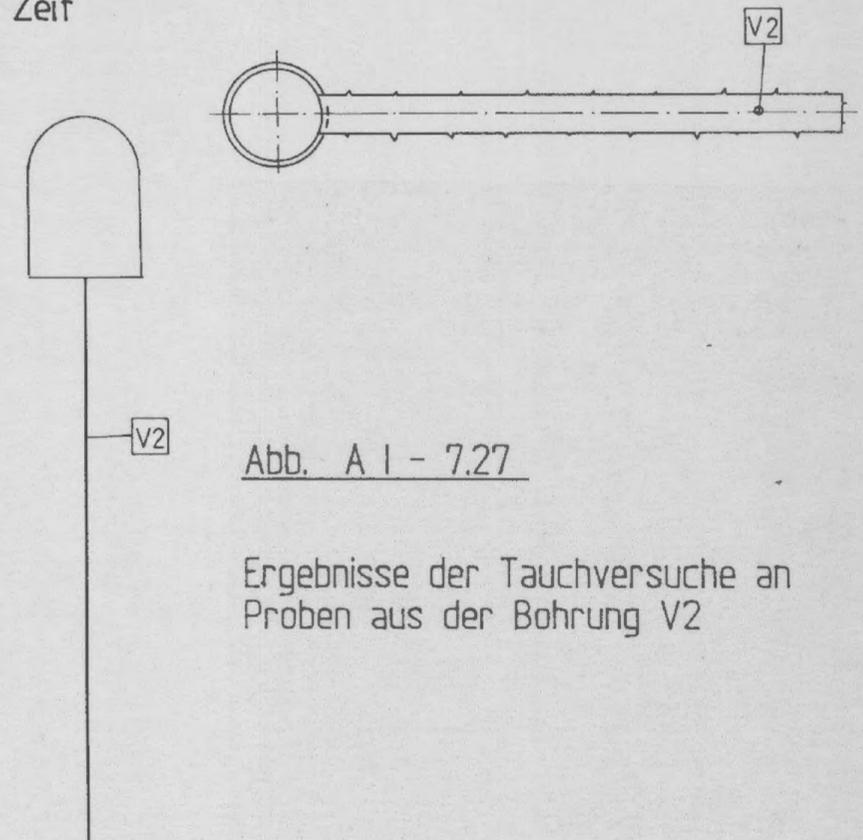
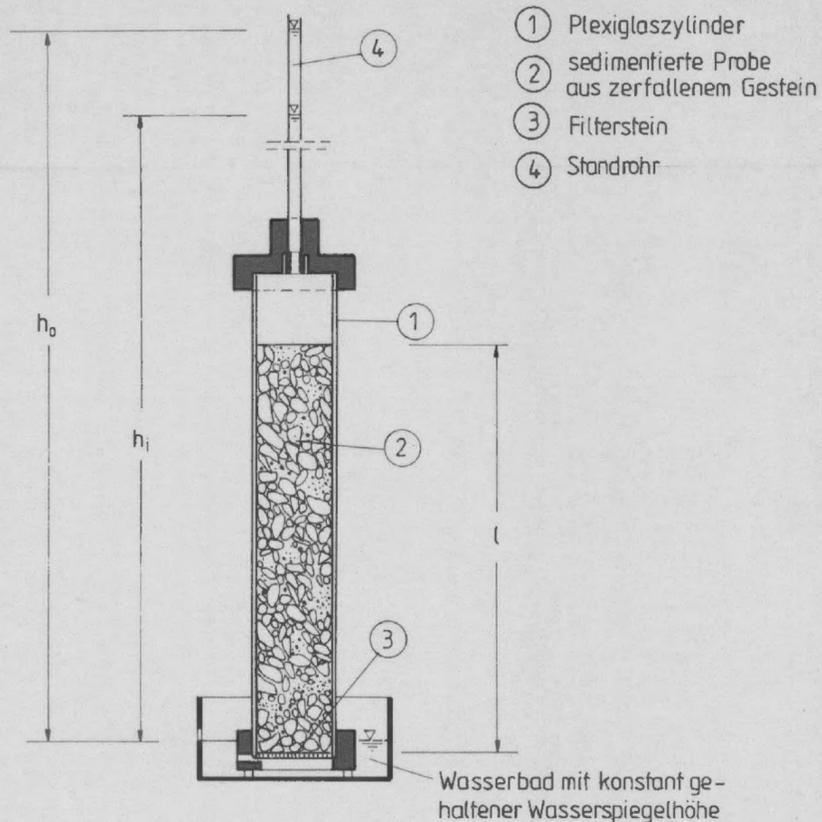


Abb. A 1 - 7.27

Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung V2



- ① Plexiglaszylinder
- ② sedimentierte Probe aus zerfallenem Gestein
- ③ Filterstein
- ④ Standrohr

Versuchsdurchführung:

1. Einfüllen der Probe in den Plexiglaszylinder
2. Bewässerung
3. Nullmessung der Wasserhöhe im Standrohr (h_0)
4. Sedimentieren der Probe (1 Tag)
5. Messung der Wasserhöhe im Standrohr (h_i)

Versuchsergebnisse:

Proben-Nr.	Bohrtiefe [m]	k_f -Wert nach der Sedimentation [m/s]	Setzung Δl [cm]	Δl zugeordneter k_f -Wert [m/s]	k_f -Wert am Versuchsende [m/s]	Versuchsdauer [Tage]	Trockendichte am Versuchsende [g/cm ³]
2113	11,2	$2,5 \cdot 10^{-8}$	0,1	$8,1 \cdot 10^{-9}$	$1,6 \cdot 10^{-9}$	90	1,421
2117	14,2	$2,9 \cdot 10^{-8}$	1,6	$1,0 \cdot 10^{-8}$	$2,2 \cdot 10^{-9}$	100	1,302
2120	16,2	$8,2 \cdot 10^{-8}$	0,6	$6,1 \cdot 10^{-8}$	$1,6 \cdot 10^{-9}$	90	1,447
2122	16,6	$3,2 \cdot 10^{-8}$	1,4	$7,5 \cdot 10^{-9}$	$3,2 \cdot 10^{-9}$	90	1,261
2159	19,4 ÷ 23,5	$4,6 \cdot 10^{-8}$	1,4	$2,5 \cdot 10^{-8}$	$8,4 \cdot 10^{-9}$	50	*
2163	19,4 ÷ 23,5	$3,9 \cdot 10^{-8}$	0,5	$1,6 \cdot 10^{-8}$	$4,1 \cdot 10^{-9}$	50	*
2168	23,5 ÷ 25,5	$4,9 \cdot 10^{-8}$	0,6	$2,0 \cdot 10^{-8}$	$1,1 \cdot 10^{-8}$	50	*
2174	26,4 ÷ 29,5	$6,7 \cdot 10^{-8}$	0	$6,7 \cdot 10^{-8}$	$2,6 \cdot 10^{-9}$	50	*
2177	29,15 ÷ 29,85	$7,8 \cdot 10^{-8}$	1,3	$3,3 \cdot 10^{-8}$	$1,1 \cdot 10^{-8}$	50	*
2192	32,0 ÷ 36,0	$6,1 \cdot 10^{-8}$	0,7	$2,4 \cdot 10^{-8}$	$4,0 \cdot 10^{-9}$	50	*
2196	33,5 ÷ 37,0	$6,1 \cdot 10^{-8}$	0,8	$2,2 \cdot 10^{-8}$	$5,3 \cdot 10^{-9}$	50	*
2213	41,7 ÷ 42,7	$7,5 \cdot 10^{-8}$	0,5	$2,7 \cdot 10^{-8}$	$2,2 \cdot 10^{-9}$	50	*
2216	42,5 ÷ 43,3	$1,7 \cdot 10^{-7}$	0,1	$9,5 \cdot 10^{-8}$	$2,3 \cdot 10^{-9}$	50	*
2205	38,5 ÷ 40,0	$1,1 \cdot 10^{-8}$	0,1	$4,0 \cdot 10^{-9}$	$6,9 \cdot 10^{-10}$	50	*

* Versuch noch nicht abgeschlossen

Durchlässigkeitsbeiwert

$$k_f = \frac{a \cdot l}{A \cdot t_i} \ln \frac{h_0}{h_i}$$

mit:

- A = Querschnittsfläche der Probe
- a = Querschnittsfläche der Wassersäule im Standrohr
- l = Probenhöhe
- t_i = Beobachtungszeit
- h_0 = Wasserhöhe im Standrohr bei Versuchsbeginn
- h_i = Wasserhöhe im Standrohr nach t_i

Versuchseinrichtung

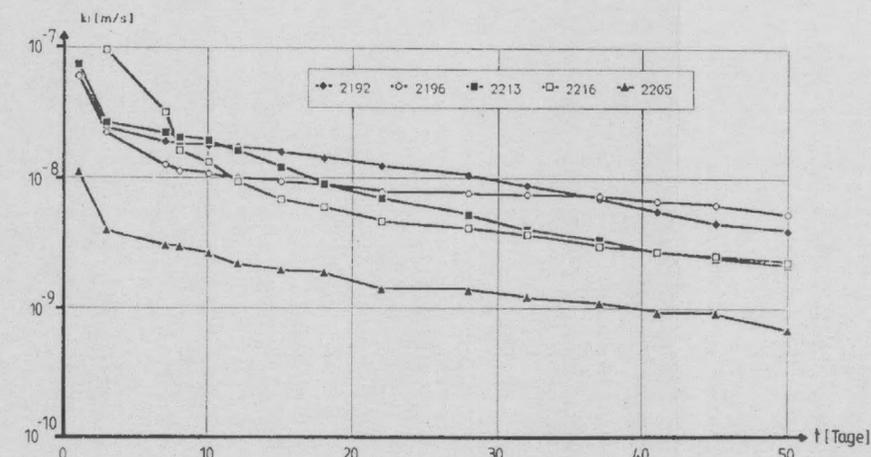
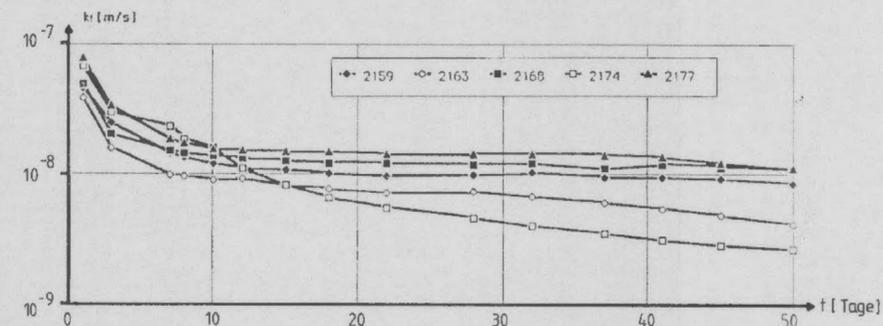
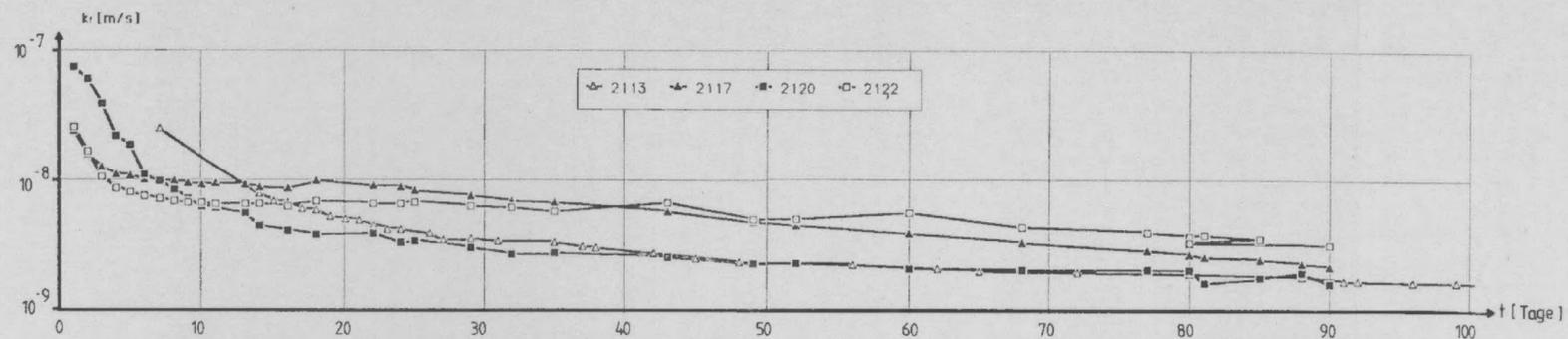


Abb. A 1 - 7.28

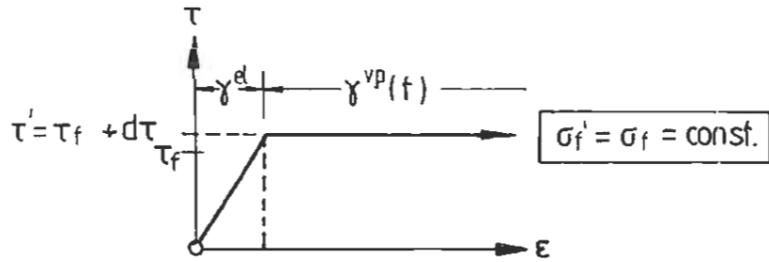
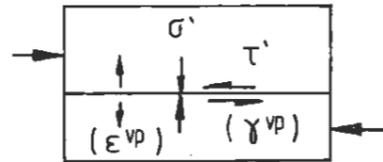
Versuche zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit des zerfallenen Gesteins an Proben aus der Bohrung V2



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

Elastisch - viskoplastisches Verhalten :

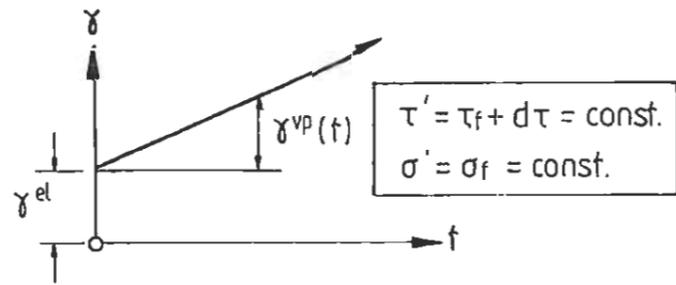
Spannungs - Dehnungs - beziehung



Dehnungs - Zeit beziehung

$$\dot{\gamma}^{vp} = \frac{1}{\eta_{vp}} \cdot (\tau' - \sigma' \cdot \tan \varphi - c)$$

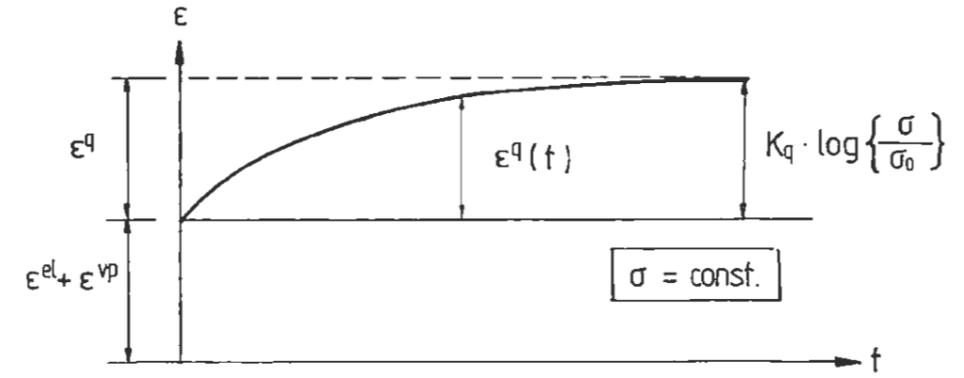
$$\dot{\epsilon}^{vp} = \frac{1}{\eta_{vp}} (\tau' - \sigma' \cdot \tan \varphi - c) \tan \psi$$



Quellverhalten :

Quelldehnungs - Zeitbeziehung

$$\dot{\epsilon}^q = \frac{1}{\eta_q} [K_q \cdot \log \left\{ \frac{\sigma}{\sigma_0} \right\} - \epsilon^q]$$



Bruchkriterium für Schub - / Zugbruch

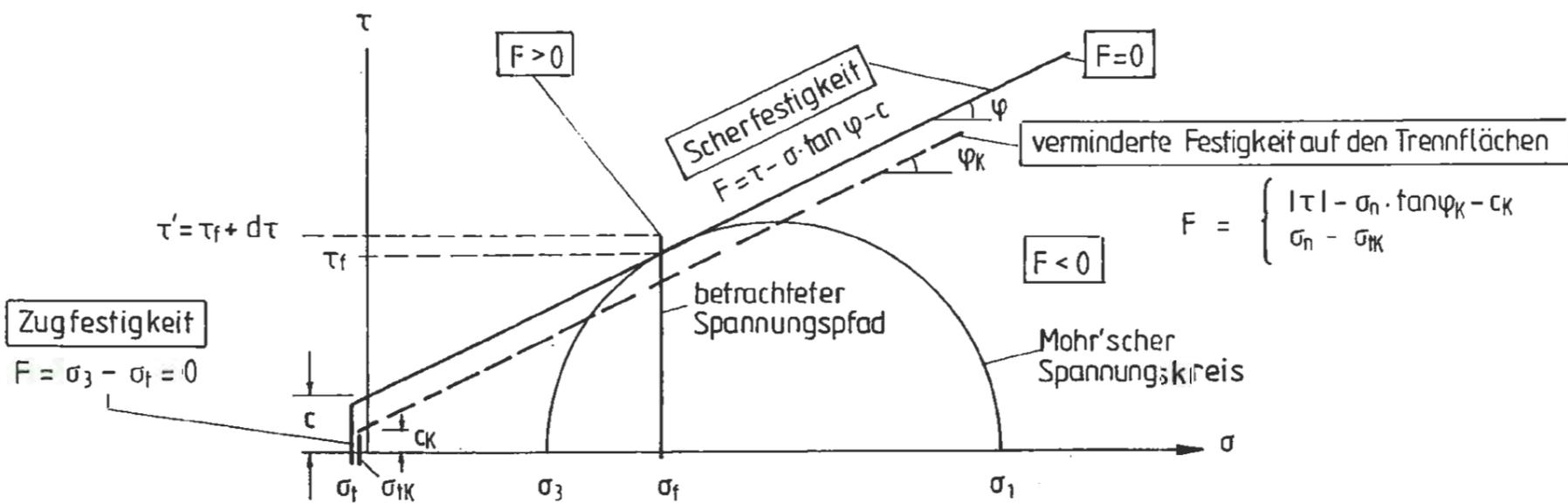
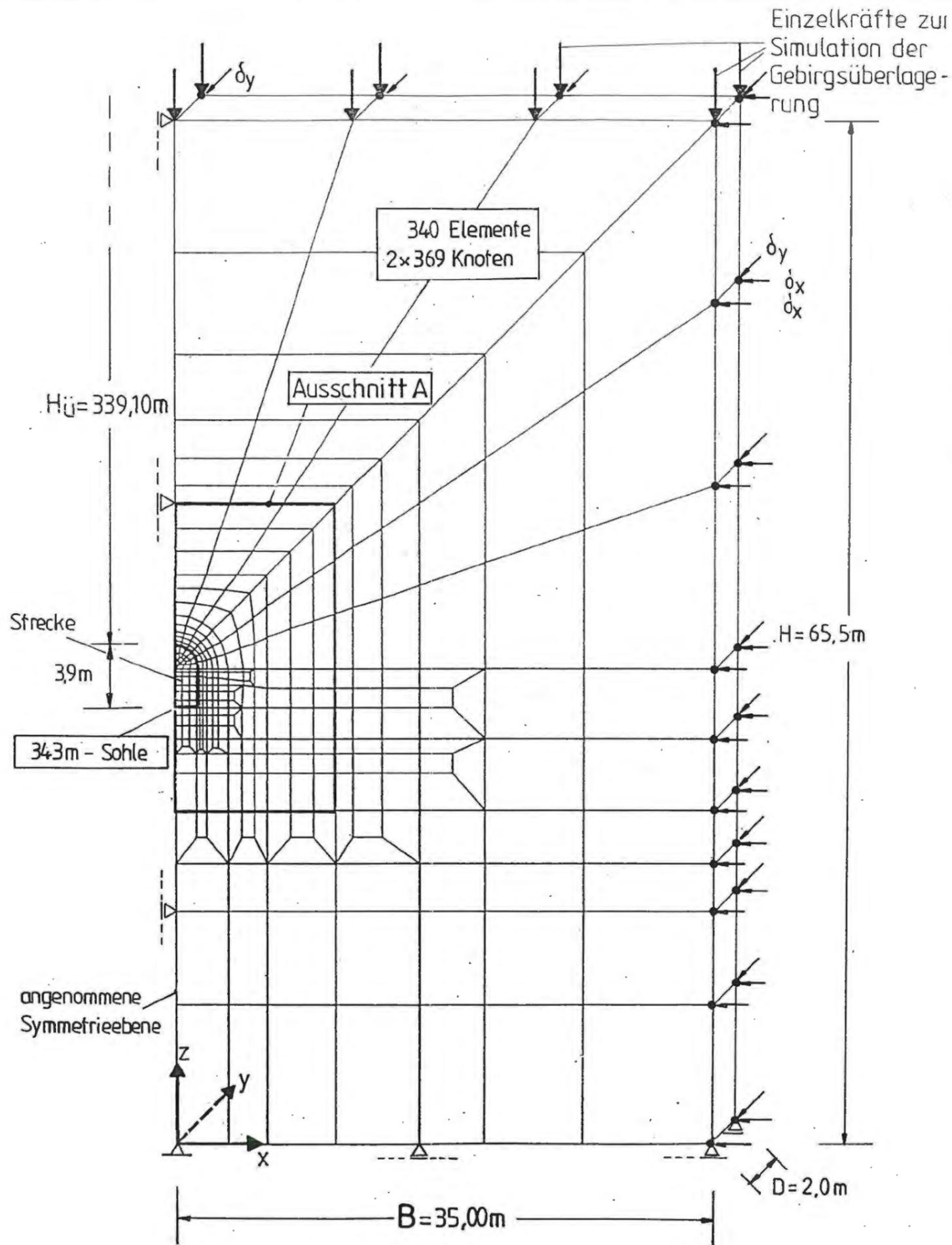


Abb. A 1 - 8.1

Programmsystem FESWELL :
Modell für das Spannungs-
Verformungsverhalten des Gebirges



Wahl der Verschiebungsrandbedingungen δ_x und δ_y für die Knoten der Ebenen $x = 35\text{ m}$ und $y = 2\text{ m}$

Fälle A:
 Nicht durch den Schacht beeinflusster Bereich
 $\delta_x = \delta_y = 0$

Fälle B:
 Durch den Schacht beeinflusster Bereich
 $\delta_x = \frac{B}{E} (\Delta\sigma_x - \nu\Delta\sigma_y)$
 $\delta_y = \frac{D}{E} (\Delta\sigma_y - \nu\Delta\sigma_x)$
 E } Elastizitätskonstanten
 ν } des Gebirges
 $\Delta\sigma_x$ } Veränderung der Horizontalspannungen σ_x u. σ_y in Schachtnähe
 $\Delta\sigma_y$ }

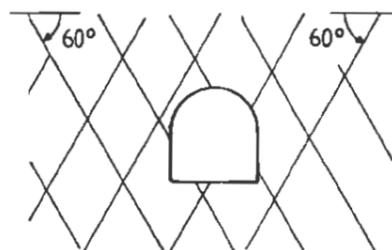
Abb. A 1 - 8.2

Interpretation der Verformungsmessungen :
 Berechnungsausschnitt, FE-Netz und Randbedingungen

Fall	A1a/b 1)	A2 2)	A3	A4	A5	A6	A7	B1a/b	Q1 4)	Q2 4)
<u>Felsmechanische Kennwerte:</u>										
Wichte γ [kN/m ³]	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
E-Modul E [MN/m ²]	2000/4000	2000	2000	2000	2000	4000	4000	2000/4000	2000	2000
Poissonzahl ν	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
Kohäsion c [MN/m ²]	elastisch	2,0	2,0	1,5	2,0	1,0	2,0/1,0 ³⁾	elastisch	elast.	elast.
Reibungswinkel φ [°]	"	15	15	15	7,5	15	15	"	"	"
einaxiale Druckfestigkeit σ_d [MN/m ²]	"	5,2	5,2	3,9	4,6	2,6	5,2/2,6 ³⁾	"	"	"
Zugfestigkeit σ_t [MN/m ²]	"	0	0	0	0	0	0	"	"	"
Dilatanzwinkel ψ [°]	"	15	0	15	7,5	15	15	"	"	"
Quellparameter	$\left\{ \begin{array}{l} K_q [\%] \\ \sigma_o \text{ [MN/m}^2\text{]} \end{array} \right.$	-	-	-	-	-	-	-	4,0	10,0
		-	-	-	-	-	-	-	2,0	2,0

Fälle	A und Q	B
<u>Horizontalspannungen:</u>		
senkrecht zur Streckenachse σ_x [MN/m ²]	$0,5 \cdot \sigma_z$	$0,5 \cdot \sigma_z + 2$
parallel zur Streckenachse σ_y [MN/m ²]	$0,5 \cdot \sigma_z$	$0,5 \cdot \sigma_z - 2$

- 1) Referenzfall für die Fälle B1a/b, Q1, Q2
- 2) Referenzfall für die Fälle A3, A4, A5, A6, A7
- 3) der zweite Wert bezieht sich auf streckenparallel streichende Trennflächen mit Einfallwinkeln von 60°.



- 4) Berücksichtigung einer Spritzbetonsicherung ($d = 15$ cm, $E = 15000$ MN/m²) des Streckengewölbes und der Stöße

Abb. A 1 - 8.3

Fälle A, B und Q :
Felsmechanische Kennwerte und
Horizontalspannungen

gegenüber dem jeweiligen Referenzfall veränderte Annahmen

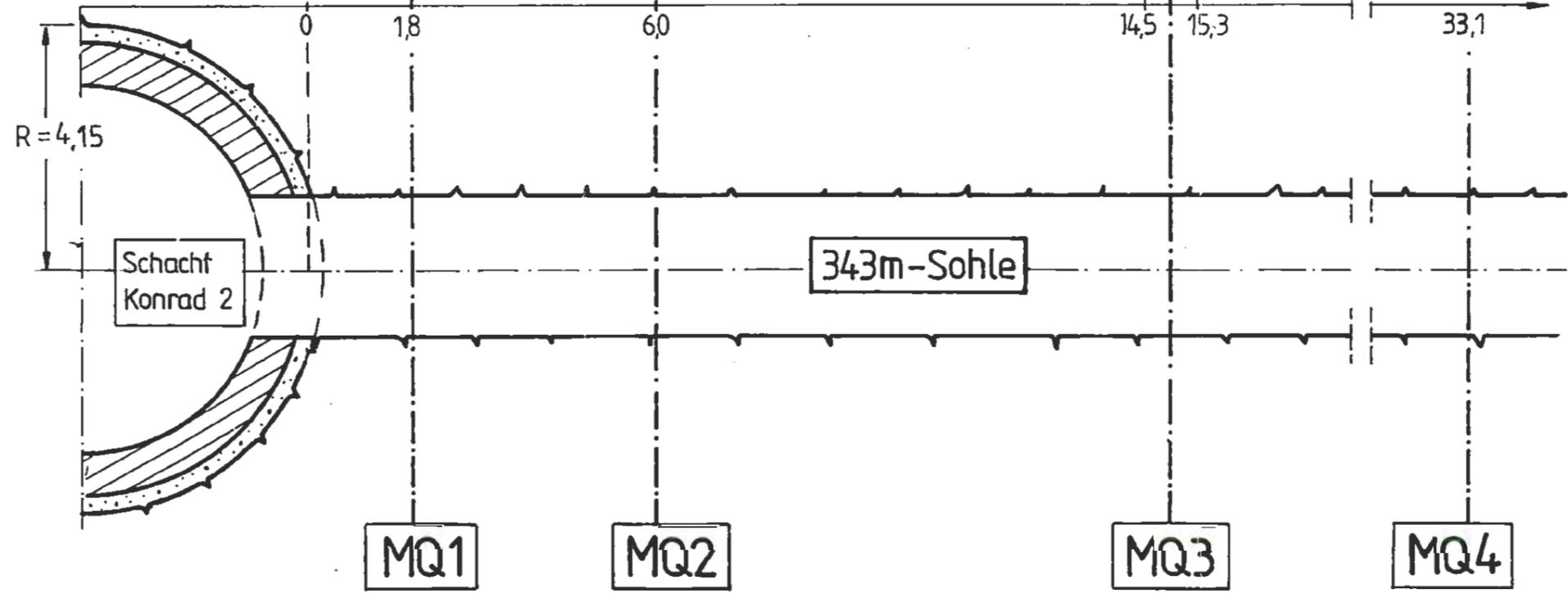
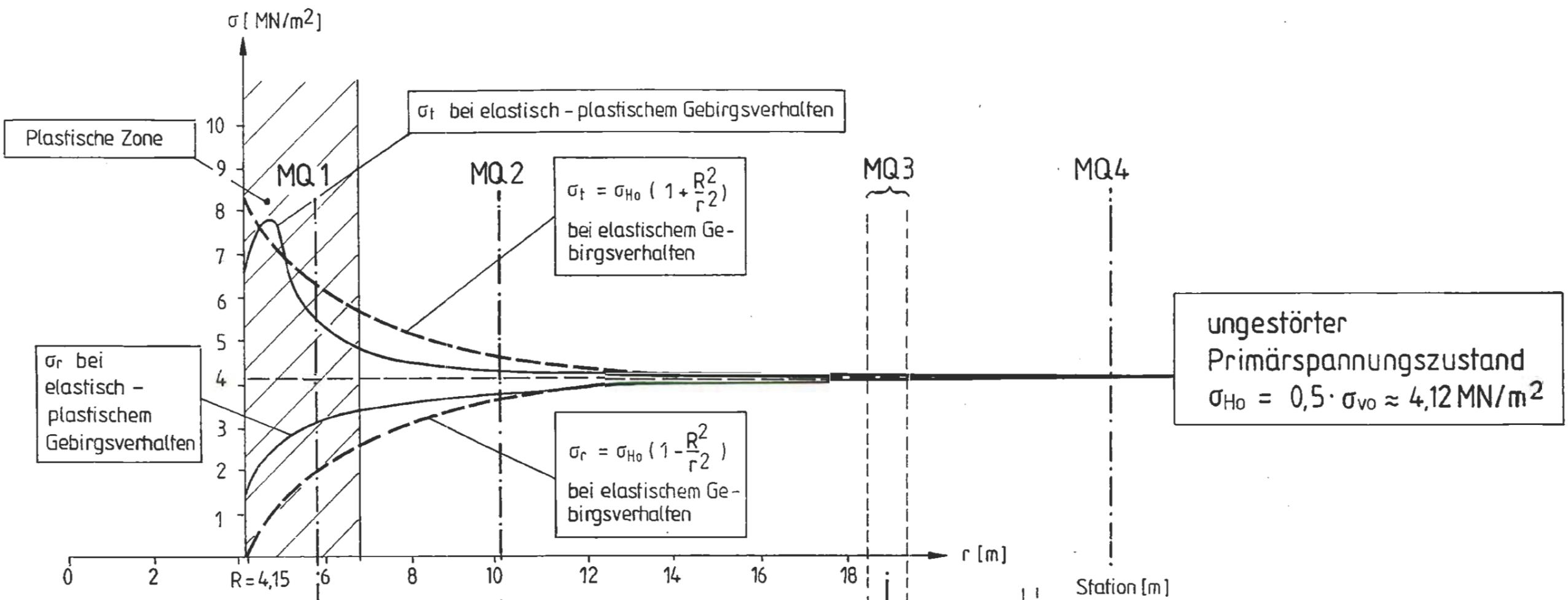
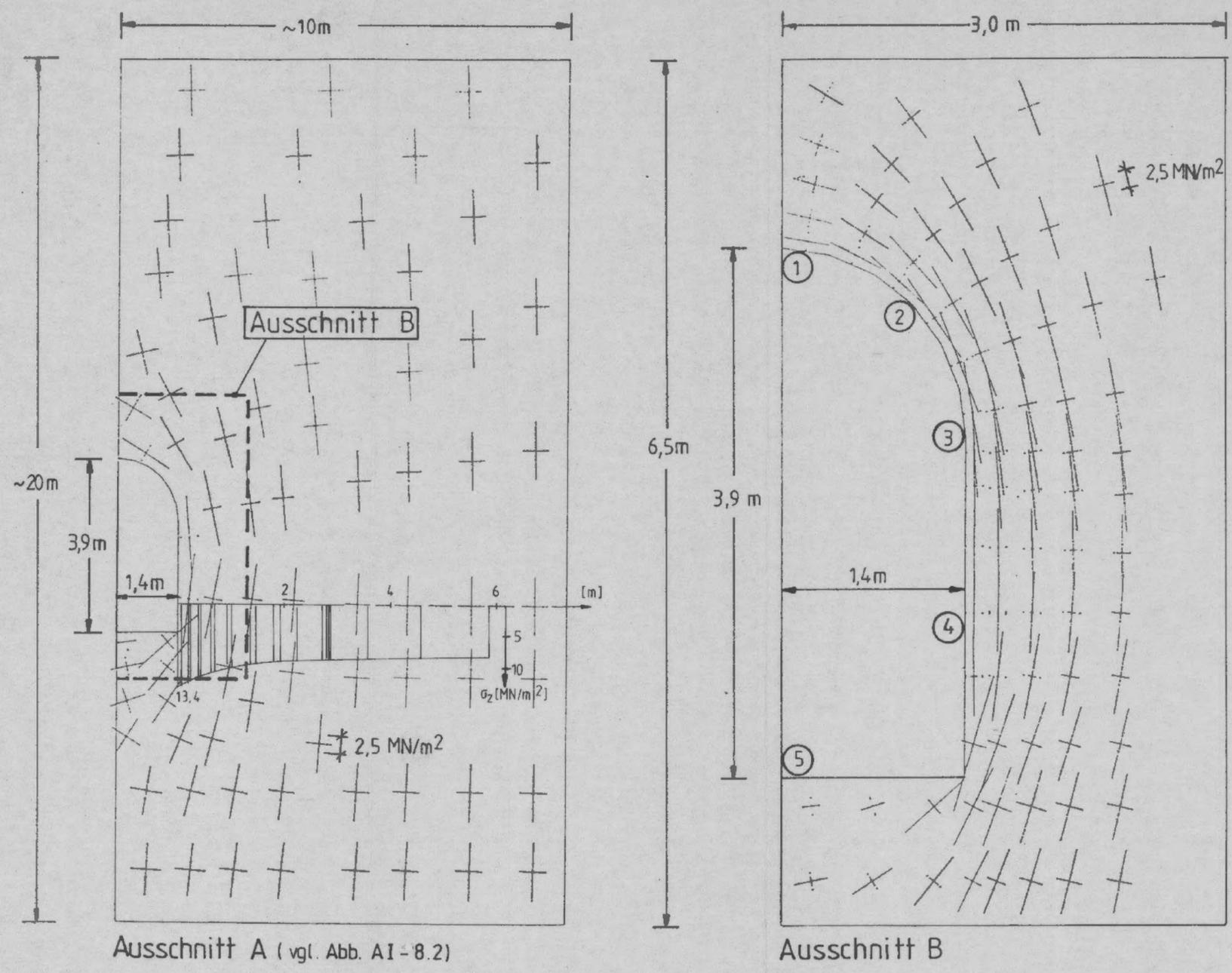
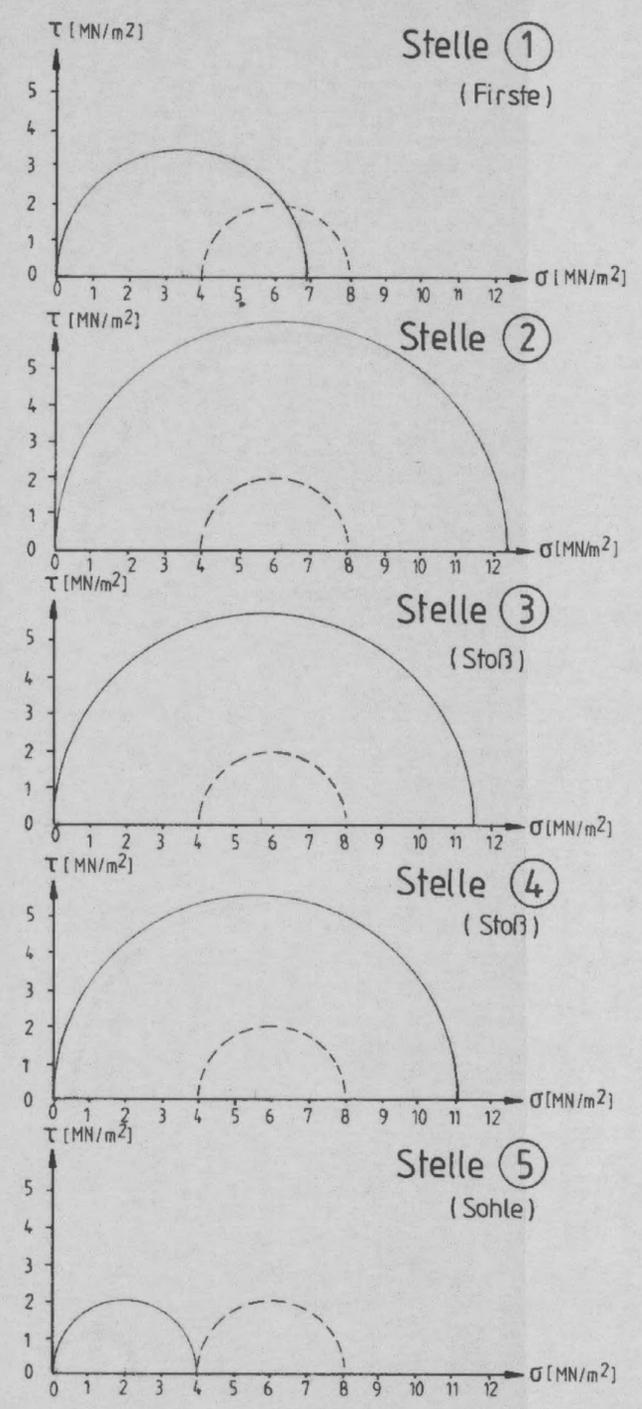


Abb. A 1 - 8.4

Gebirgsspannungszustand vor dem Auffahren der Strecke



Fälle A1: Hauptnormalspannungen im Gebirge



Mohr'sche Spannungskreise

Legende:

-  primärer Spannungszustand:
Gebirge vor dem Auffahren der Strecke
(1. Rechenschritt)
-  sekundärer Spannungszustand:
Gebirge nach dem Auffahren der Strecke
(2. Rechenschritt)

Abb. A1 - 8.5

Fälle A1:
Gebirgsspannungen in der Umgebung
der Strecke

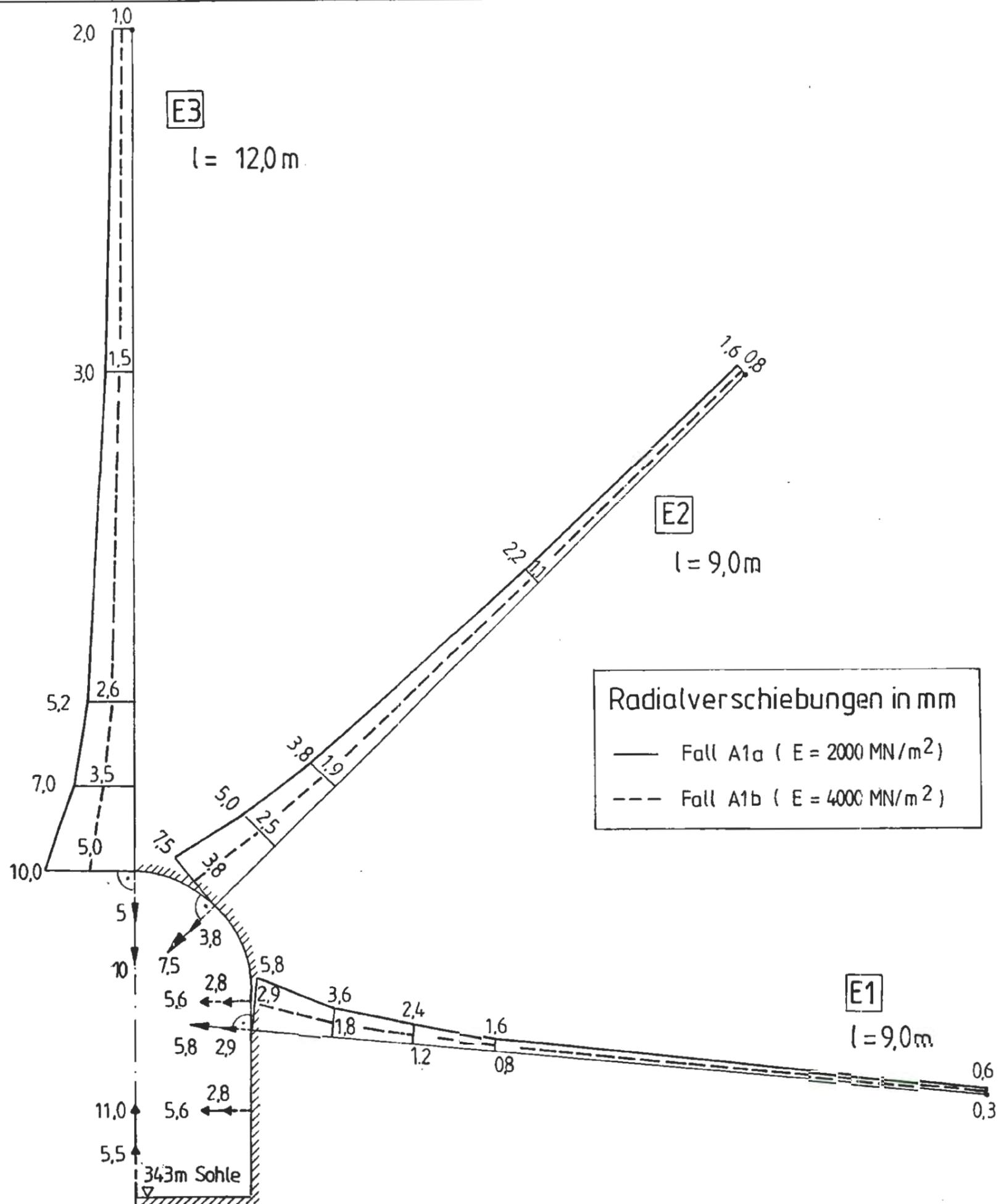


Abb. A I - 8.6

Fälle A1 :
Vortriebsbedingte elastische Ver-
schiebungen in Abhängigkeit vom
E- Modul



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
34,3m - Sohle

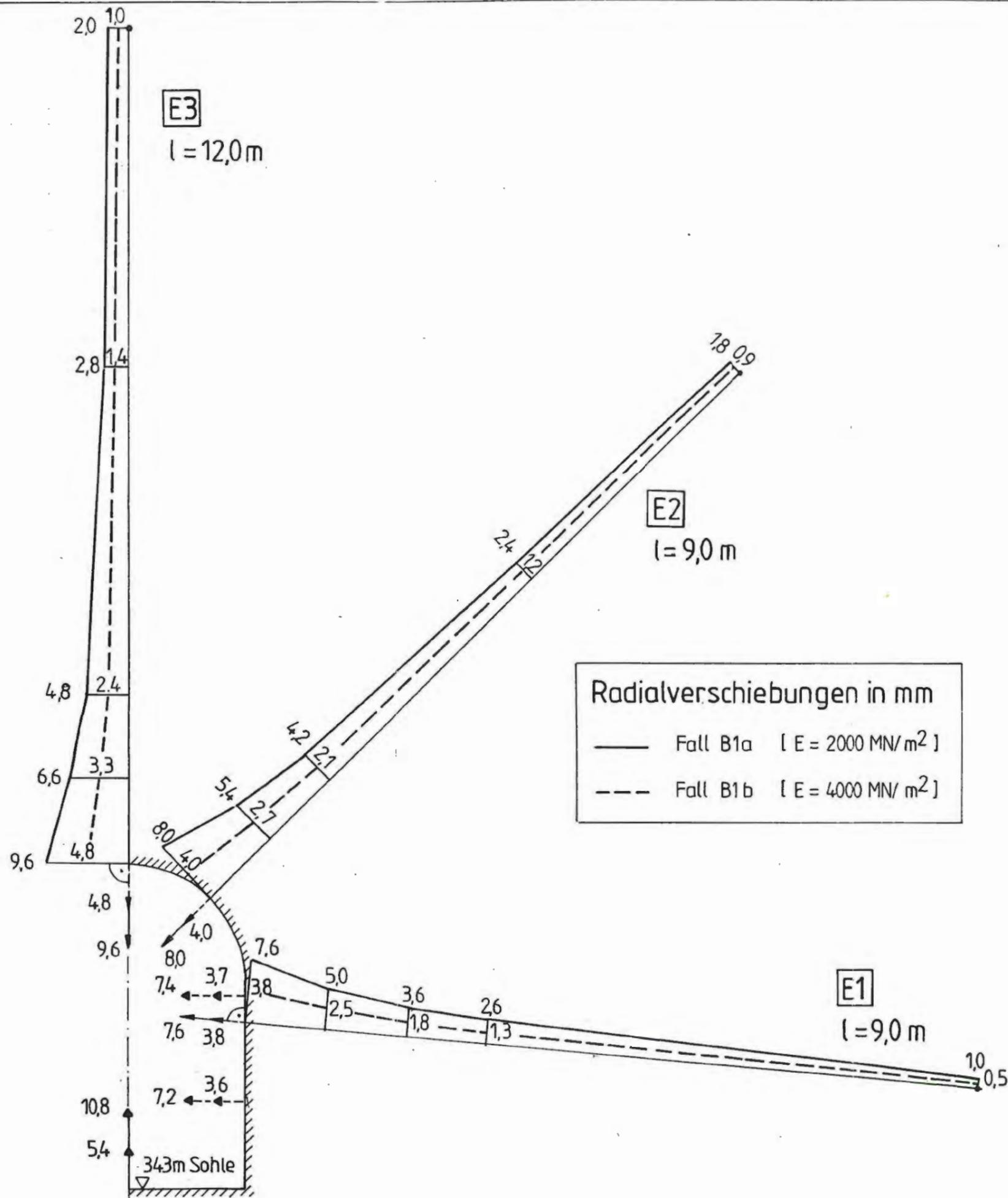
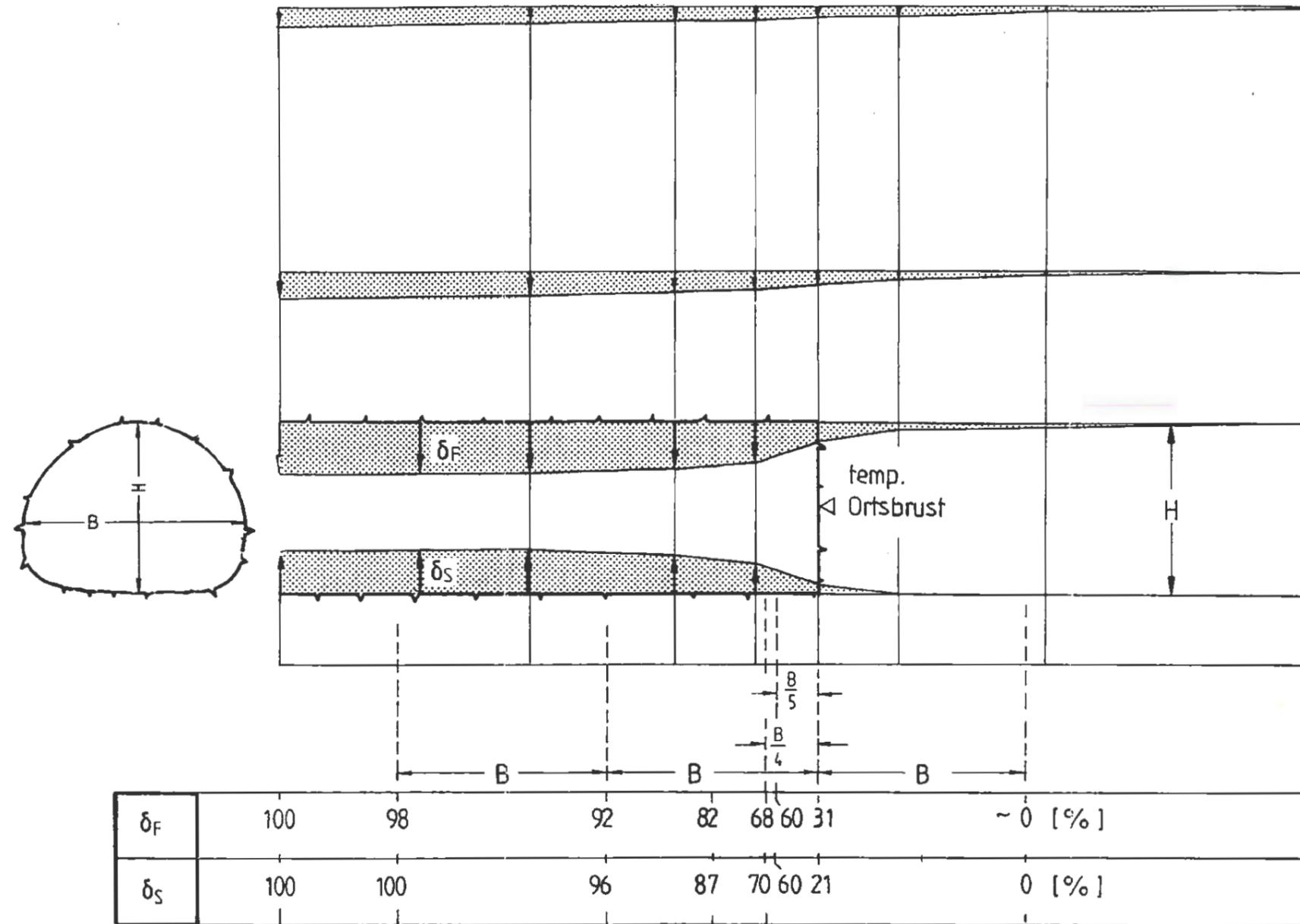


Abb. A I - 8.7

Fälle B1 :
Vortriebsbedingte elastische Ver-
schiebungen in Abhängigkeit vom
E- Modul

Entwicklung der vortriebsbedingten Vertikalverschiebungen bei elastischem Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges ([REDACTED] 1984)



MQ 1 ÷ 4 : Nullmessung im Abstand von ca. $0,5 \div 0,7 \text{ m} \hat{=} \frac{B}{5} \div \frac{B}{4}$ von der temporären Ortsbrust

nicht gemessener elastischer Anteil $\approx 60 \div 70 \%$

Profile 343m - Sohle

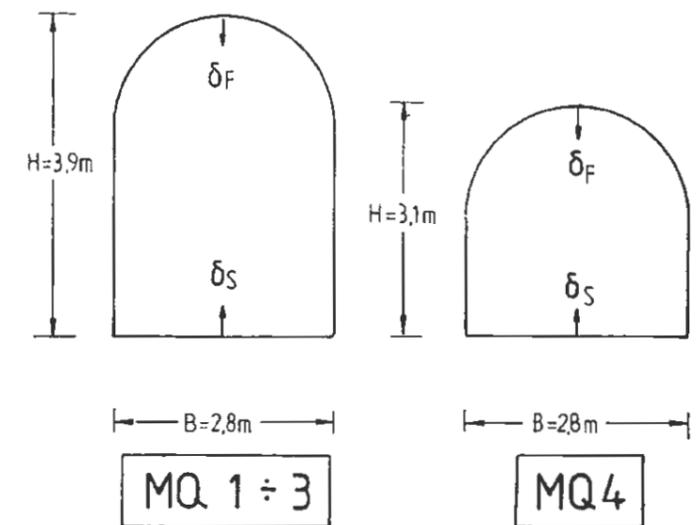
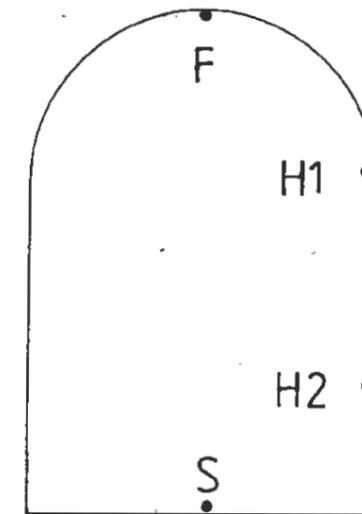


Abb. A 1 - 8.8

Abschätzung der nicht gemessenen Anteile der vortriebsbedingten Gebirgsverschiebungen

Abschätzung der elastischen Anteile der vortriebsbedingten Verschiebungen unter der Annahme, daß die bis zum 14.3.90 eingetretenen Verschiebungen der Punkte F und S aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren :

Datum 14.3.90	Abstand zur temporären Ortsbrust [m]	gemessene elastische Verschiebung		extrapolierte ¹⁾ elastische Verschiebung
		δ_M^{el} [mm]	δ_M^{el} - Anteil [%]	δ^{el} [mm]
F	5,5 (2B)	5,0	30 ÷ 40	12,5 ÷ 16,7
S		5,6		14,0 ÷ 18,7



Abschätzung der bis zum 4.9.90 eingetretenen vortriebsbedingten Verschiebungen aus den nicht gemessenen und gemessenen Verschiebungen :

Datum 4.9.90	elastische Verschiebung δ^{el} [mm]	nicht gemessene Verschiebung (60-70% der elast. Verschiebung) $\Delta\delta$ [mm]	gemessene Verschiebung δ_M [mm]	Gesamtverschiebung $\delta = \Delta\delta + \delta_M$ [mm]
F	12,5 ÷ 16,7	7,5 ÷ 11,7	8,8	16,3 ÷ 20,5
S	14,0 ÷ 18,7	8,4 ÷ 13,1	16,7	25,1 ÷ 29,8
H1	5,6 ²⁾	3,4 ÷ 3,9 ²⁾	27,7	31,1 ÷ 31,6
H2	5,6 ²⁾	3,4 ÷ 3,9 ²⁾	30,7	34,1 ÷ 34,6

Abb. A 1 - 8.9

MQ3 (Station 14,5 m) :
Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen

- 1) der kleinere Wert resultiert aus der Annahme, daß ein Anteil von 40% gemessen wurde, der größere aus der Annahme, daß ein Anteil von 30% gemessen wurde.
- 2) für H1 und H2 wird angenommen, daß die Verschiebungen dieser Punkte bis zur Nullmessung am 28.2.90 aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren. Die Elastizitätskonstanten des Gebirges werden mit $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,33$ angenommen (Fall A1a)

Abschätzung der elastischen Anteile der vortriebsbedingten Verschiebungen unter der Annahme, daß die bis zum 15.3.90 eingetretenen Verschiebungen entlang der Bohrung E3 aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren:

Datum : 15.3.90	Abstand zur temporären Ortsbrust [m]	gemessene elastische Verschiebung		extrapolierte elastische Verschiebung unter der Annahme, daß δ_M^{el} 40% bzw. 30% von δ^{el} beträgt	
		δ_M^{el} [mm]	δ_M^{el} Anteil [%]	auf E34bezogen	absolut ¹⁾
E3K	6,2 (≈ 2B)	3,3	} 30÷40	8,2 ÷ 11,0	12,2 ÷ 17,0
E31		2,8		7,0 ÷ 9,3	11,0 ÷ 15,3
E32		2,3		5,7 ÷ 7,7	9,7 ÷ 13,7
E33		1,1		2,7 ÷ 3,7	6,7 ÷ 9,7
E34		0	0	0	4 ÷ 6

Abschätzung der bis zum 4.9.90 eingetretenen vortriebsbedingten Verschiebungen aus den nicht gemessenen und den gemessenen Verschiebungen

Datum : 4.9.90	nicht gemessene Verschiebung (60÷70% der elast. Verschiebung) $\Delta\delta$ [mm] (bezogen auf E34)	gemessene Verschiebung δ_M [mm]	Gesamtverschiebung $\delta = \Delta\delta + \delta_M + \delta_{E34}$ [mm] ($\delta_{E34} = 4 \div 6$ mm)
E3K	4,9 ÷ 7,7	5,5	14,4 ÷ 19,2
E31	4,2 ÷ 6,5	4,6	12,8 ÷ 17,1
E32	3,4 ÷ 5,3	3,6	11,0 ÷ 15,0
E33	1,6 ÷ 2,6	1,4	7,0 ÷ 10,0
E34	0	0	4 ÷ 6

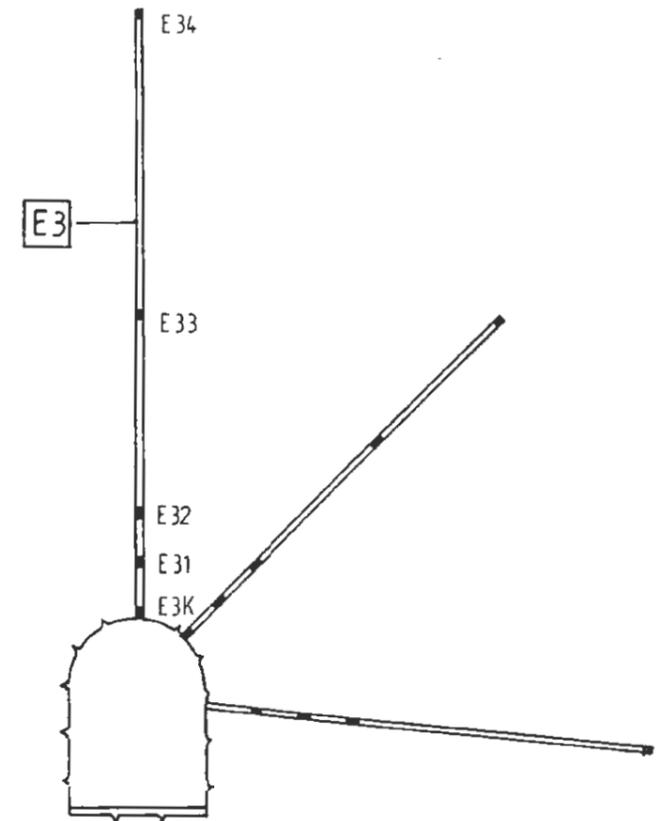


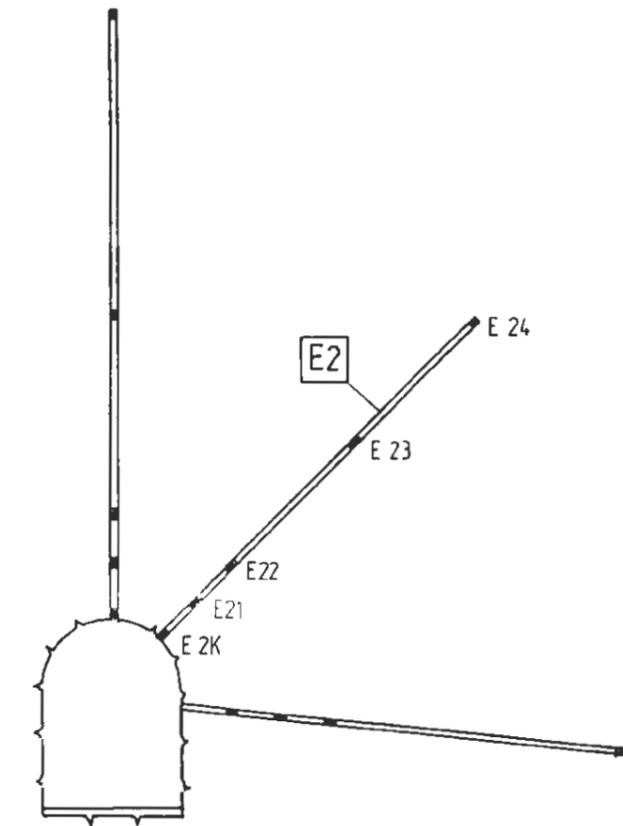
Abb. A I - 8.10

MQ3 (Station 15,3 m) :
Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen - Extensometer E3

1) die elast. Verschiebungen entlang von **E3** wurden unter der Bedingung $\delta_{E3K}^{el} \approx \delta_F^{el} = 12,5 \div 16,7$ abgeschätzt (vgl. Abb. A I - 8.9)

Abschätzung der elastischen Anteile der vortriebsbedingten Verschiebungen unter der Annahme, daß die bis zum 15.3.90 eingetretenen Verschiebungen entlang der Bohrung E2 aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren:

Datum : 15.3.90	Abstand zur temporären Ortsbrust [m]	gemessene elastische Verschiebung		extrapolierte elastische Verschiebung unter der Annahme, daß δ_M^{el} 40% bzw. 30% von δ^{el} beträgt	
		δ_M^{el} [mm]	δ_M^{el} Anteil [%]	auf E24 bezogen	absolut ¹⁾
E2K	6.2 (≈ 2B)	2,2	} 30÷40	5,5 ÷ 7,3	8,5 ÷ 12,3
E21		2,1		5,2 ÷ 7,0	8,2 ÷ 12,0
E22		1,7		4,2 ÷ 5,7	7,2 ÷ 10,7
E23		0,4		1,0 ÷ 1,3	4,0 ÷ 6,3
E24		0	0	0	3 ÷ 5



Abschätzung der bis zum 4.9.90 eingetretenen vortriebsbedingten Verschiebungen aus den nicht gemessenen und den gemessenen Verschiebungen

Datum : 4.9.90	nicht gemessene Verschiebung (60÷70% der elast. Verschiebung) $\Delta\delta$ [mm] (bezogen auf E24)	gemessene Verschiebung δ_M [mm]	Gesamtverschiebung $\delta = \Delta\delta + \delta_M + \delta_{E24}$ [mm]
E2K	3,3 ÷ 5,1	4,1	10,4 ÷ 14,2
E21	3,1 ÷ 4,9	3,9	10,0 ÷ 13,8
E22	2,5 ÷ 4,0	2,8	8,3 ÷ 11,8
E23	0,6 ÷ 0,9	0,7	4,3 ÷ 6,6
E24	0	0	3 ÷ 5

Abb. A I - 8.11

MQ3 (Station 15,3 m) :
Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen - Extensometer E2

1) die elast. Verschiebungen entlang von E2 wurden unter der Annahme $\delta_{E24}^{el} = 0,8 \cdot \delta_{E34}^{el}$ (s. Fälle A1, Abb. AI - 8.6) abgeschätzt

Abschätzung der Gesamtverschiebungen unter der Annahme, daß die bei der Nullmessung am 7.3.90 eingetretenen Verschiebungen aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren und sich durch einen E-Modul von 2000 MN/m^2 (Fall A1a) beschreiben lassen

Datum 4.9.90	elastische Verschiebung (Fall A1 mit $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ δ^{el} [mm])	nicht gemessene Verschiebung (60-70% der elastischen Verschiebung) $\Delta\delta$ [mm]	gemessene Verschiebung δ_M [mm]	Gesamtverschiebung $\delta = \Delta\delta + \delta_M + 0,2$ ¹⁾ [mm]
E 1K	5,8	3,5 ÷ 4,1	21,9	25,6 ÷ 26,2
E 11	3,6	2,2 ÷ 2,5	17,4	19,8 ÷ 20,1
E 12	2,4	1,4 ÷ 1,7	8,9	10,5 ÷ 10,8
E 13	1,6	1,0 ÷ 1,1	2,2	3,4 ÷ 3,5
E 14	0,6	0,4	0	0,6

- 1) Annahme: E14 erfährt eine reinelastische Verschiebung $\delta_{E14} \approx \delta_{E14}^{\text{el}} = 0,6 \text{ mm}$ (s. Fall A1a, Abb. AI-8.9)
Der nach der Nullmessung eingetretene Verschiebungsanteil beträgt somit $0,6 - 0,4 \text{ mm} = 0,2 \text{ mm}$. Um diesen Betrag wurden alle Verschiebungen entlang der Bohrung E1 korrigiert.

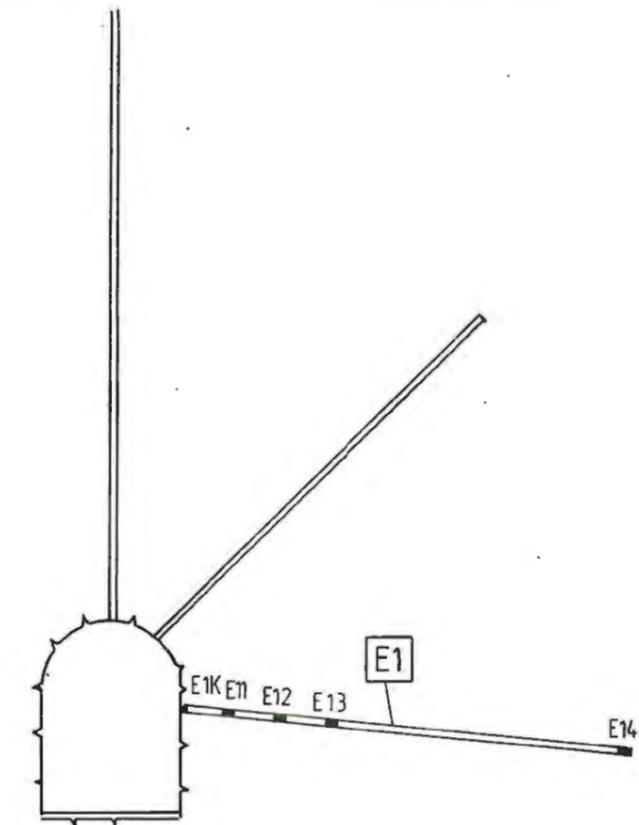
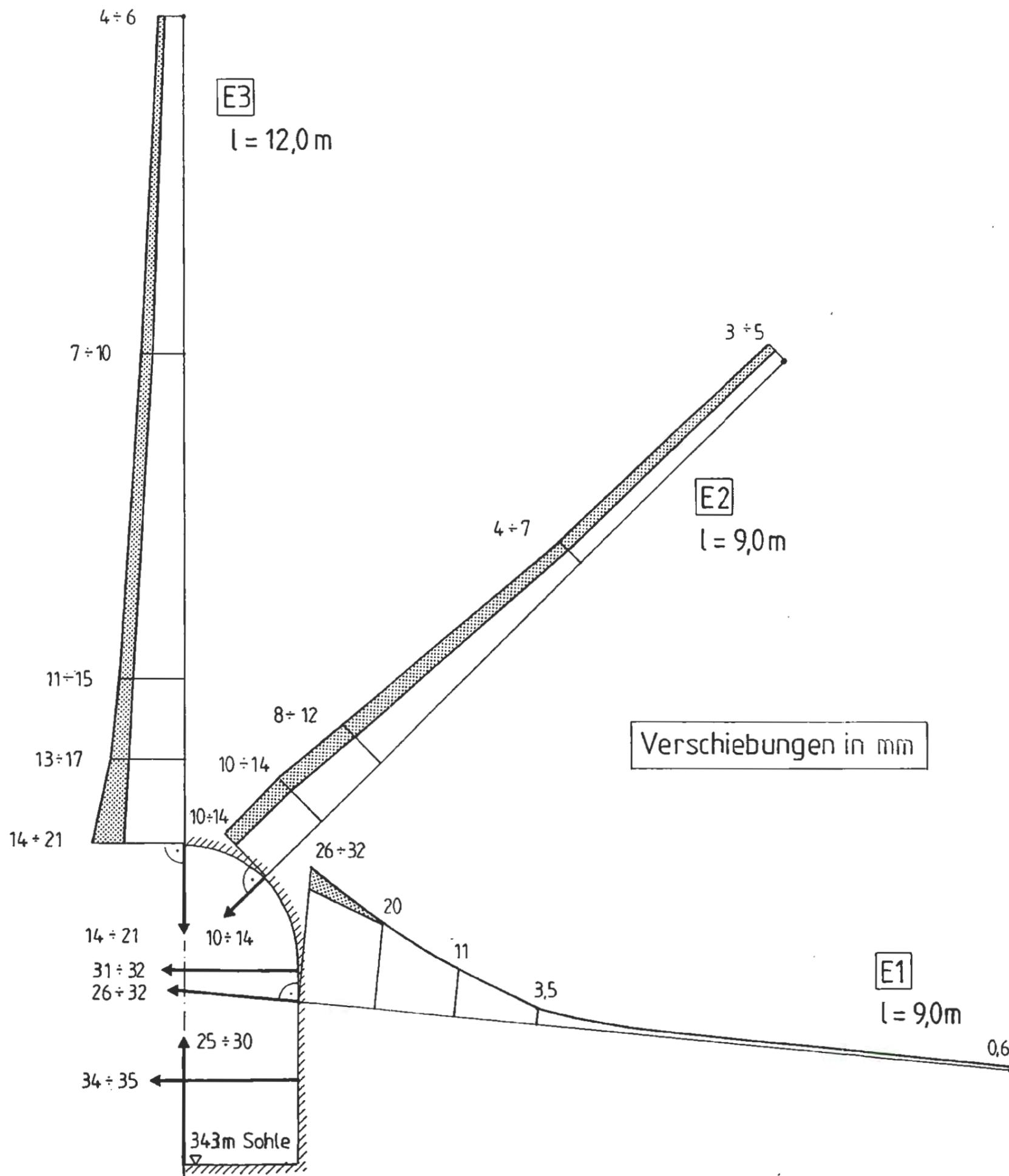


Abb. A I - 8.12

MQ3 (Station 15,3 m) :
Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen - Extensometer E1



Verschiebungen in mm

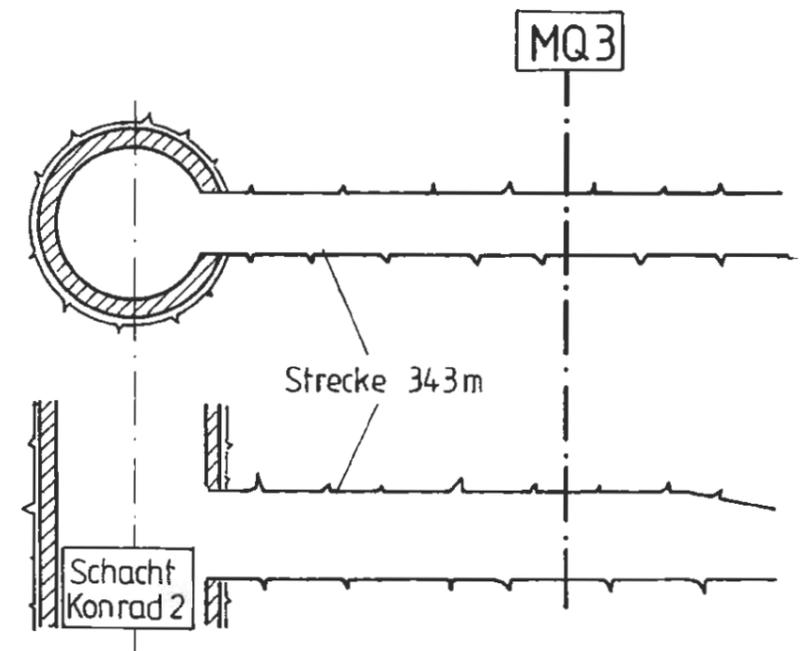
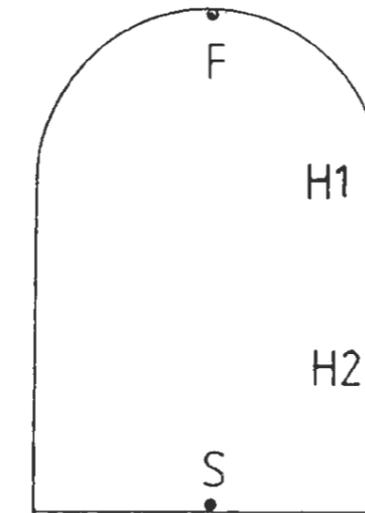


Abb. A I - 8.13

MQ3 :
 Gesamtdarstellung der abgeleiteten
 vortriebsbedingten Verschiebungen

Abschätzung der elastischen Anteile der vortriebsbedingten Verschiebungen unter der Annahme, daß die bis zum 15. 2.90 eingetretenen Verschiebungen der Punkte F und S aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren:

Datum	Abstand zur temporären Ortsbrust [m]	gemessene elastische Verschiebung		extrapolierte ¹⁾ elastische Verschiebung
		δ_M^{el} [mm]	δ_M^{el} - Anteil [%]	δ^{el} [mm]
F	5,6 ($\approx 2B$)	3,8	30 ÷ 40	9,5 ÷ 12,7
S		3,8		9,5 ÷ 12,7



Abschätzung der bis zum 4.9.90 eingetretenen vortriebsbedingten Verschiebungen aus den nicht gemessenen und gemessenen Verschiebungen:

Datum	elastische Verschiebung δ^{el} [mm]	nicht gemessene Verschiebung (60 ÷ 70% der gemessenen Verschiebung) $\Delta\delta$ [mm]	gemessene Verschiebung δ_M [mm]	Gesamtverschiebung $\delta = \Delta\delta + \delta_M$ [mm]
4.9.90				
F	9,5 ÷ 12,7	5,7 ÷ 8,9	15,3 ÷ 16,9	21,0 ÷ 25,8
S	9,5 ÷ 12,7	5,7 ÷ 8,9	62,6 ÷ 64,3	68,3 ÷ 73,2
H1	5,6 ÷ 7,4 ²⁾	3,4 ÷ 5,2 ²⁾	6,5	9,9 ÷ 11,7
H2	5,6 ÷ 7,2 ²⁾	3,4 ÷ 5,0 ²⁾	8,9	12,3 ÷ 13,9

Abb. A I - 8.14

MQ1 :
Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen

- 1) der kleinere Wert resultiert aus der Annahme, daß ein Anteil von 40% gemessen wurde, der größere Wert aus der Annahme, daß ein Anteil von 30% gemessen wurde
- 2) für H1 und H2 wird angenommen, daß die Verschiebungen dieser Punkte bis zur Nullmessung am 9.2.90 aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren. Die Elastizitätskonstanten des Gebirges werden mit $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,33$ angenommen (Berücksichtigung von Fall A1a und Fall B1a).

Verschiebungen in mm

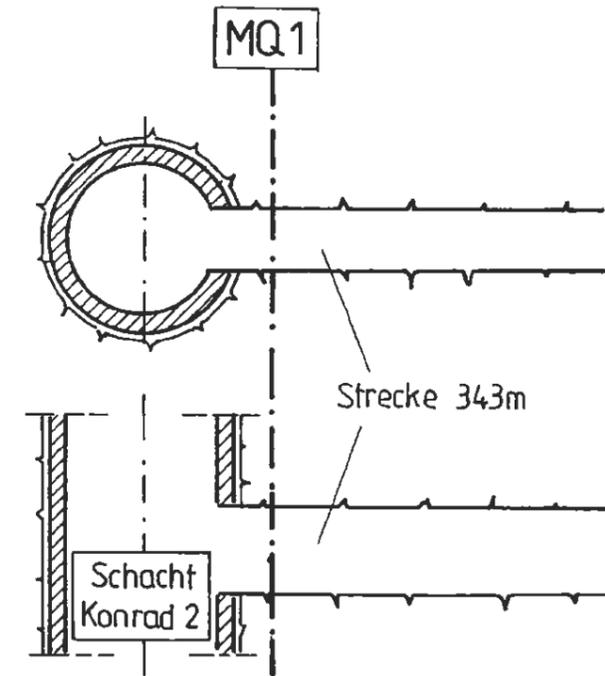
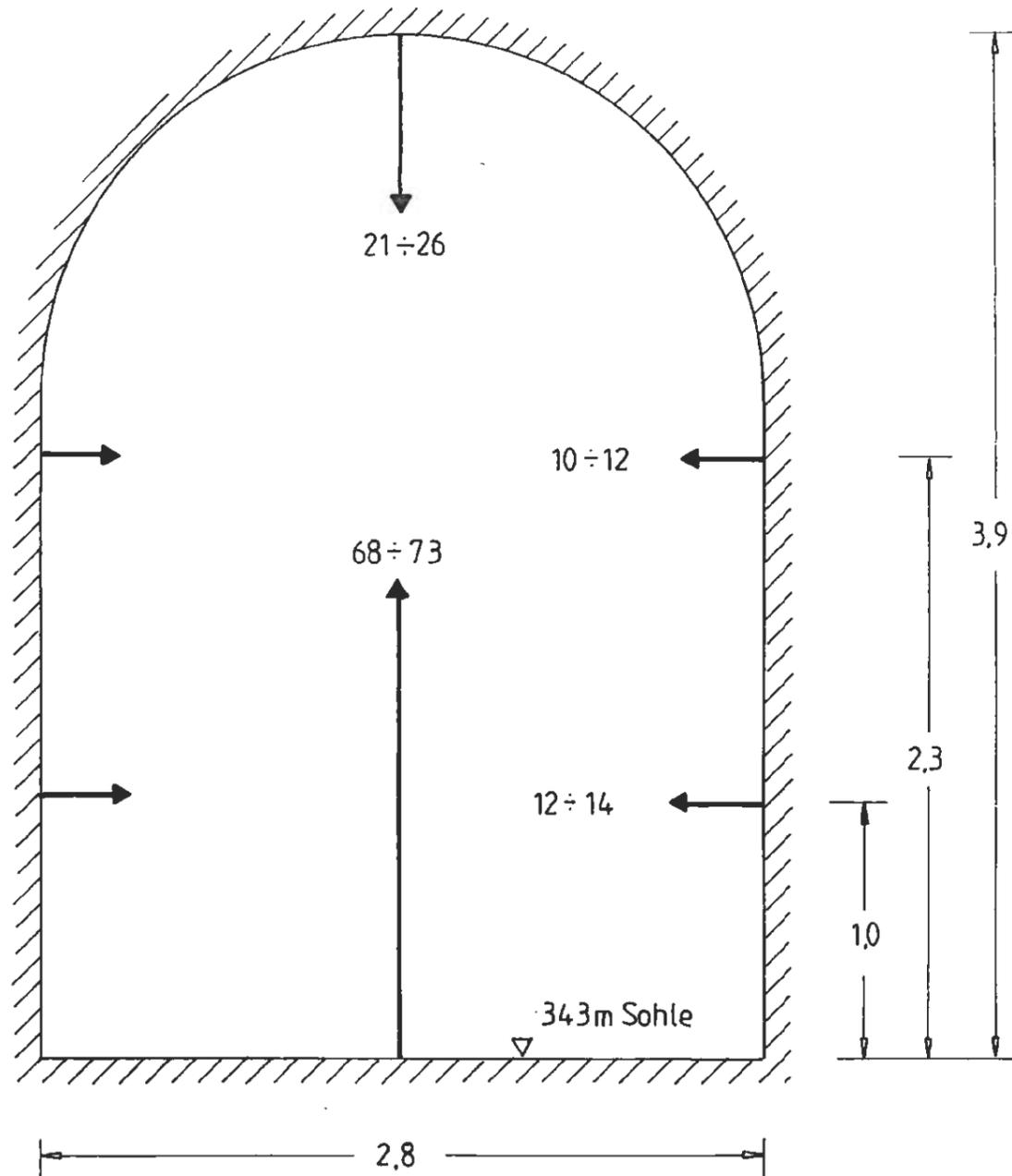


Abb. A I - 8.15

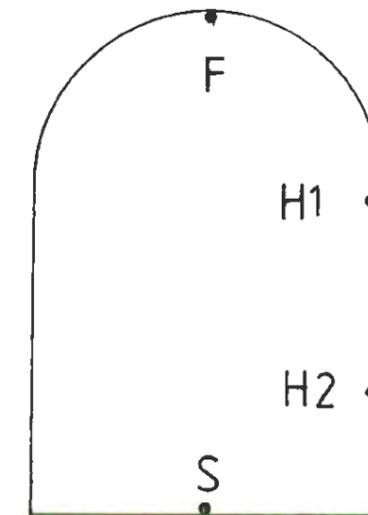
MQ1 :
Darstellung der abgeleiteten vortriebs-
bedingten Verschiebungen



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

Abschätzung der elastischen Anteile der vortriebsbedingten Verschiebungen unter der Annahme, daß die bis zum 21.2.90 eingetretenen Verschiebungen der Punkte F und S aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren :

Datum 21.2.90	Abstand zur temporären Ortsbrust [m]	gemessene elastische Verschiebung		extrapolierte ¹⁾ elastische Verschiebung
		δ_M^{el} [mm]	δ_M^{el} - Anteil [%]	δ^{el} [mm]
F	5,5 ($\approx 2B$)	3,8	30 \div 40	9,5 \div 12,7
S		3,8		9,5 \div 12,7



Abschätzung der bis zum 4.9.90 eingetretenen vortriebsbedingten Verschiebungen aus den nicht gemessenen und gemessenen Verschiebungen :

Datum 4.9.90	elastische Verschiebung δ^{el} [mm]	nicht gemessene Verschiebung (60 \div 70% der elast. Verschiebungen) $\Delta\delta$ [mm]	gemessene Verschiebung δ_M [mm]	Gesamtverschiebung $\delta = \Delta\delta + \delta_M$ [mm]
F	9,5 \div 12,7	5,7 \div 8,9	12,3 \div 13,8	18,0 \div 22,7
S	9,5 \div 12,7	5,7 \div 8,9	82,5 \div 84,0	88,2 \div 92,9
H1	5,6 \div 7,4 ¹⁾	3,4 \div 5,2 ¹⁾	10,8	14,2 \div 16,0
H2	5,6 \div 7,2 ¹⁾	3,4 \div 5,0 ¹⁾	19,1	22,5 \div 24,1

1) der kleinere Wert resultiert aus der Annahme, daß ein Anteil von 40% gemessen wurde, der größere Wert aus der Annahme, daß ein Anteil von 30% gemessen wurde

2) für H1 und H2 wird angenommen, daß die Verschiebungen dieser Punkte bis zur Nullmessung am 14.2.90 aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren. Die Elastizitätskonstanten des Gebirges werden mit $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,33$ angenommen (Berücksichtigung von Fall A1a und Fall B1a)

Abb. A - 8.16

MQ2 :
Ableitung der vortriebsbedingten Verschiebungen



Verschiebungen in mm

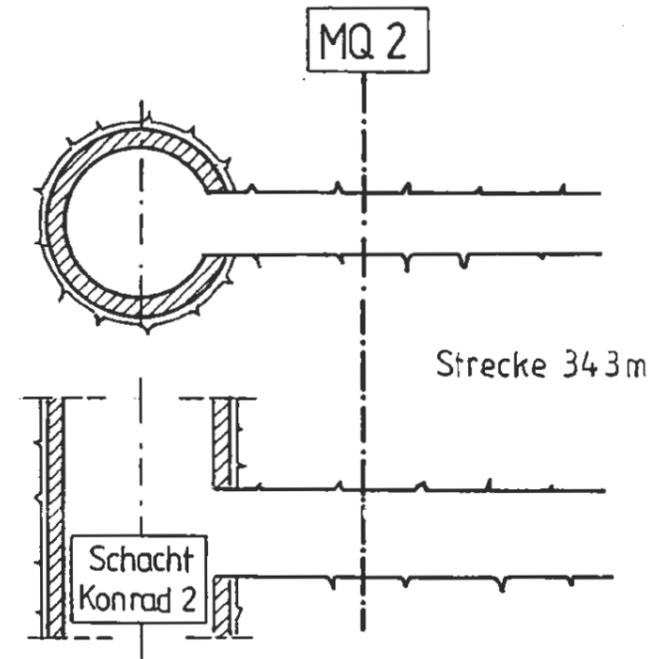
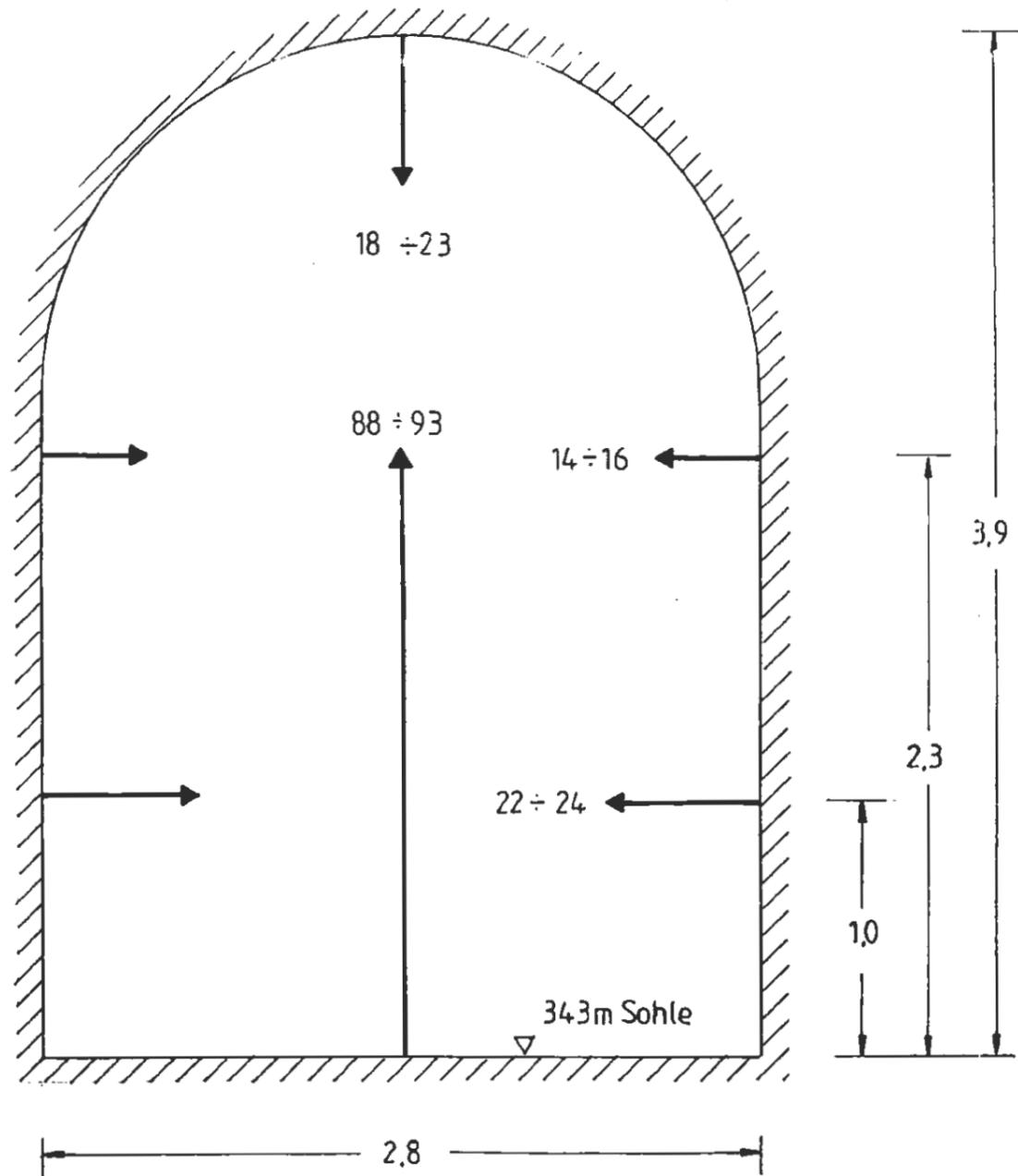
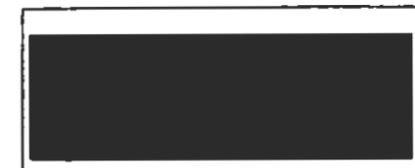


Abb. A I - 8.17

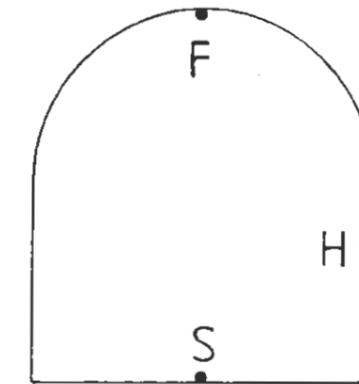
MQ2 :
Darstellung der abgeleiteten vortriebs-
bedingten Verschiebungen



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

Abschätzung der elastischen Anteile der vortriebsbedingten Verschiebungen unter der Annahme, daß die bis zum 3.4.90 eingetretenen Verschiebungen der Punkte F und S aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren :

Datum 3.4.90	Abstand zur temporären Ortsbrust [m]	gemessene elastische Verschiebung		extrapolierte ¹⁾ elastische Verschiebung
		δ_M^{el} [mm]	δ_M^{el} - Anteil [%]	δ^{el} [mm]
F	6,9 ($\approx 2B$)	4,2	30 ÷ 40	10,5 ÷ 14,0
S		5,7		14,2 ÷ 19,0



Abschätzung der bis zum 4.9.90 eingetretenen vortriebsbedingten Verschiebungen aus den nicht gemessenen und gemessenen Verschiebungen :

Datum 4.9.90	elastische Verschiebung δ^{el} [mm]	nicht gemessene Verschiebung (60÷70% der elast. Verschiebung) $\Delta\delta$ [mm]	gemessene Verschiebung δ_M [mm]	Gesamtverschiebung $\delta = \Delta\delta + \delta_M$ [mm]
F	10,5 ÷ 14,0	6,3 ÷ 9,8	7,6 ÷ 8,1	13,9 ÷ 17,9
S	14,2 ÷ 19,0	8,5 ÷ 13,3	7,2 ÷ 7,8	15,7 ÷ 21,1
H	5,6 ²⁾	3,4 ÷ 3,9 ²⁾	33,6	37,0 ÷ 37,5

- 1) der kleinere Wert resultiert aus der Annahme, daß ein Anteil von 40% gemessen wurde, der größere Wert aus der Annahme, daß ein Anteil von 30% gemessen wurde
- 2) für H wird angenommen, daß die Verschiebungen dieses Punktes bis zur Nullmessung am 28.3.90 aus elastischen Gebirgsverformungen resultieren. Die Elastizitätskonstanten des Gebirges werden mit $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,33$ angenommen (Fall A1a).

Abb. A I - 8.18

MQ4 :
Abbildung der vortriebsbedingten Verschiebungen



Verschiebungen in mm

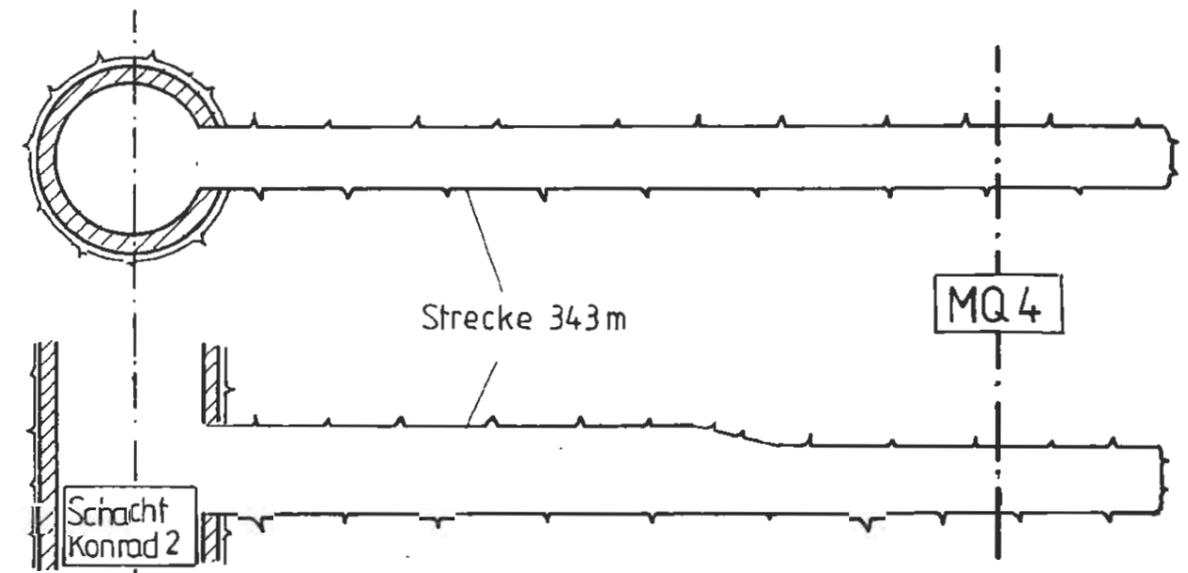
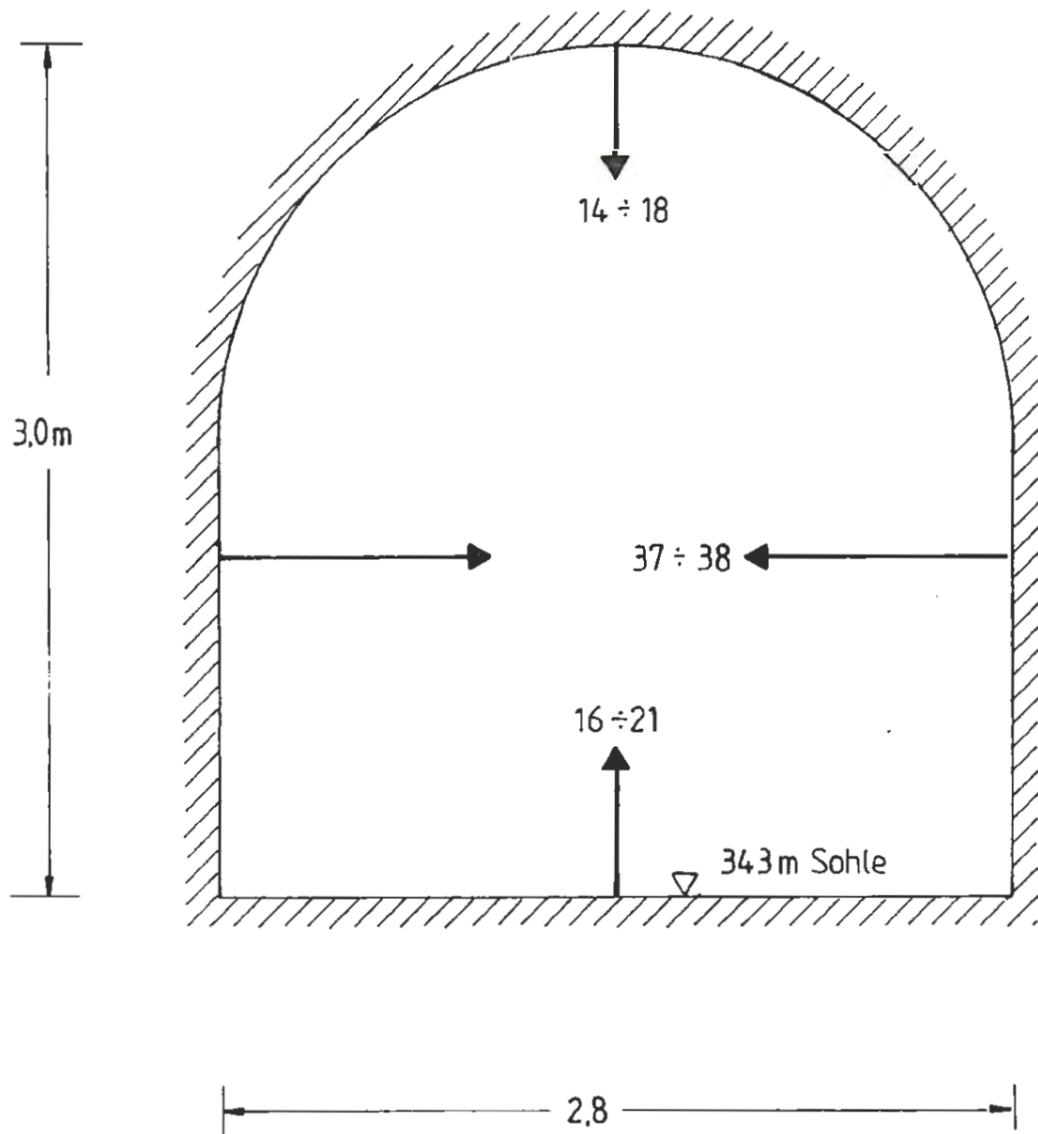


Abb. A I - 8.19

MQ4 :
Darstellung der abgeleiteten vortriebs-
bedingten Verschiebungen

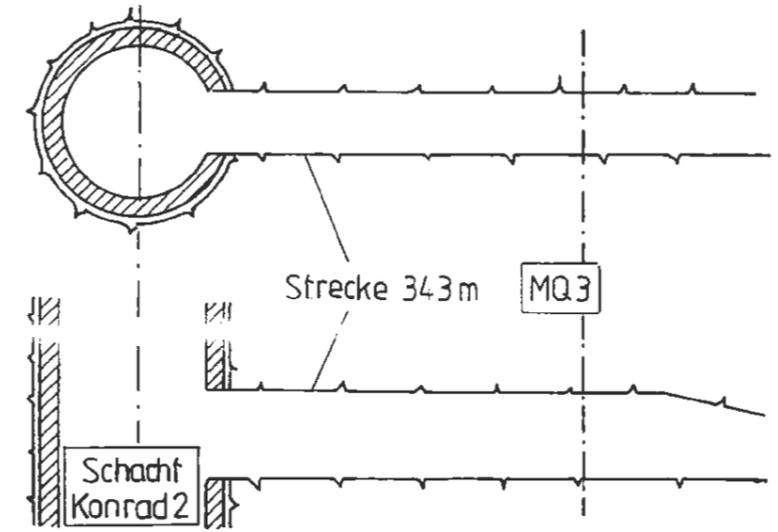
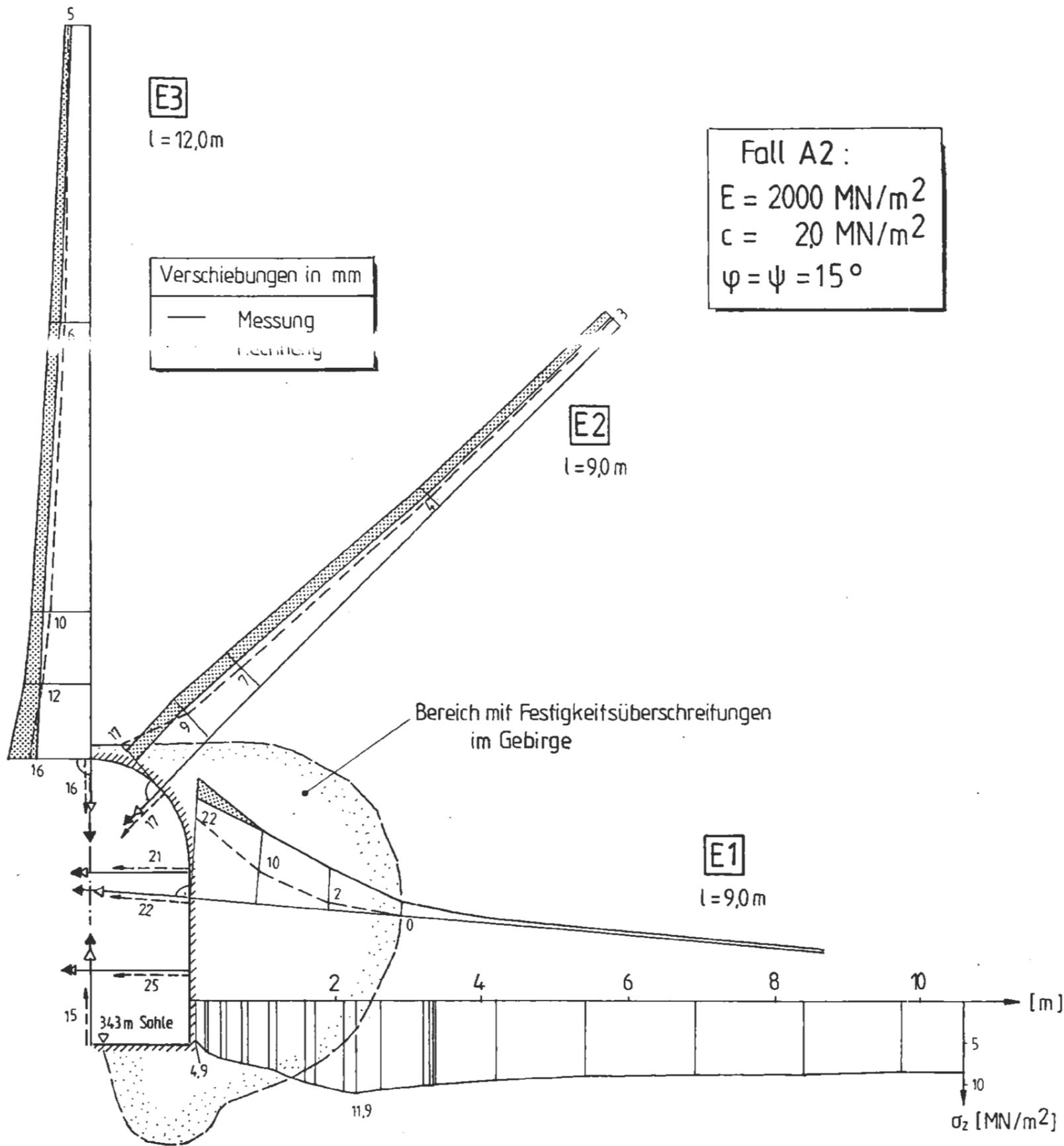


Abb. A 1 - 8.20

MQ3 - Fall A2 :
Vergleich Messung - Rechnung

Vergleich Messung - Rechnung

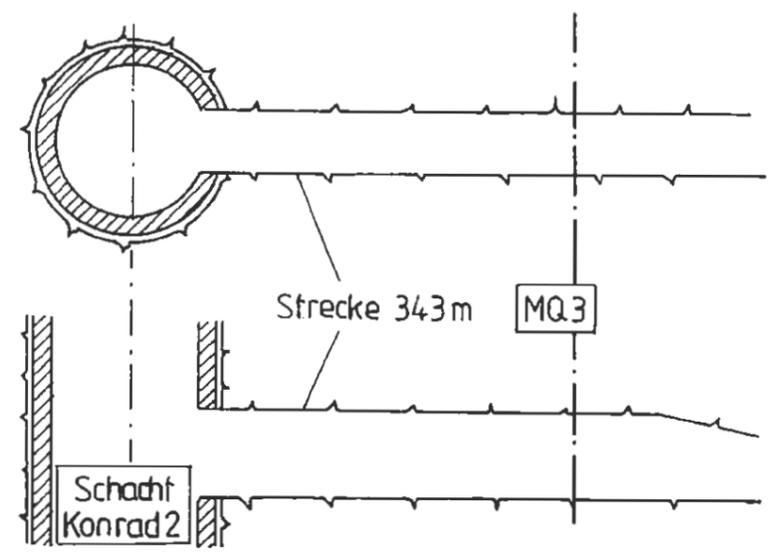
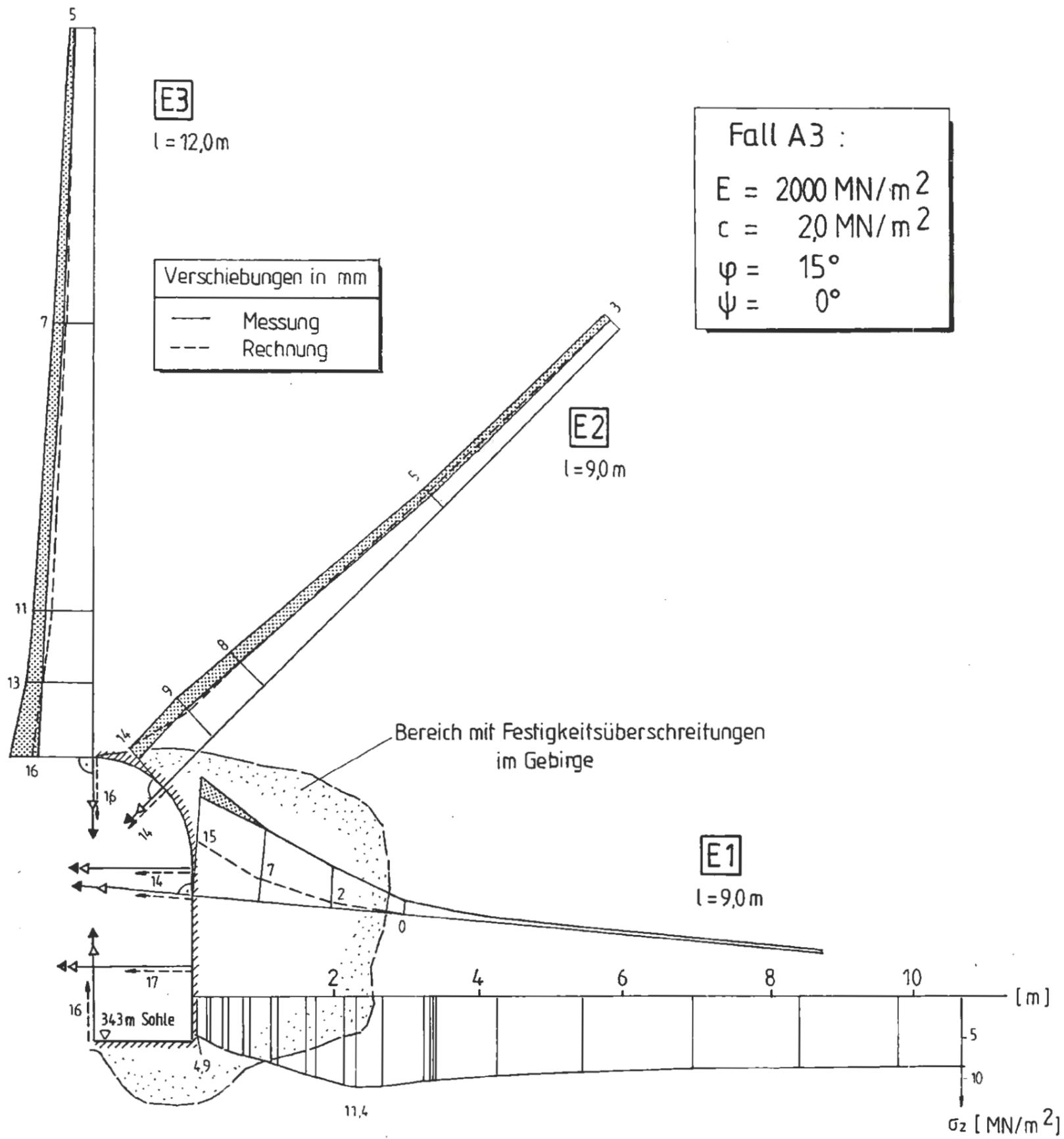


Abb. A 1 - 8.21

MQ3 - Fall A3 :
Vergleich Messung - Rechnung

Vergleich Messung - Rechnung

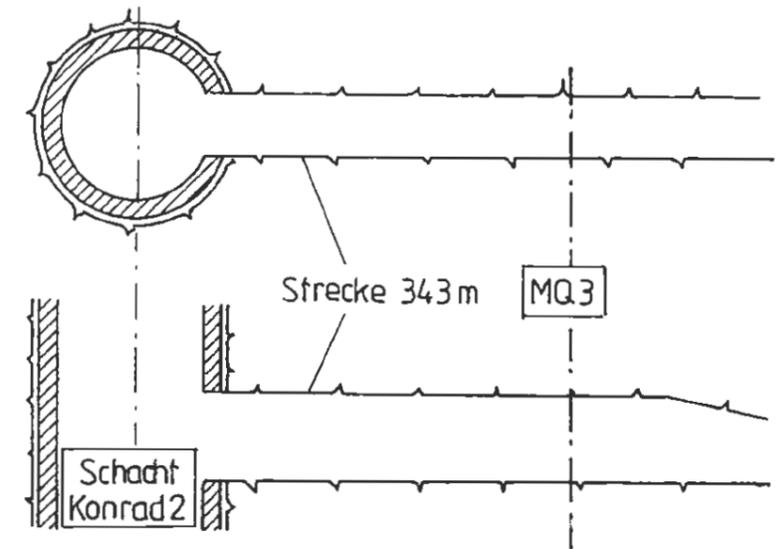
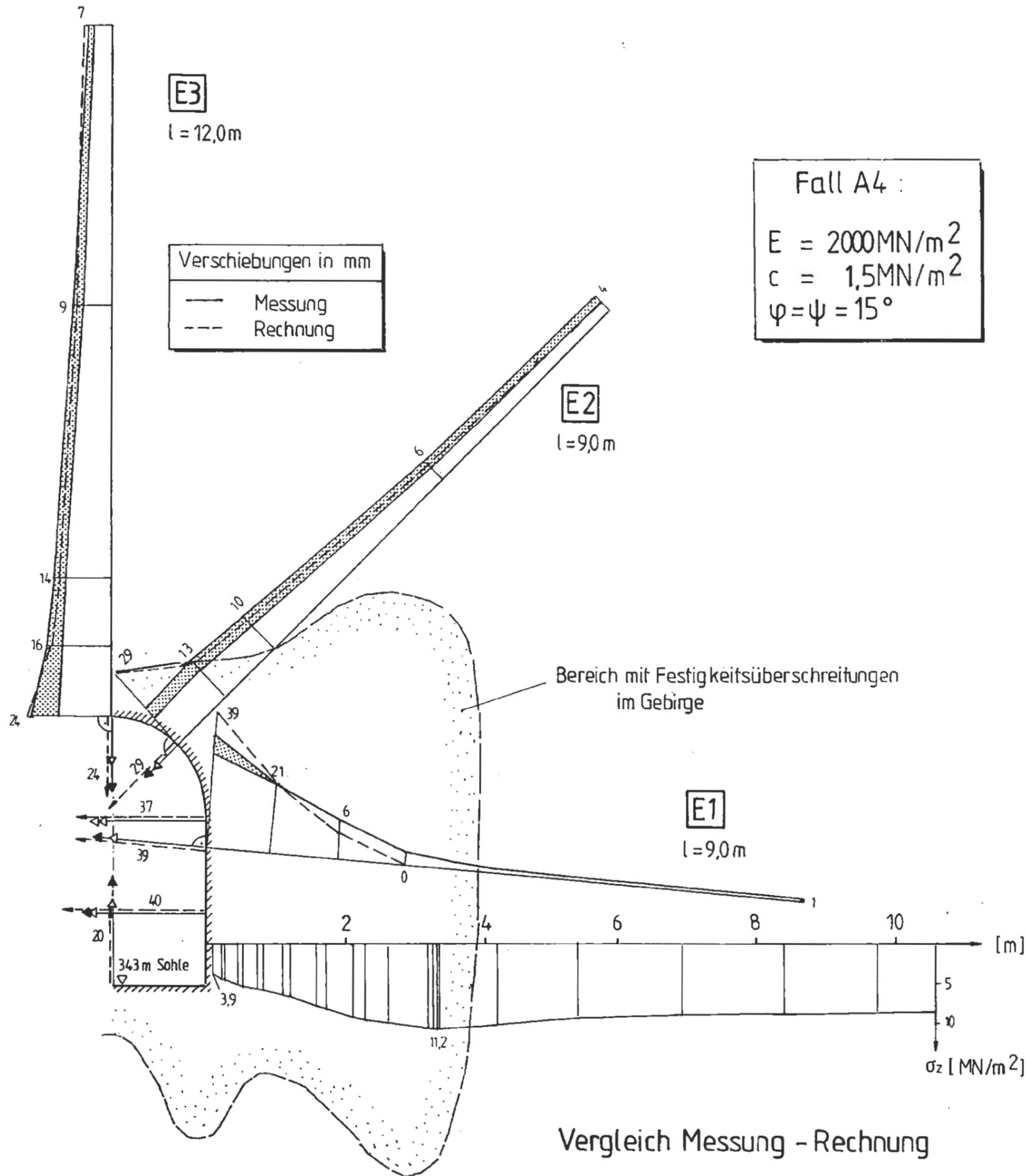


Abb. A 1 - 8.22

MQ3 - Fall A4 :
Vergleich Messung - Rechnung

Vergleich Messung - Rechnung

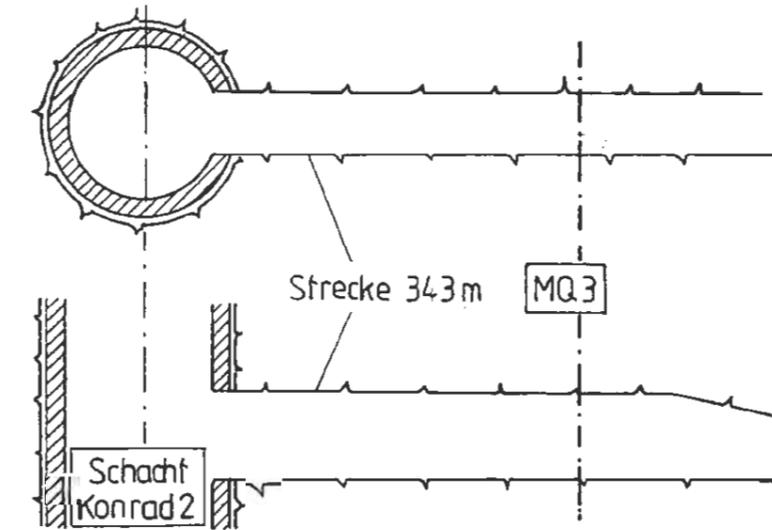
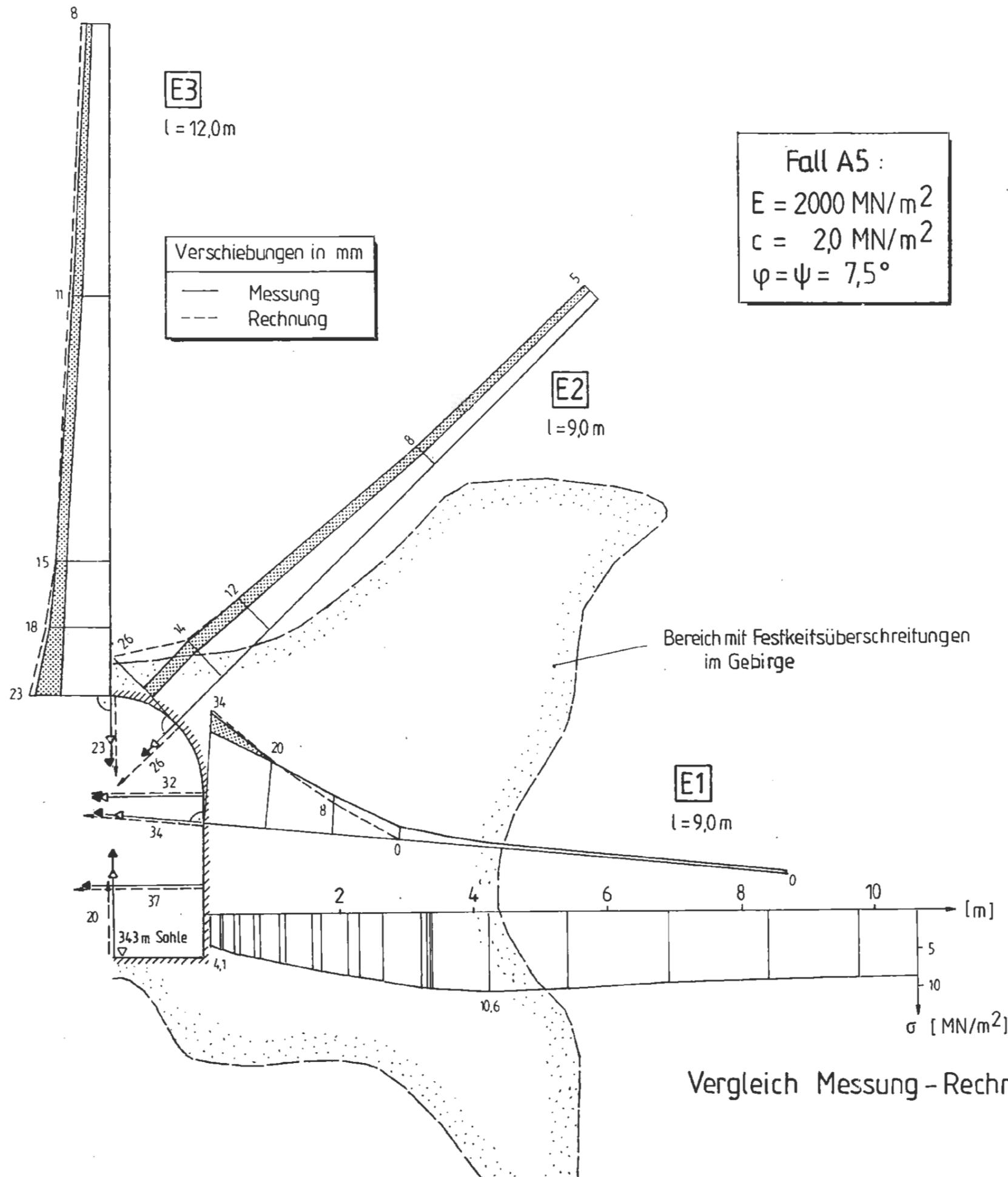


Abb. A 1 - 8.23

MQ3 - Fall A5 :
Vergleich Messung - Rechnung

Vergleich Messung - Rechnung

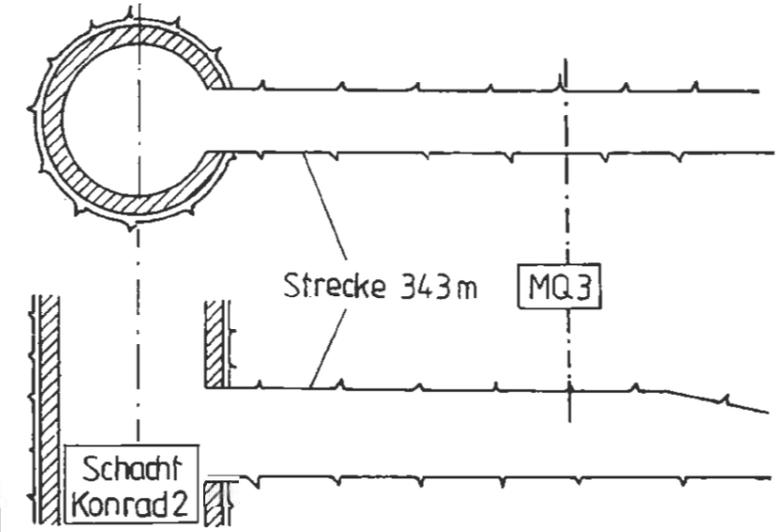
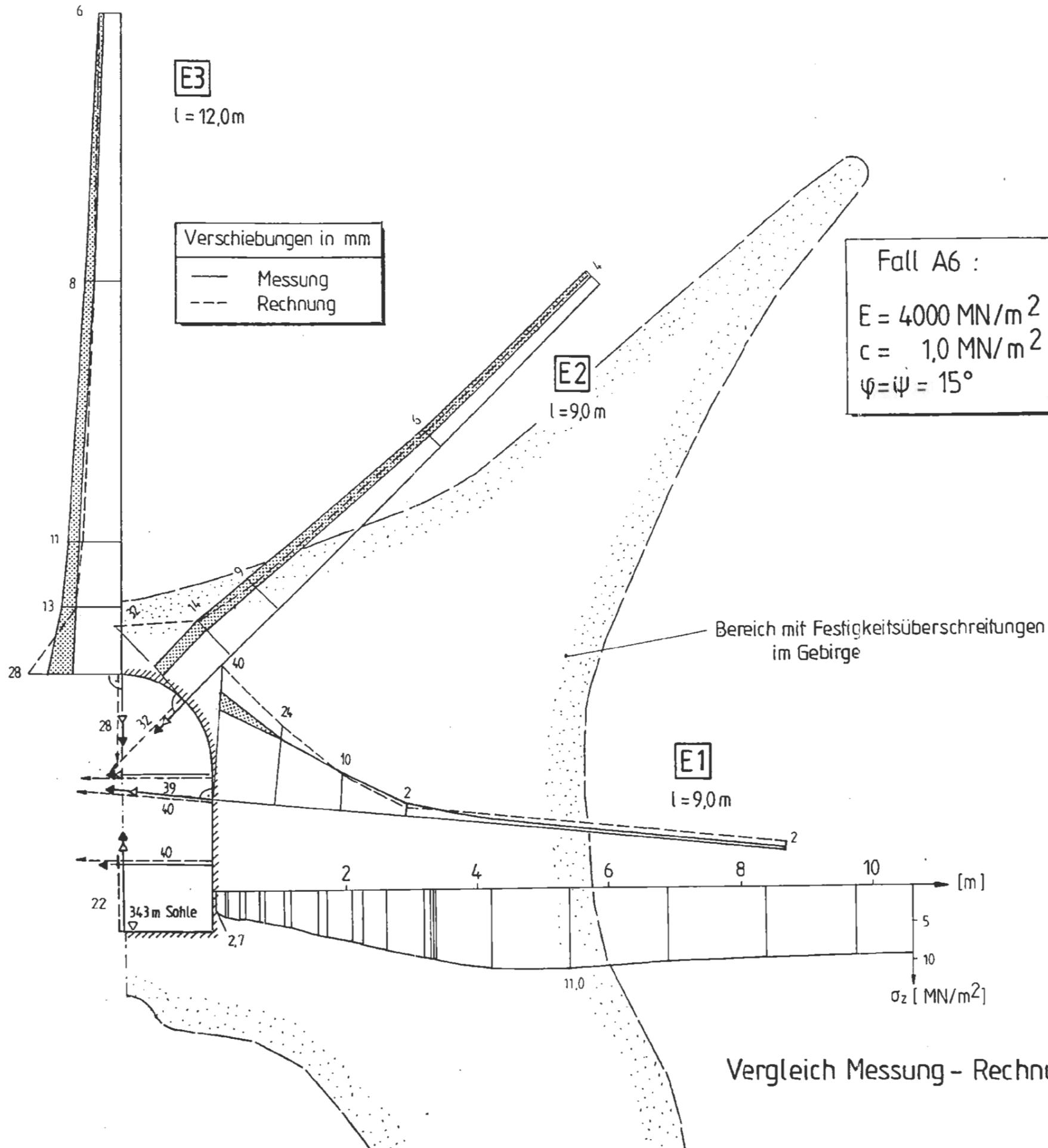
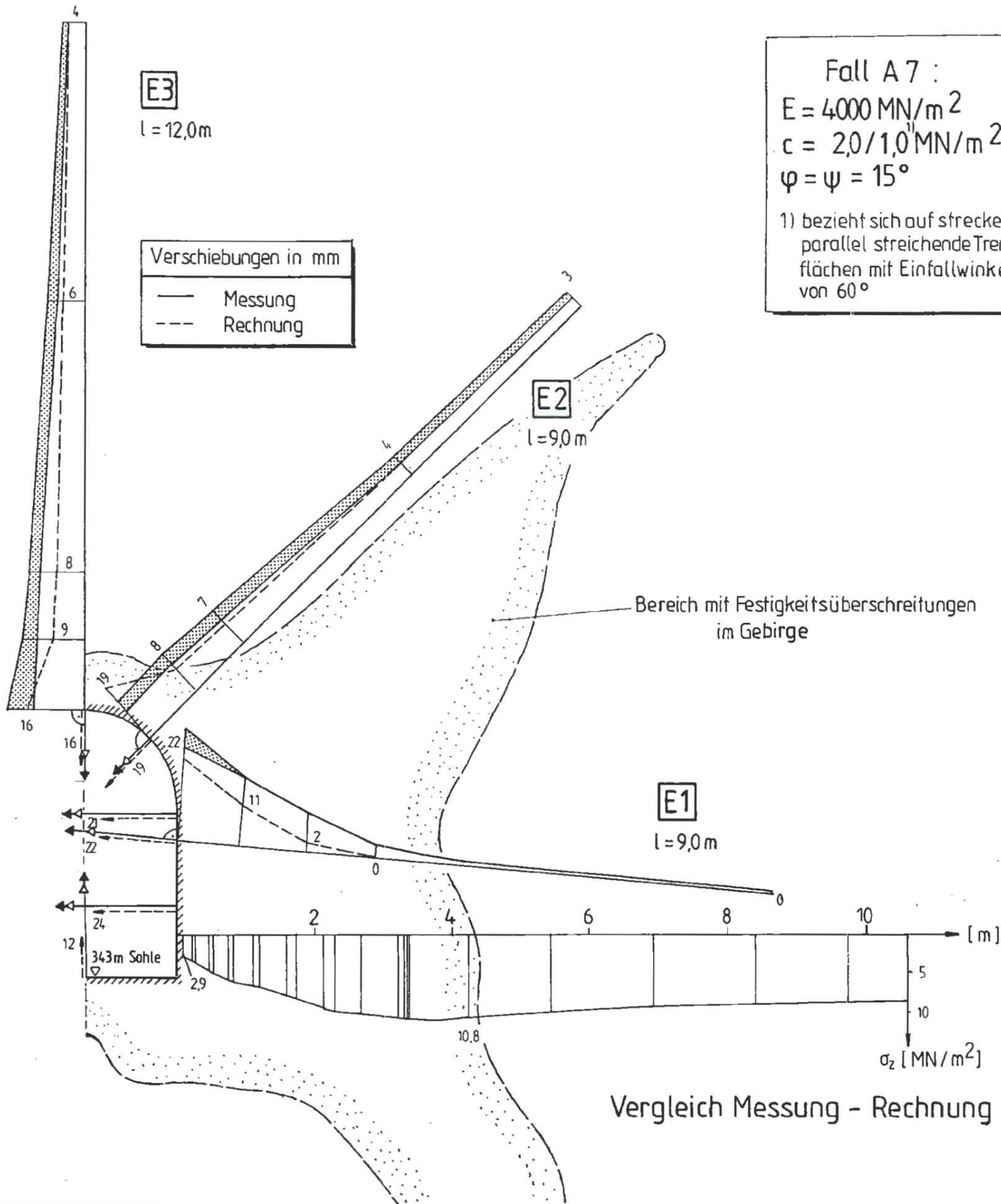


Abb. A 1 - 8.24

MQ3 - Fall A6 :
Vergleich Messung - Rechnung



Fall A7 :
 $E = 4000 \text{ MN/m}^2$
 $c = 2,0/1,0 \text{ MN/m}^2$
 $\varphi = \psi = 15^\circ$

1) bezieht sich auf strecken-parallel streichende Trennflächen mit Einfallwinkeln von 60°

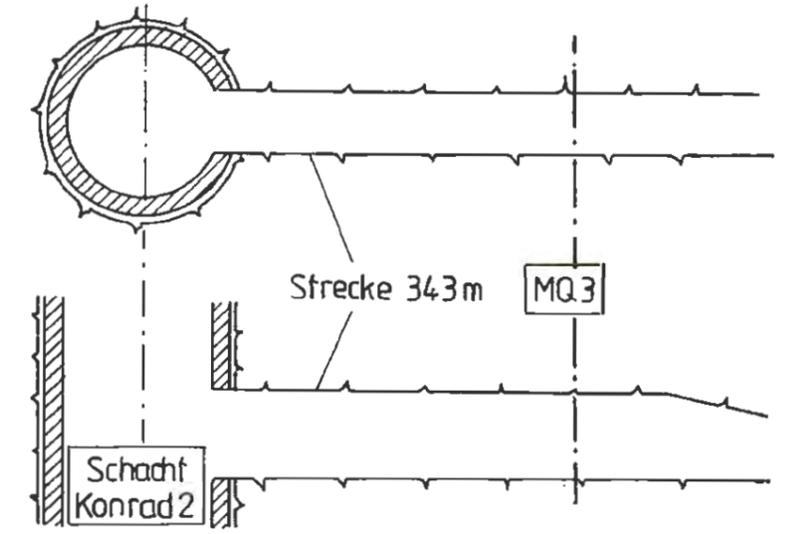
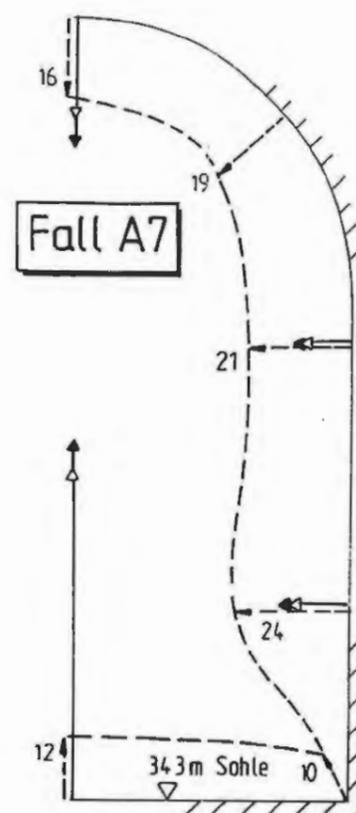
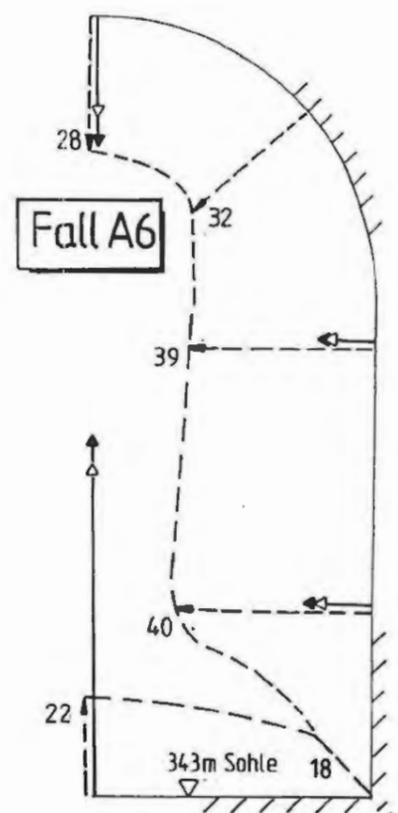
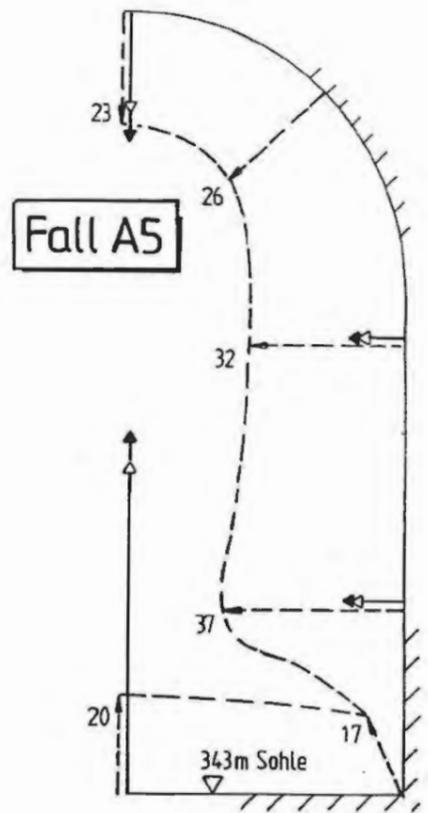
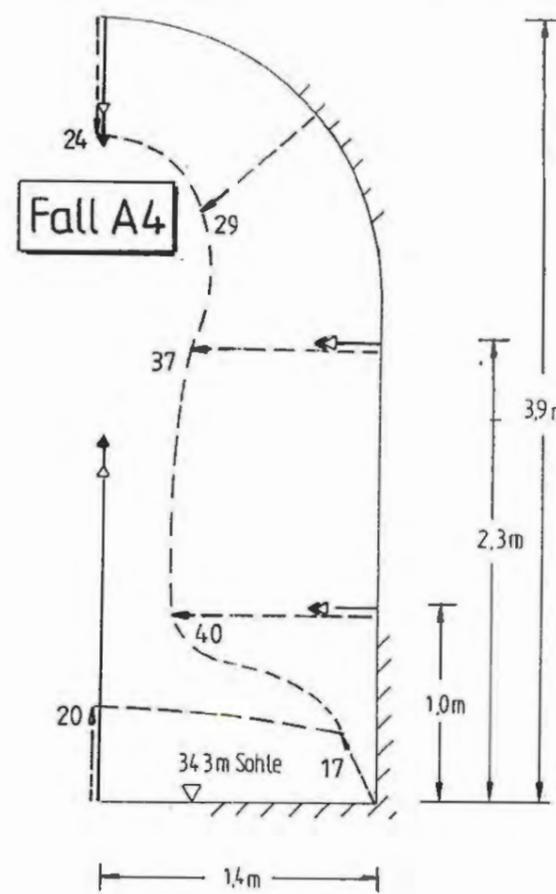
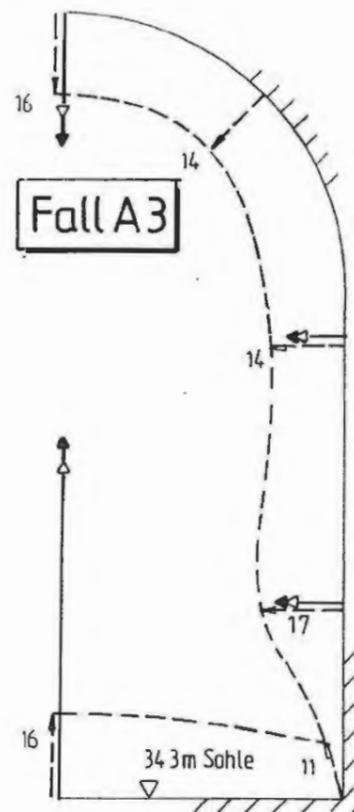
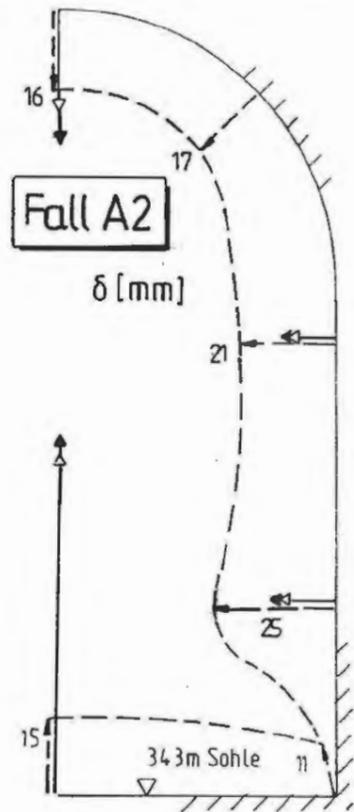


Abb. A 1 - 8.25

MQ3 - Fall A7 :
 Vergleich Messung - Rechnung



— Messung
 - - - Rechnung

Fall	E [MN/m]	c [MN/m]	φ [°]	ψ [°]
A 2	2000	2,0	15	15
A 3	2000	2,0	15	0
A 4	2000	1,5	15	15
A 5	2000	2,0	7,5	7,5
A 6	4000	1,0	15	15
A 7	4000	2,0 / 1,0 ¹⁾	15	15

1) bezieht sich auf streckenparallel streichende Trennflächen mit Einfallswinkeln von 60°

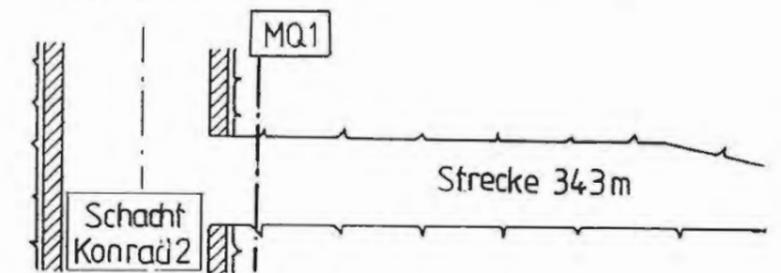
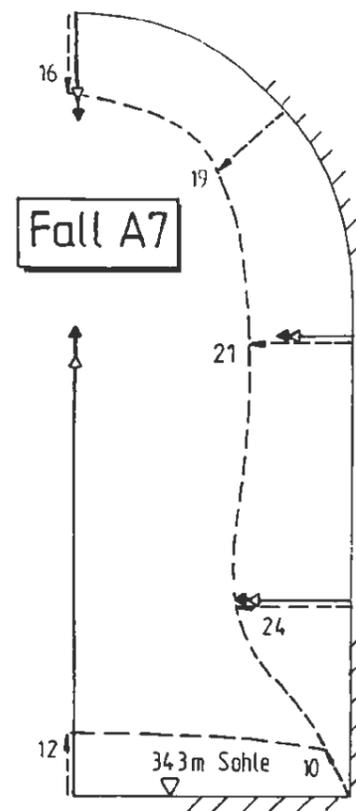
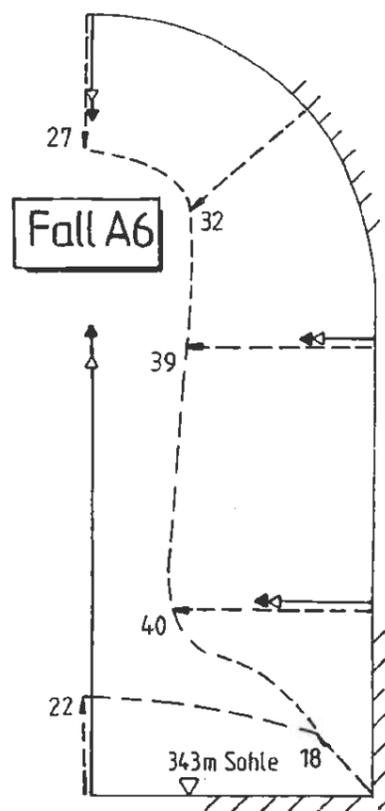
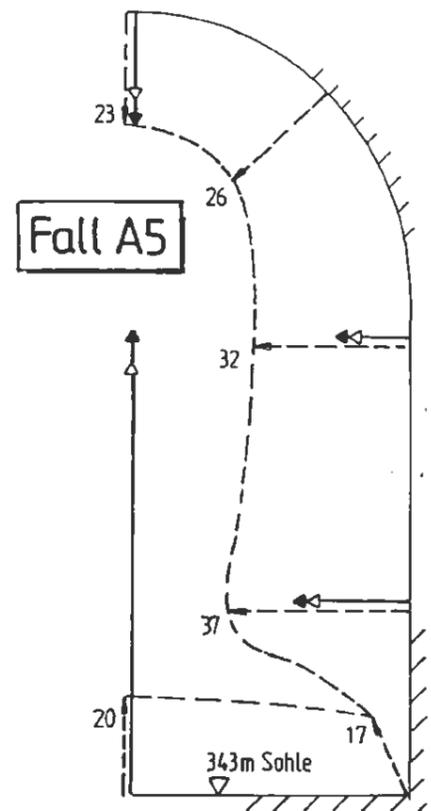
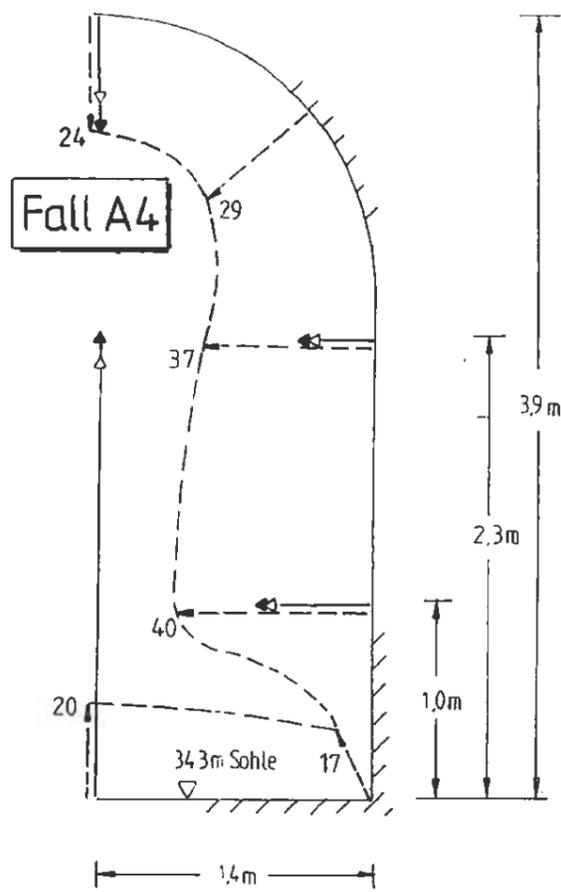
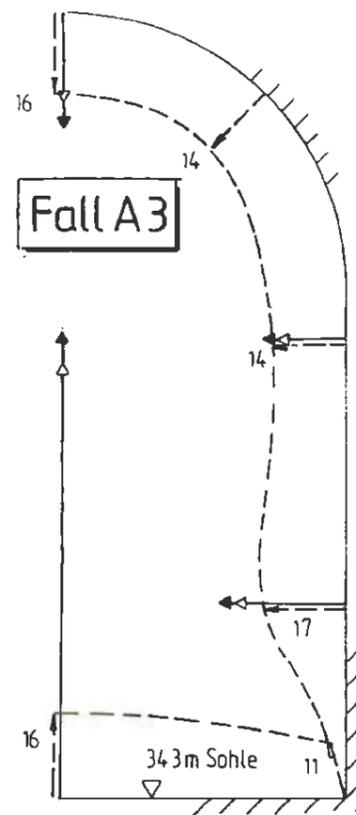
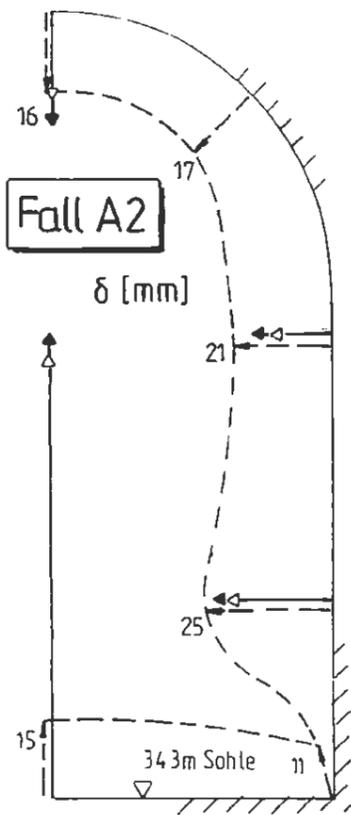


Abb. A 1 - 8.26

MQ1 - Fälle A2 bis A7 :
 Vergleich Messung - Rechnung



— Messung
 - - - Rechnung

Fall	E [MN/m]	c [MN/m]	φ [°]	ψ [°]
A 2	2000	2,0	15	15
A 3	2000	2,0	15	0
A 4	2000	1,5	15	15
A 5	2000	2,0	7,5	7,5
A 6	4000	1,0	15	15
A 7	4000	20/1,0 ¹⁾	15	15

1) bezieht sich auf streckenparallel streichende Trennflächen mit Einfallswinkeln von 60°

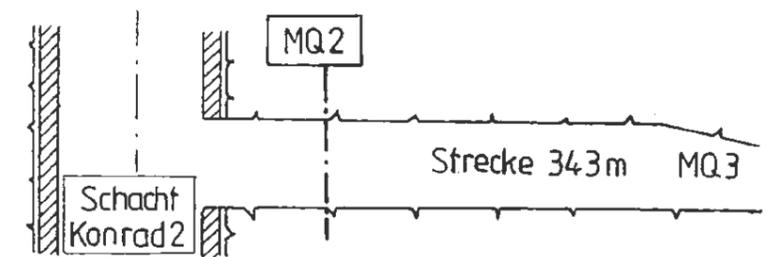
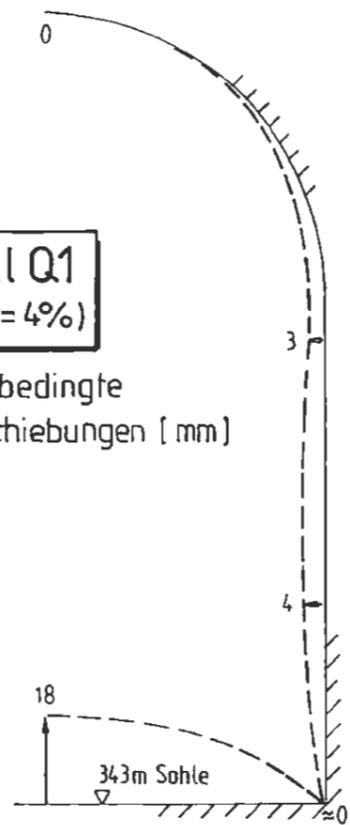


Abb. A 1 - 8.27

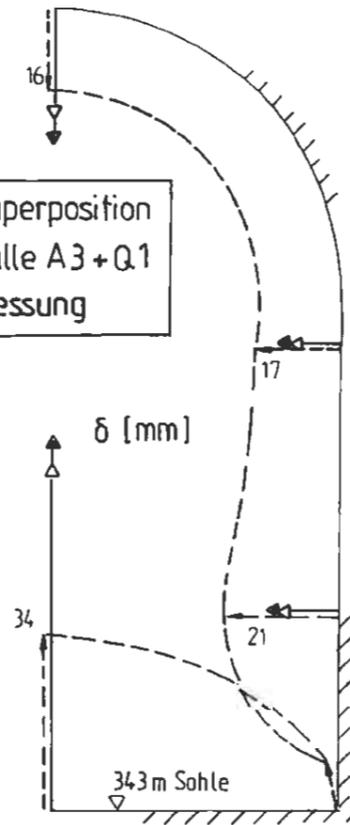
MQ2 - Fälle A2 bis A7 :
 Vergleich Messung - Rechnung

Fall Q1
($K_q = 4\%$)

quellbedingte
Verschiebungen [mm]

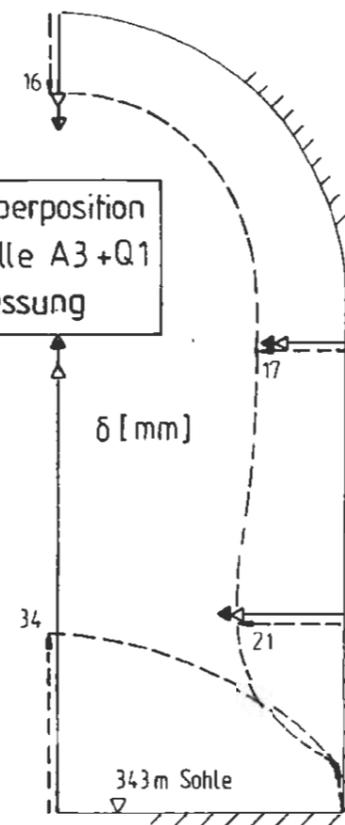


--- Superposition
Fälle A3+Q1
— Messung

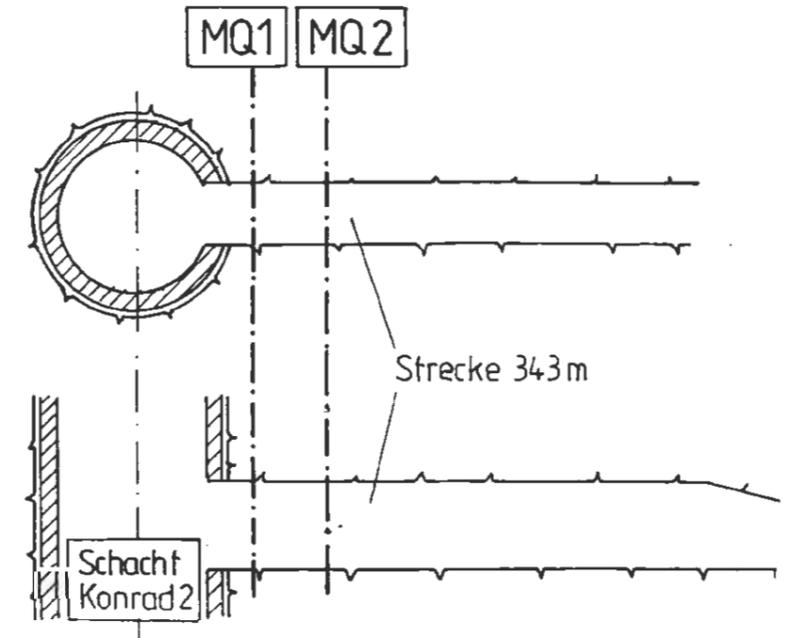


MQ1

--- Superposition
Fälle A3+Q1
— Messung

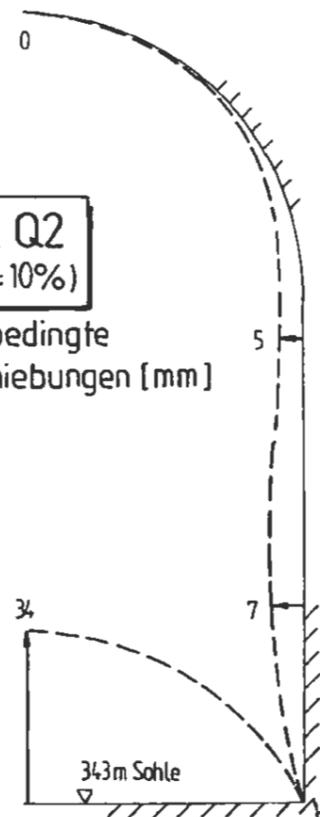


MQ2

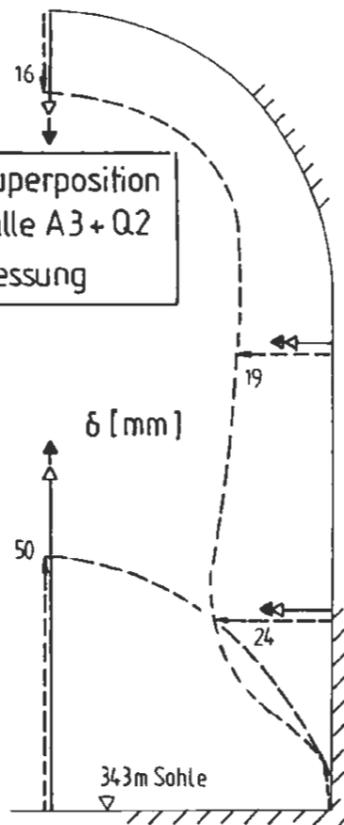


Fall Q2
($K_q = 10\%$)

quellbedingte
Verschiebungen [mm]

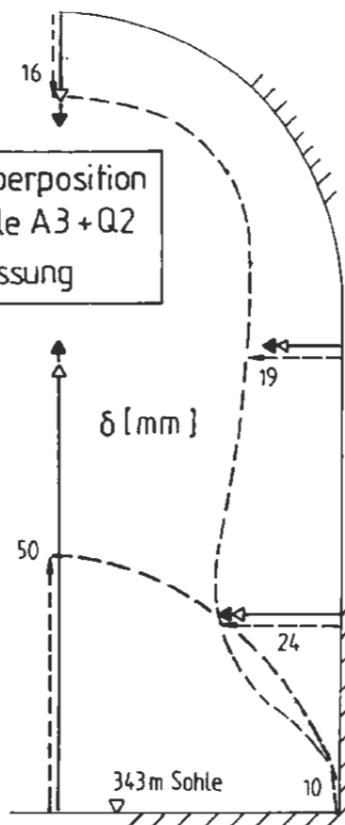


--- Superposition
Fälle A3+Q2
— Messung



MQ1

--- Superposition
Fälle A3+Q2
— Messung



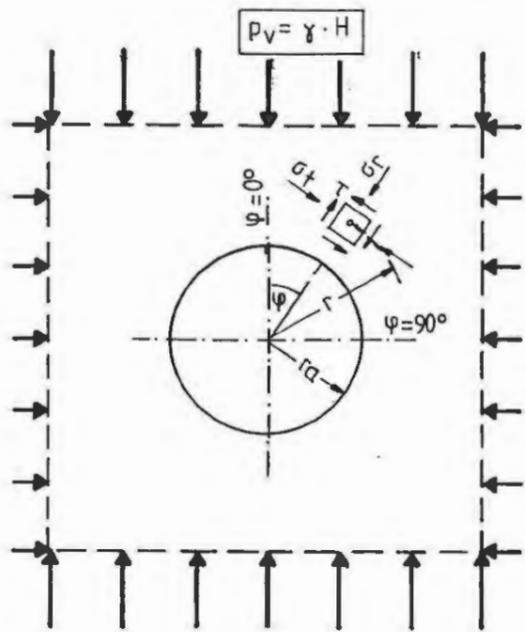
MQ2

Abb. A I - 8.28

MQ1 und MQ2 :
Interpretation der Sohlhebungen



ENLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



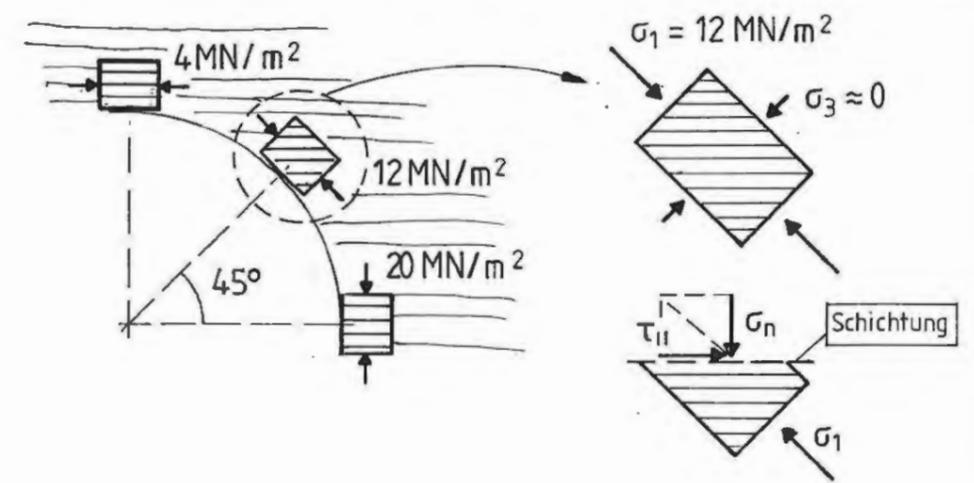
$$\sigma_r = \frac{p_v}{2(1-\nu)} [(1-\alpha^2) + (1-4\alpha^2 + 3\alpha^4)(1-2\nu) \cos 2\psi]$$

$$\sigma_t = \frac{p_v}{2(1-\nu)} [(1+\alpha^2) - (1+3\alpha^4)(1-2\nu) \cos 2\psi]$$

$$\tau = \frac{p_v}{2} (1+2\alpha^2 - 3\alpha^4) \sin 2\psi$$

$$p_h = k_0 p_v \quad k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad \alpha = r_a/r$$

Sekundärer Spannungszustand im Fels



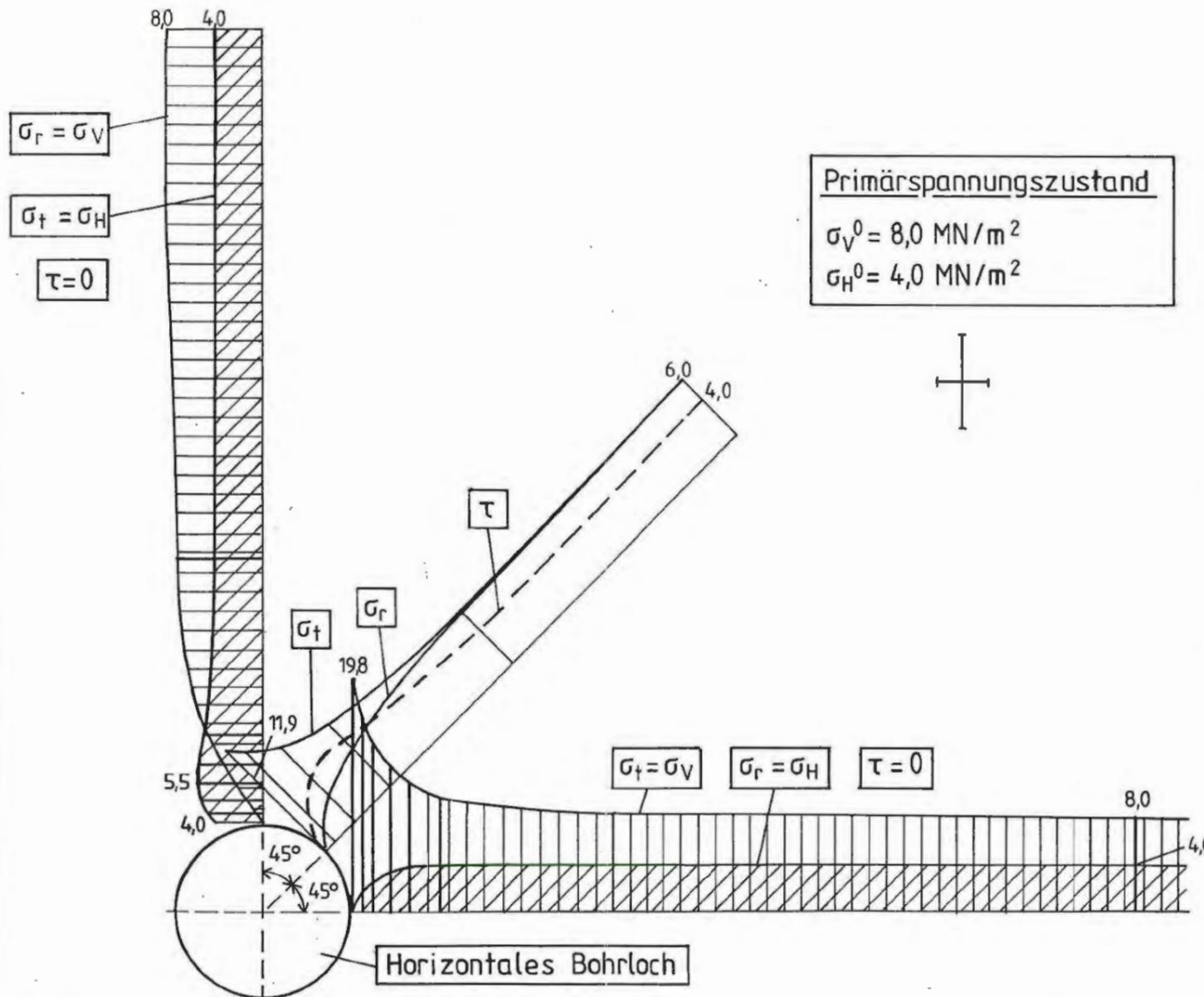
Bruchkriterium:

$$F = \tau_{II} - \sigma_n \cdot \tan \psi_s - c_s$$

$F > 0 \rightarrow$ Schubbruch

$$\psi_s = 15^\circ : \text{erf. } c_s \geq 6 \text{ MN/m}^2$$

damit kein Schubbruch eintritt



Primärspannungszustand

$$\sigma_v^0 = 8,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_H^0 = 4,0 \text{ MN/m}^2$$

Annahmen:

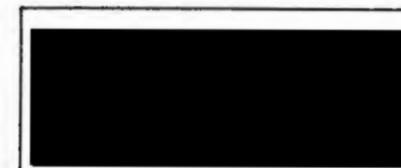
- unendlich ausgedehnte, kreisrund gelochte Scheibe
- ebener Verformungszustand
- ebene Spannungsbetrachtung
- gewichtslos
- homogen, isotrop, elastisch

Abb. A 1 - 9.1

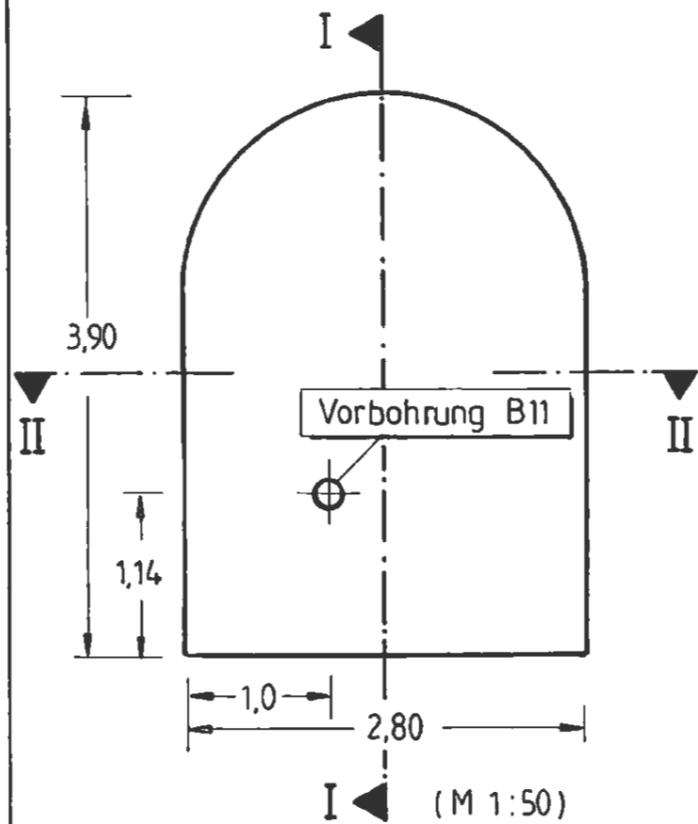
Streckenvorbohrung B11

Spannungszustand im Bohrloch-nahbereich und Bruchkriterium

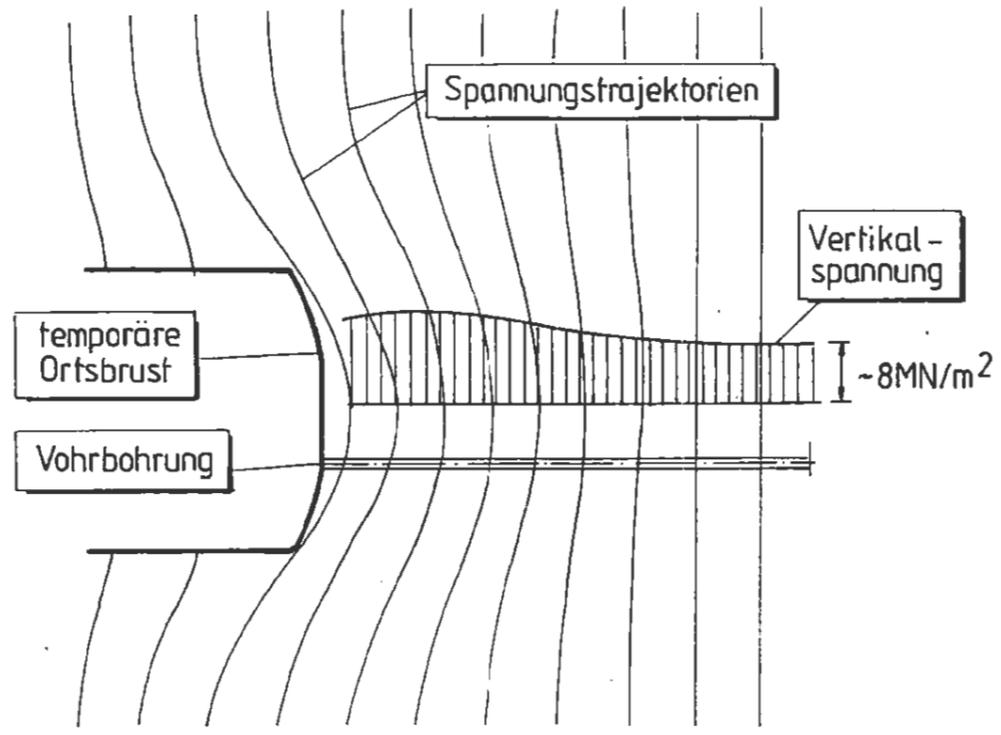
Verteilung der Sekundärspannungen in 3 Schnitten



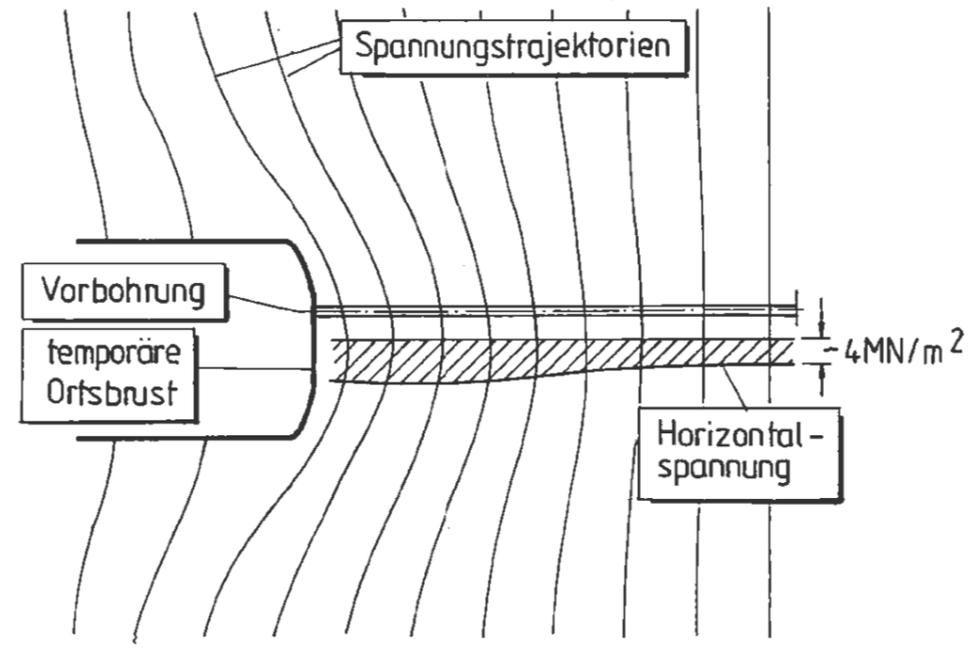
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



Streckenquerschnitt (M 1:50)

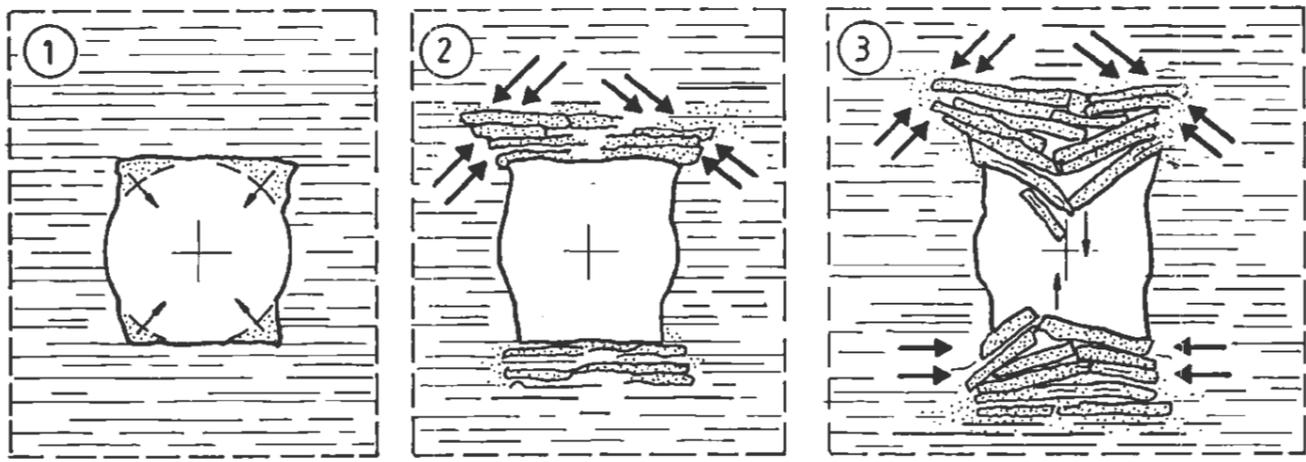


vertikaler Längsschnitt I-I (M 1:100)



horizontaler Längsschnitt II-II (M 1:100)

Lastabtragung im Bereich der Ortsbrust (qualitativ)



① Schubbrüche auf der Schichtung; Ausbruch der Bohrloch - Eckbereiche
 vor Beginn der Streckenauffahrung; Spannungszustand s. Abb. AI-9.1

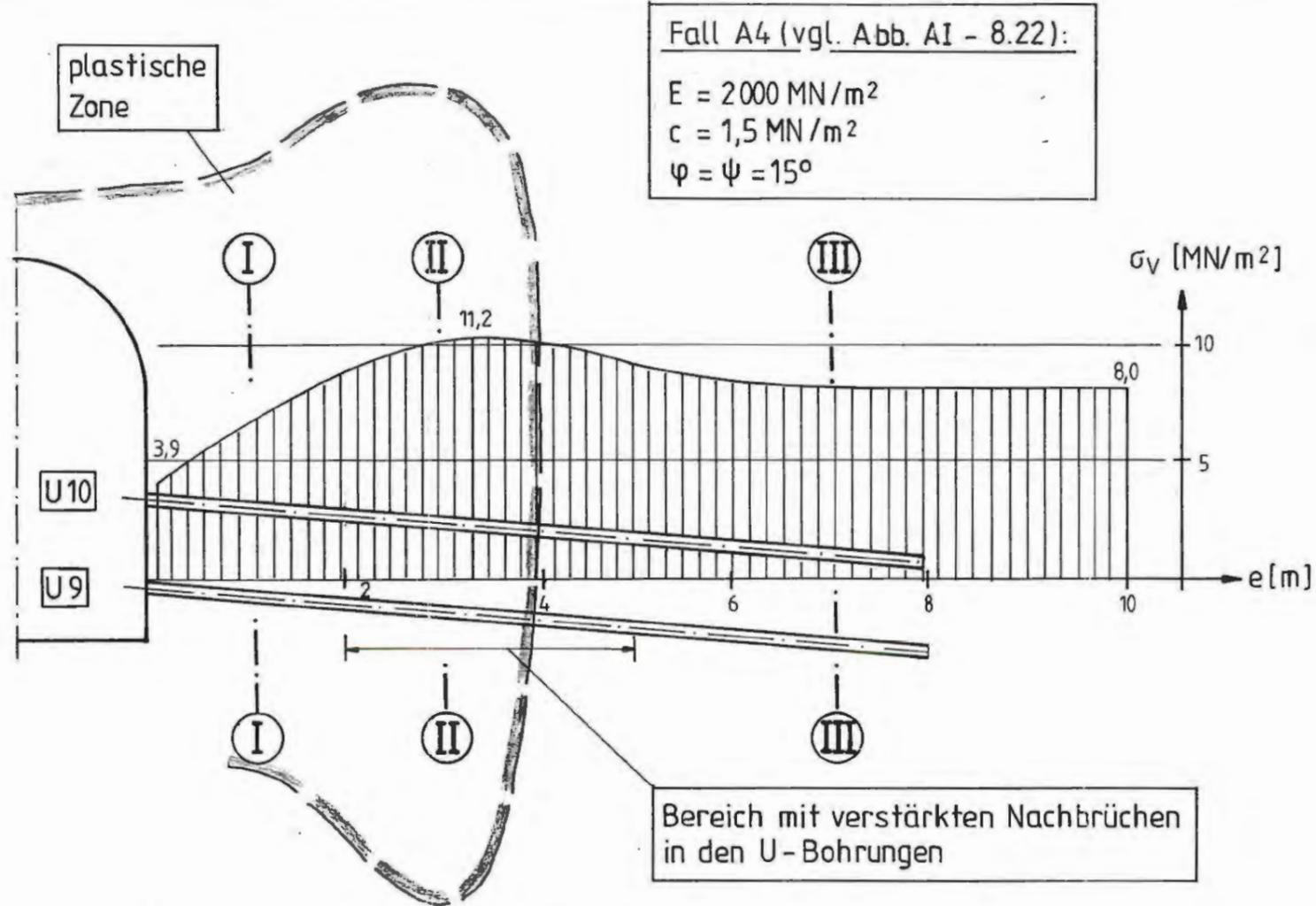
② Zunahme der Schubbrüche; Zerlegung in schichtparallele Lamellen
 während der Streckenauffahrung; Erhöhung der Spannungen durch Konzentration vor der Ortsbrust und zusätzliche Schubbeanspruchung infolge Schrägstellung der Hauptnormalspannungen (s.o.)

③ Ausknicken der Lamellen infolge der Übertragung der Horizontalspannungen; weitere Zunahme der Schubbrüche

Abb. A I - 9.2

Streckenvorbohrung B11
 Interpretation der Beobachtungen vor und während des Streckenvortriebs

Entstehung der Bohrlochausbrüche und der aufgelockerten, plastischen Zonen

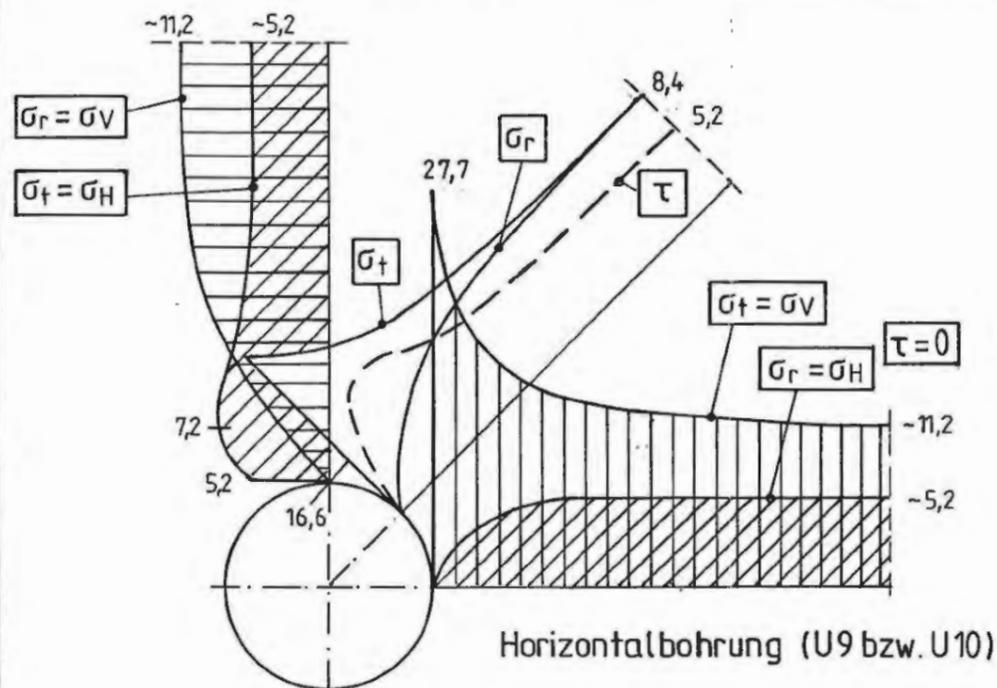


Anmerkung:

Die Berechnungsergebnisse gelten für den Meßquerschnitt 3 bei Station 14,5/15,3 m

Die Ultraschallbohrungen U9 und U10 wurden bei Station 24,0m ausgeführt

Vertikalspannungen und plastische Zone (Berechnungsergebnisse)



Spannungszustände in den Schnitten I - I und III - III ohne Abbildung

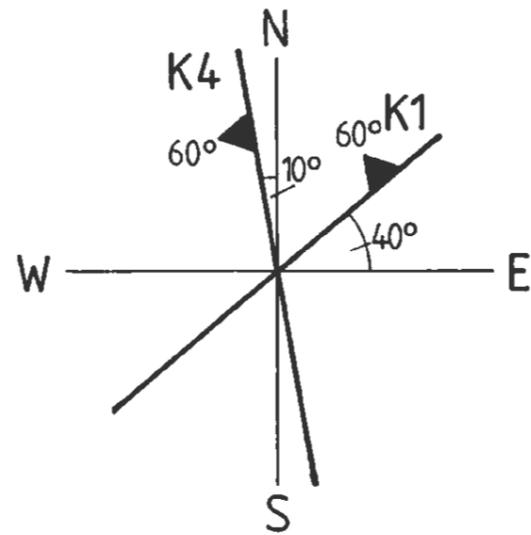
I - I : $(\sigma_r, \sigma_t)_{I-I} \ll (\sigma_r, \sigma_t)_{II-II}$
 (siehe oben)

III - III : vgl. Vorbohrung B11
 (siehe Abb. AI-9.1)

Abb. A I - 9.3

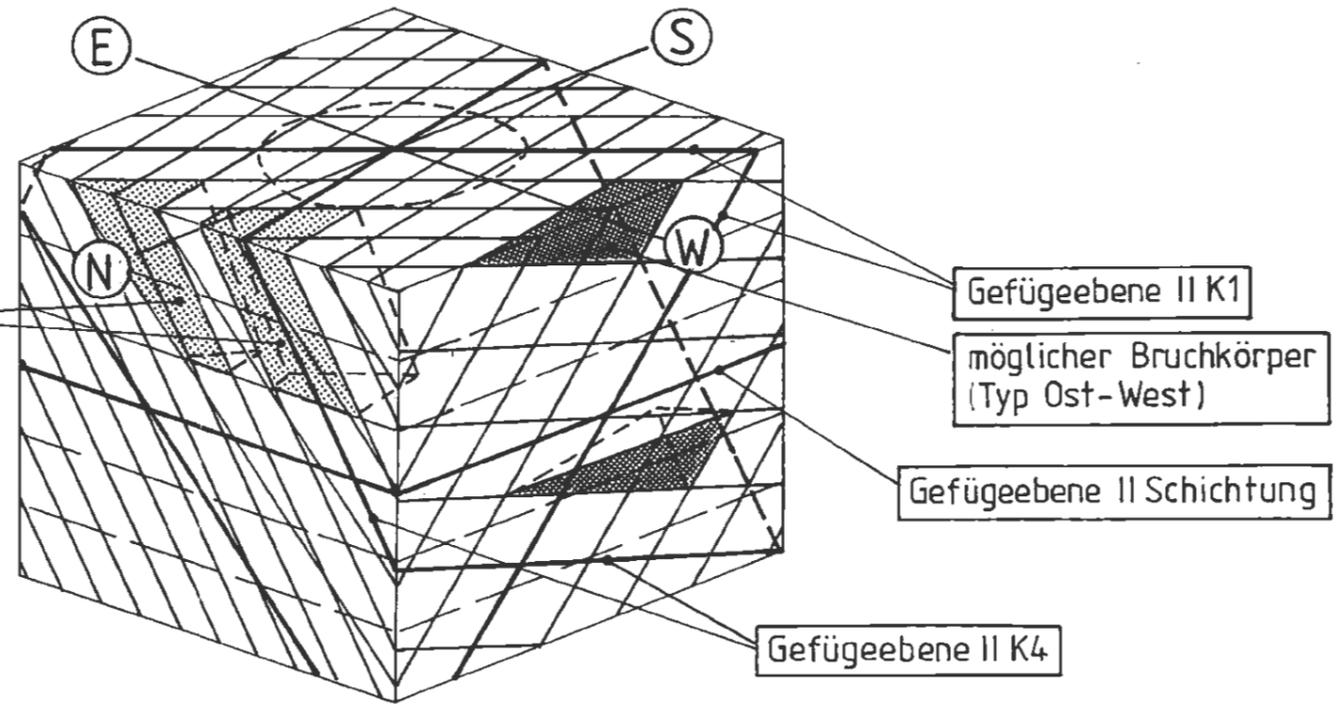
Horizontalbohrungen U9 und U10
 Spannungszustand und Interpretation
 der Beobachtungen im Bohrloch

Spannungszustand im Schnitt II-II

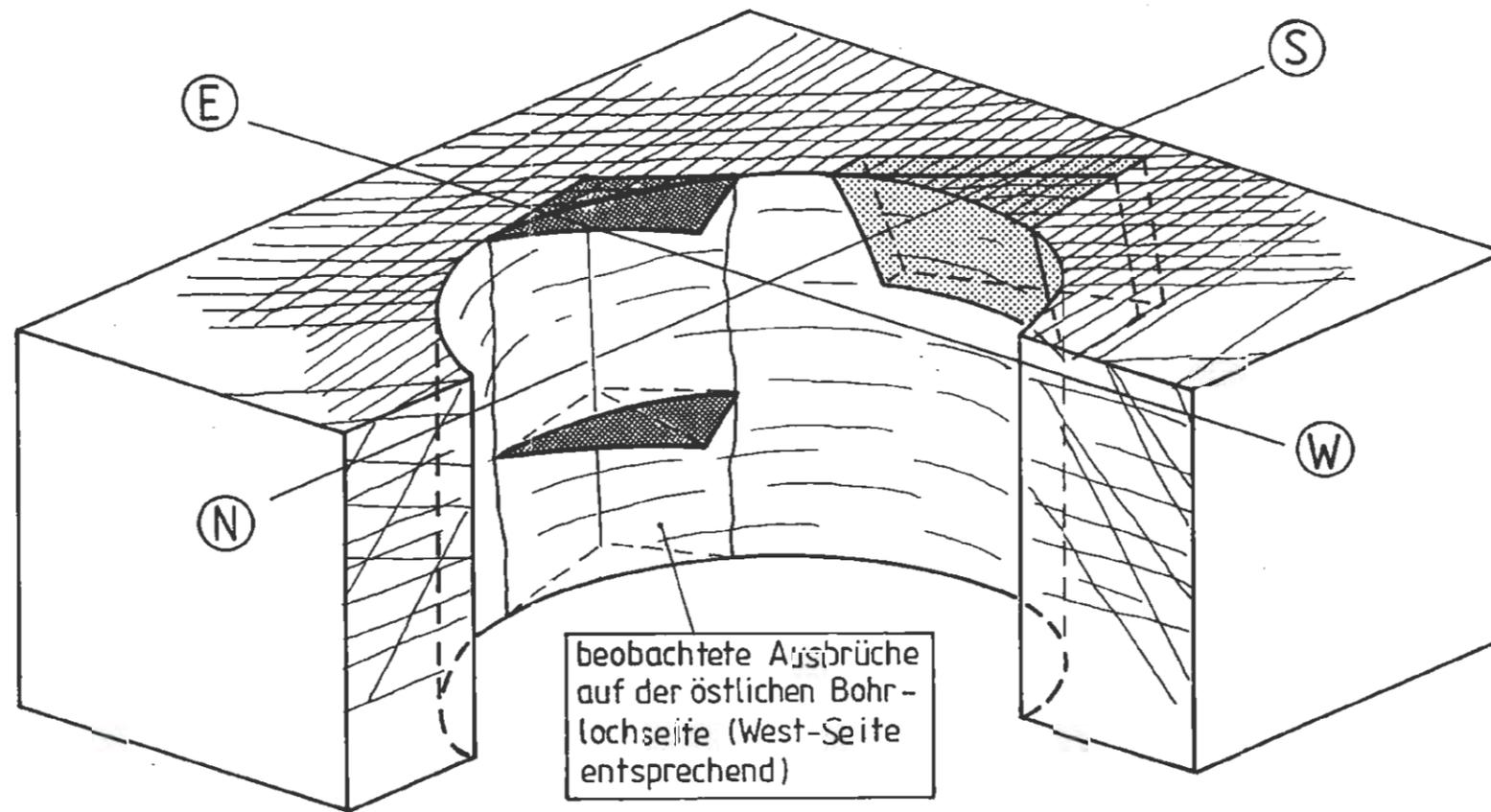


Raumstellung von K1 und K4
Grundriß
(vgl. Abb. A I - 4.5)

mögliche
Bruchkörper
(Typ Nord-Süd)



Raumstellung der zu K1, K4 und zur Schichtung
parallelen Gefügebene, isometrische Darstellung



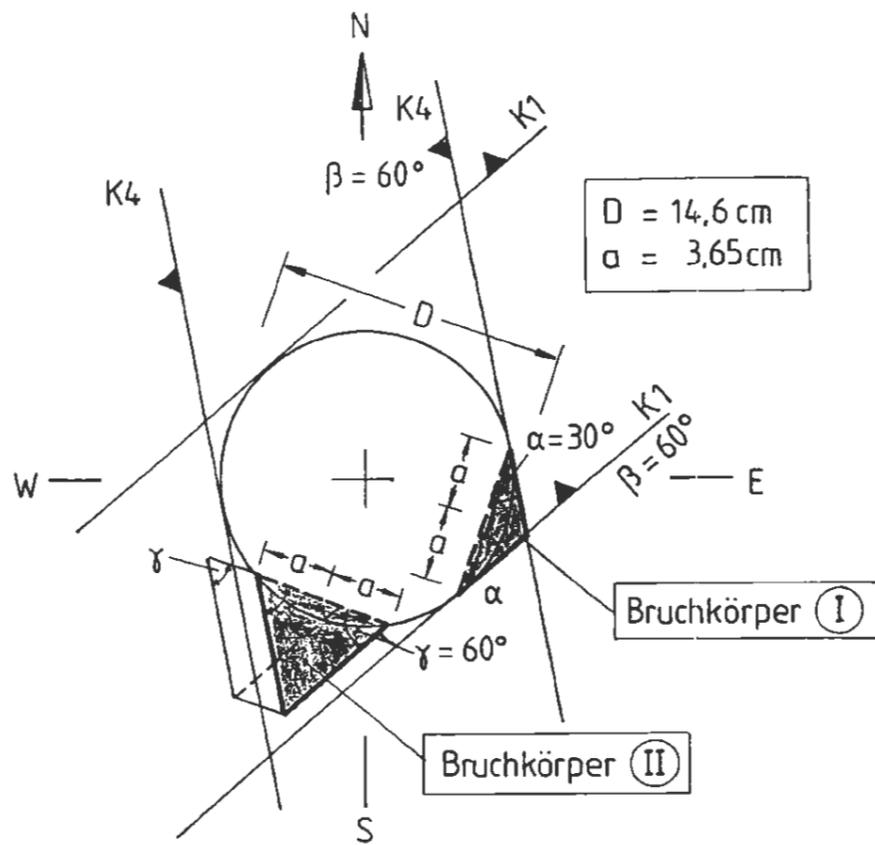
Mögliche Bohrlochausbrüche infolge der Verschneidung von
Gefügebene parallel zu K1, K4 und zur Schichtung

Abb. A I - 9.4

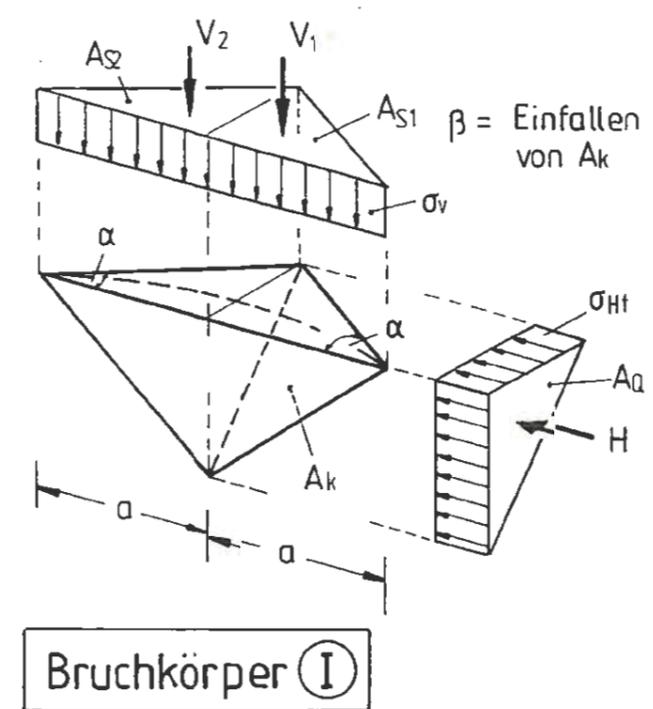
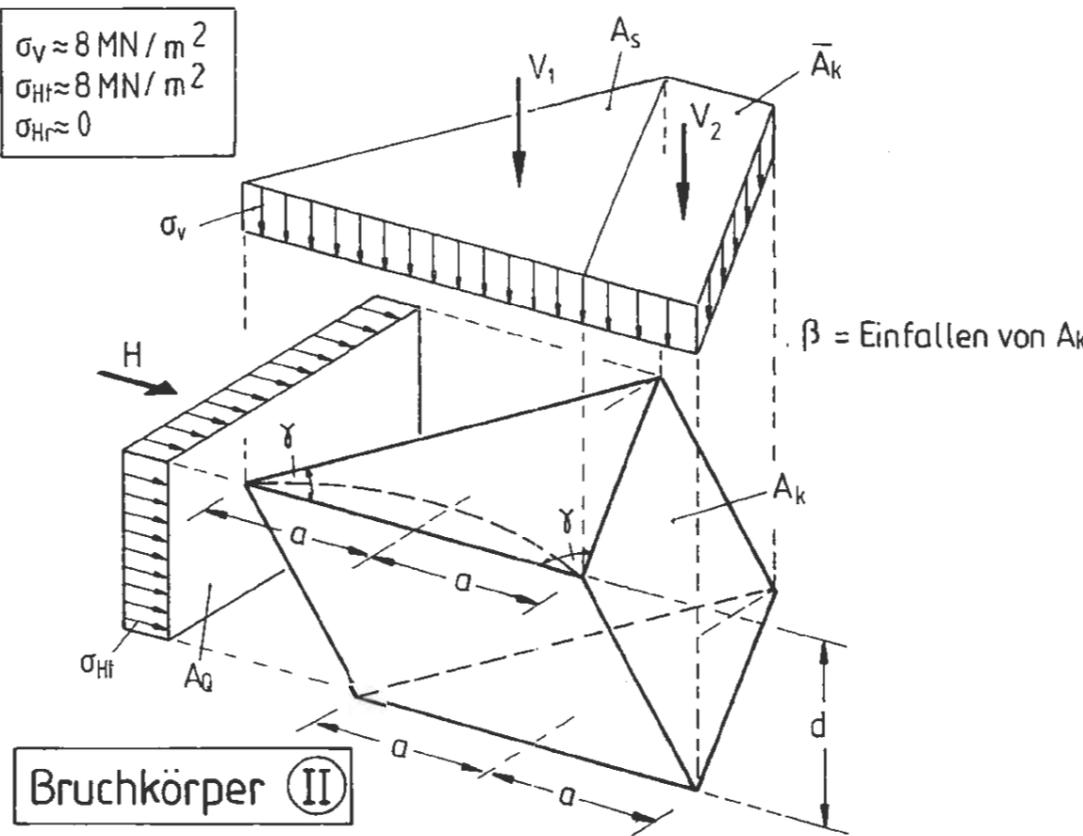
Vertikalbohrungen
Interpretation der Ausbrüche,
Prinzipdarstellung



ENLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle



$$\begin{aligned} \sigma_v &\approx 8 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_{Hf} &\approx 8 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_{Hr} &\approx 0 \end{aligned}$$



Bohrloch und potentielle Bruchkörper

Isometrische Darstellung der Bruchkörper I und II

BRUCHKÖRPER I

BRUCHKÖRPER II

$$\alpha = 30^\circ \quad \beta = 60^\circ \quad a = 3,65 \text{ cm}$$

$$\gamma = 60^\circ \quad \beta = 60^\circ \quad a = d = 3,65 \text{ cm}$$

$$A_{S1} = \frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot \tan \alpha = 3,846 \text{ cm}^2$$

$$A_S = a^2 \cdot \tan \gamma = 23,075 \text{ cm}^2 \quad A_K = \frac{a^2}{\sin \beta \cdot \cos \gamma} = 30,767 \text{ cm}^2$$

$$A_K = \frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot \frac{\tan \alpha}{\cos \beta} = 7,692 \text{ cm}^2$$

$$A_Q = a^2 \cdot \tan \gamma = 23,075 \text{ cm}^2 \quad \bar{A}_K = \frac{a^2}{\tan \beta \cdot \cos \gamma} = 15,384 \text{ cm}^2$$

$$A_Q = \frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \alpha} \cdot \tan \beta = 3,331 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = A_{S1} \cdot \sigma_v = 3,08 \text{ kN} \quad H = A_Q \cdot \sigma_{Hf} = 2,66 \text{ kN}$$

$$V_1 = A_S \cdot \sigma_v = 18,46 \text{ kN} \quad V_2 = \bar{A}_K \cdot \sigma_v = 12,31 \text{ kN}$$

Kräfte I und II zu A_K (aus V_1 und H):

$$H = A_Q \cdot \sigma_{Hf} = 18,46 \text{ kN}$$

$$K_{\perp} = H \cdot \sin \alpha \cdot \sin \beta + V_1 \cdot \cos \beta = 2,69 \text{ kN}$$

$$K_{\perp} = H \cdot \sin \gamma \cdot \sin \beta + V_2 \cdot \cos \beta = 20,00 \text{ kN}$$

$$K_{\parallel} = \sqrt{(V_1 \cdot \sin \beta - H \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta)^2 + (H \cdot \cos \alpha)^2} = 3,05 \text{ kN}$$

$$K_{\parallel} = \sqrt{(V_2 \cdot \sin \beta - H \cdot \sin \gamma \cdot \cos \beta)^2 + (H \cdot \cos \gamma)^2} = 9,61 \text{ kN}$$

Bruchkriterium (Grenzzustand: $F=0$):

Bruchkriterium ($\varphi_S = \varphi_K = \varphi$, $c_S = c_K = c$):

$$F = k_{\parallel} - k_{\perp} \cdot \tan \varphi_k - A_K \cdot c_k$$

$$F = k_{\parallel} - (k_{\perp} + V_1) \cdot \tan \varphi - (A_K + A_S) \cdot c$$

$$F \stackrel{!}{=} 0 : c_k = \frac{k_{\parallel} - k_{\perp} \cdot \tan \varphi_k}{A_K}$$

$$F \stackrel{!}{=} 0 : c = \frac{k_{\parallel} - (k_{\perp} + V_1) \cdot \tan \varphi}{A_K + A_S}$$

$$\varphi_k = 15^\circ \rightarrow c_k = 3 \text{ MN/m}^2$$

$$\varphi = 15^\circ \quad c = -0,01 < 0$$

→ Bruch falls $c_k < 3 \text{ MN/m}^2$

→ kein Bruch bei $c_S = c_k = 0$

STANDSICHERHEIT η :

$$\eta_{II} \gg \eta_I$$

Abb. A 1 - 9.5

Vertikalbohrungen

Interpretation der Ausbrüche,
Rechnerische Betrachtungen



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
343m - Sohle

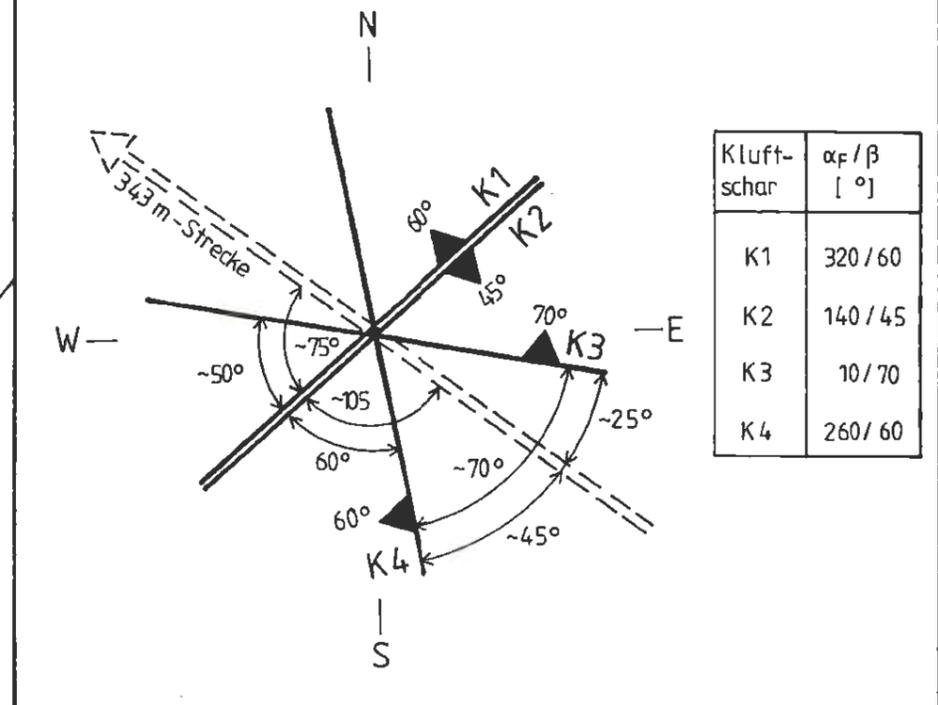
Gestein (mit Schichtung)

Wichte : $\bar{\gamma} = 23,5 \text{ kN/m}^3$
 E-Modul : $E = 4000 \div 6000 \text{ MN/m}^2$
 Poissonzahl : $\bar{\nu} = 0,33$
 einaxiale Druckfestigkeit : $\sigma_d = 15 \div 25 \text{ MN/m}^2$
 Kohäsion : $c = 7 \div 10 \text{ MN/m}^2$
 Reibungswinkel : $\varphi = 5 \div 15^\circ$
 Quellverformungsparameter : $K_q^{*1)} = 0 \div 10 \%$
 *1) stark abhängig vom Salzgehalt des Wassers (vgl. Abb. AI - 7.20)

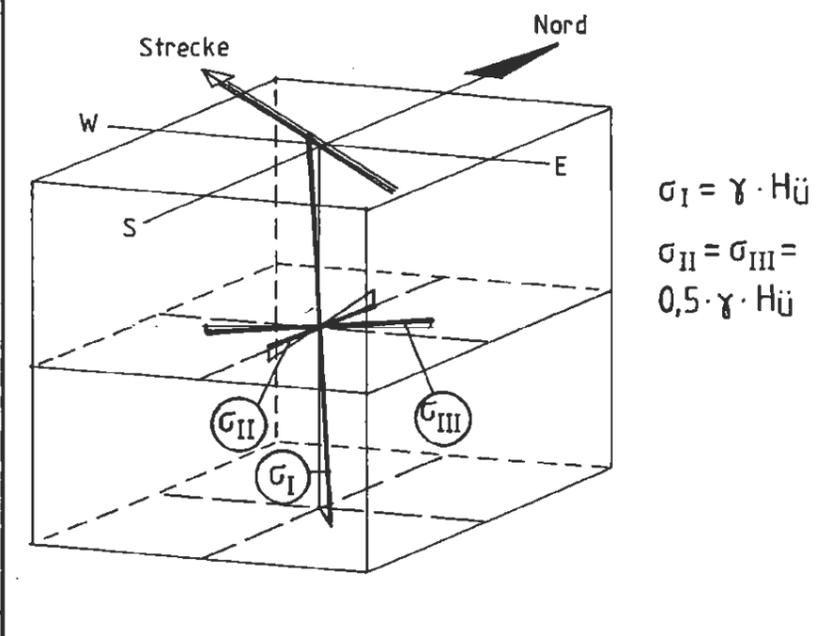
Trennflächen

Kohäsion : $c \leq 1 \div 2 \text{ MN/m}^2$
 Reibungswinkel : $\varphi \leq 5 \div 15^\circ$
 Zugfestigkeit : $\sigma_t = 0$
 Dilatanzwinkel : $\psi = 0 \div 15^\circ$

Mittlere Raumstellung der Trennflächen (vgl. Abb. AI-4,5)



Primärspannungszustand

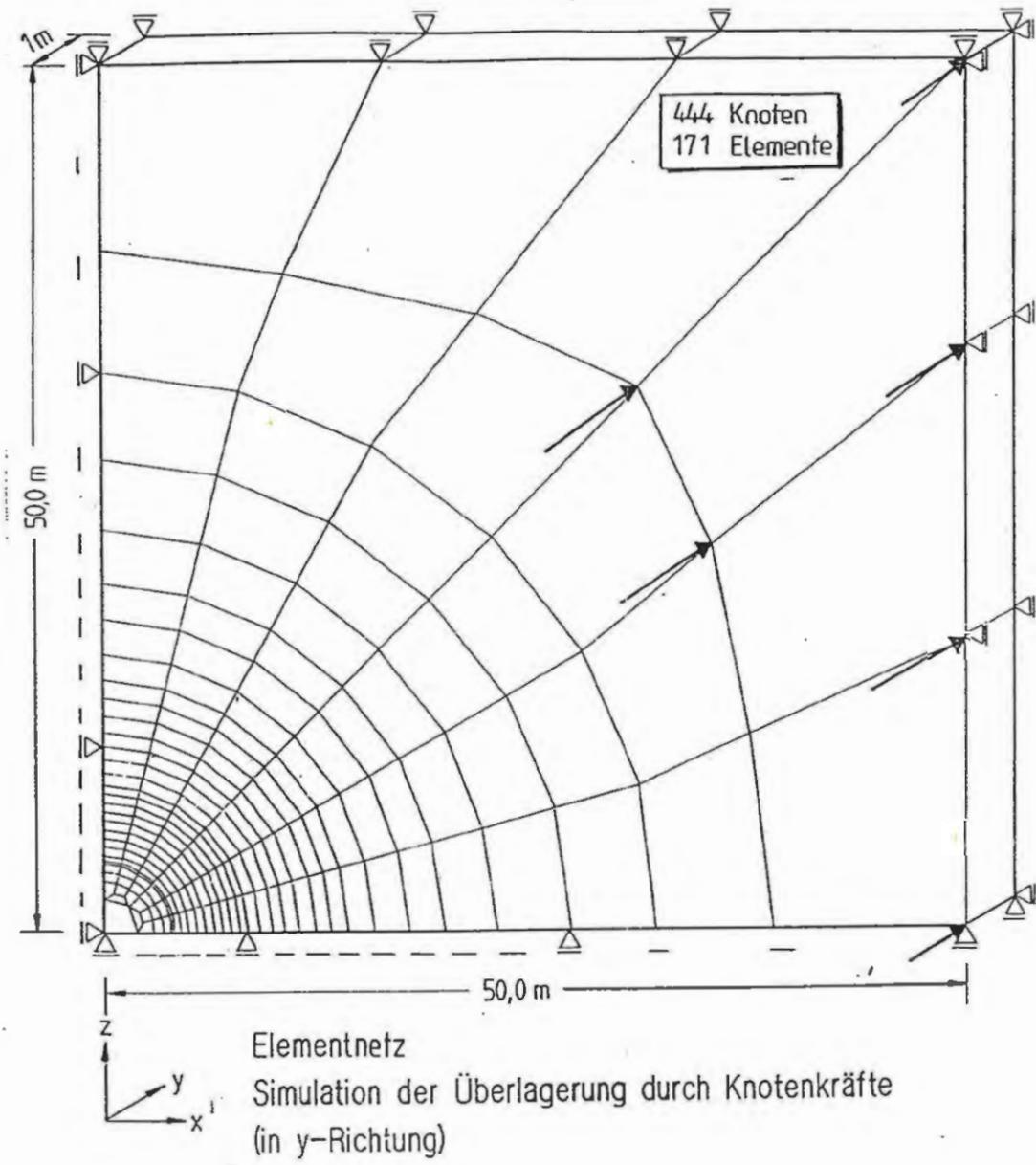


Gebirge

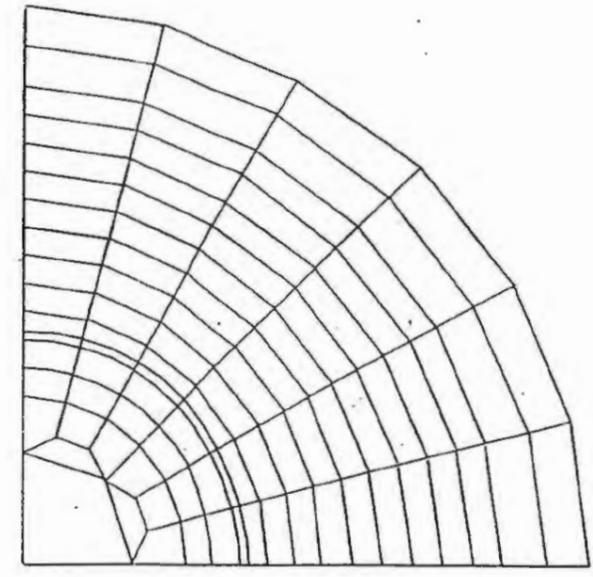
Wichte : $\bar{\gamma} = 23,5 \text{ kN/m}^3$
 E-Modul : $E = 2000 \div 4000 \text{ MN/m}^2$
 Poissonzahl : $\bar{\nu} = 0,33$
 Kohäsion : $c = 1 \div 2 \text{ MN/m}^2$
 Reibungswinkel : $\varphi = 5 \div 15^\circ$
 einaxiale Druckfestigkeit : $\sigma_d = 2 \div 5 \text{ MN/m}^2$
 Zugfestigkeit : $\sigma_t = 0$
 Dilatanzwinkel : $\psi = 0 \div 15^\circ$
 Quellverformungsparameter : $K_q = 0 \div 10 \%$

Abb. A I - 10.1

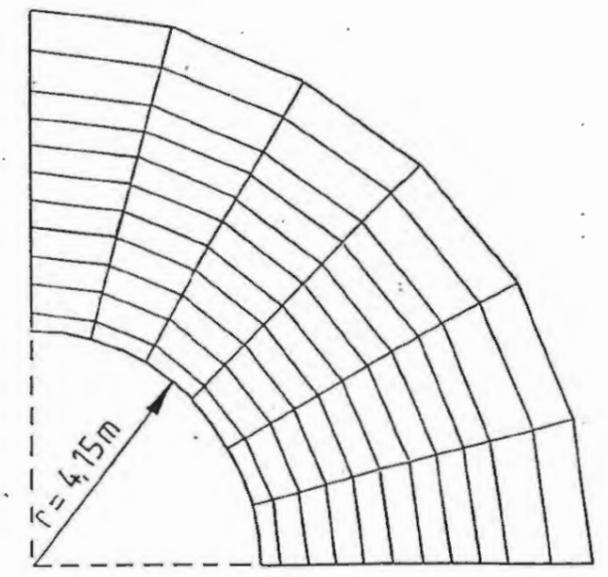
Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand



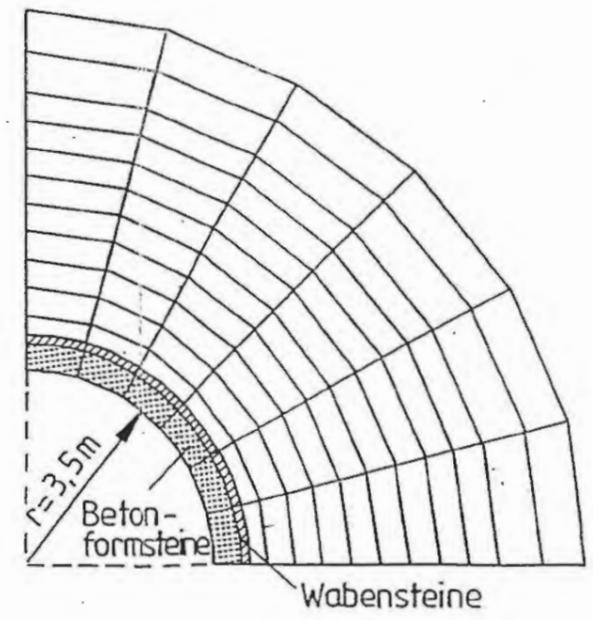
Fall	S1	S2
<u>Felsmechanische Kennwerte:</u>		
Wichte γ [kN/m ³]	24	24
E-Modul E [MN/m ²]	4000	2000
Poissonzahl ν	0.33	0.33
Kohäsion c [MN/m ²]	1.5	2.0
Reibungswinkel φ [°]	15	15
Zugfestigkeit σ [MN/m ²]	0	0
Dilatanzwinkel ψ [°]	15	15



1. Rechenschritt
Primärfall, Simulation der Überlagerung durch Knotenkräfte (elastisch)



2. Rechenschritt
Ausbruch des Schachtes (elastisch)



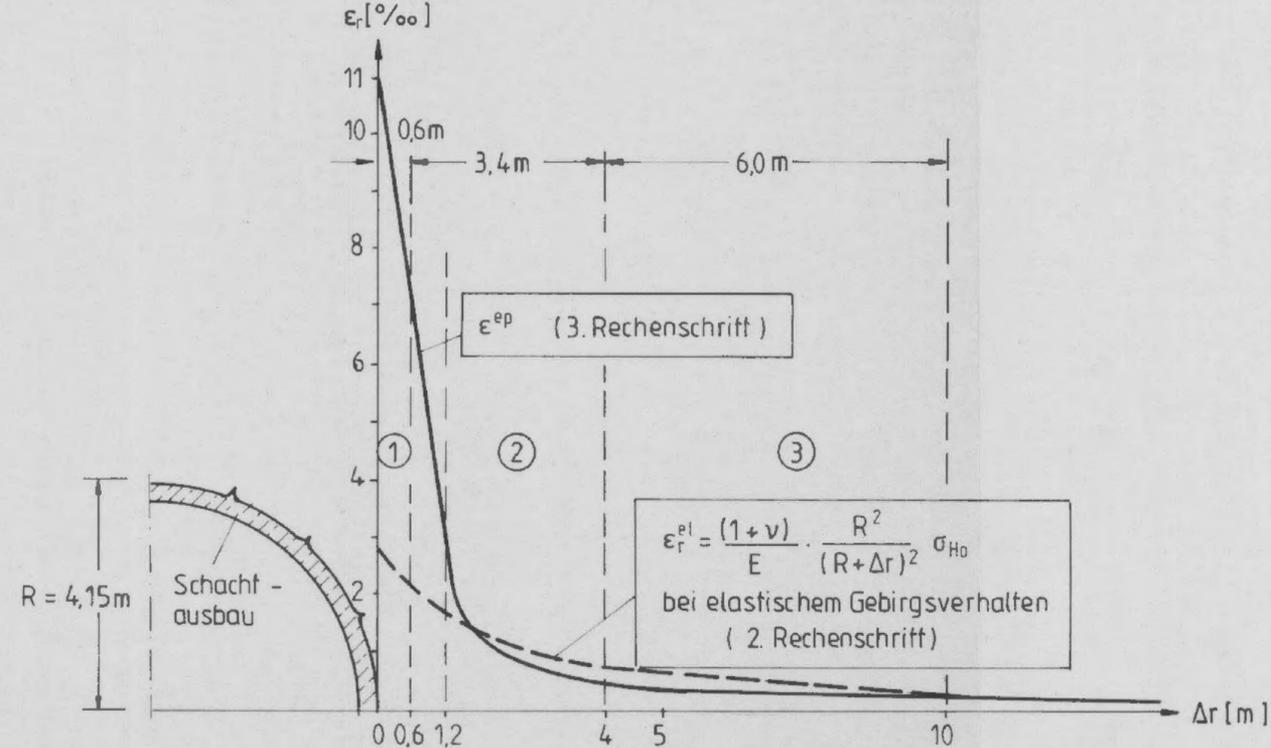
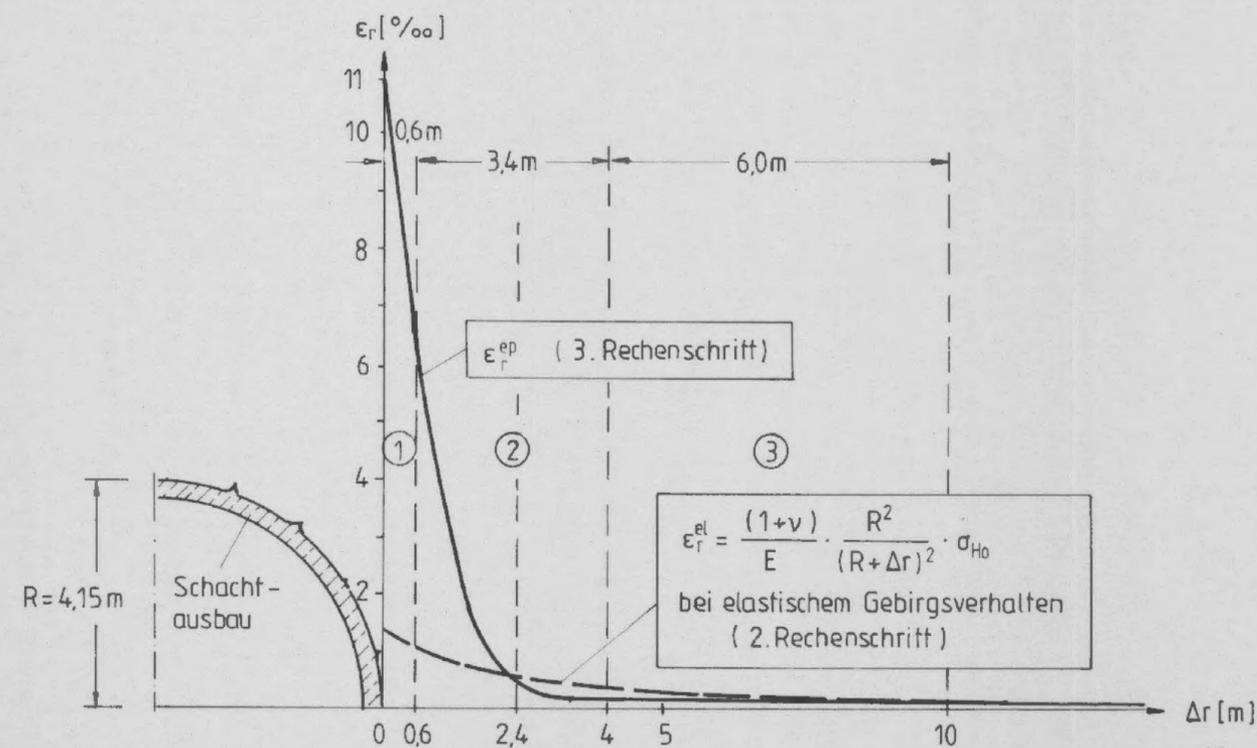
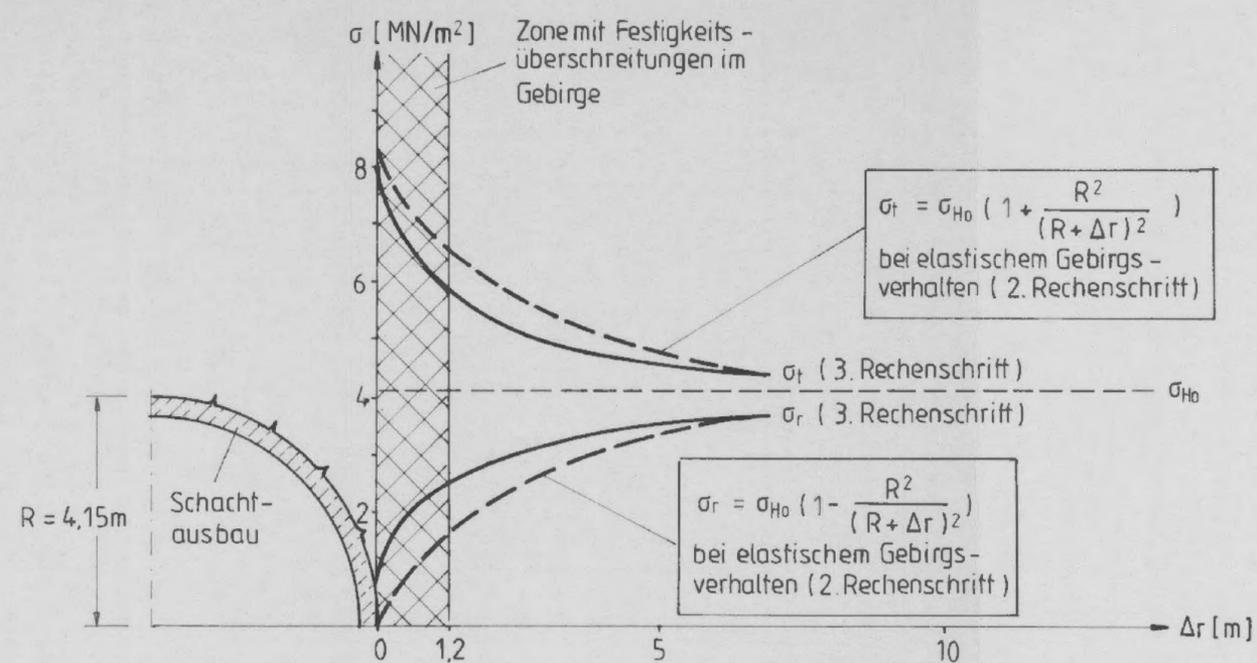
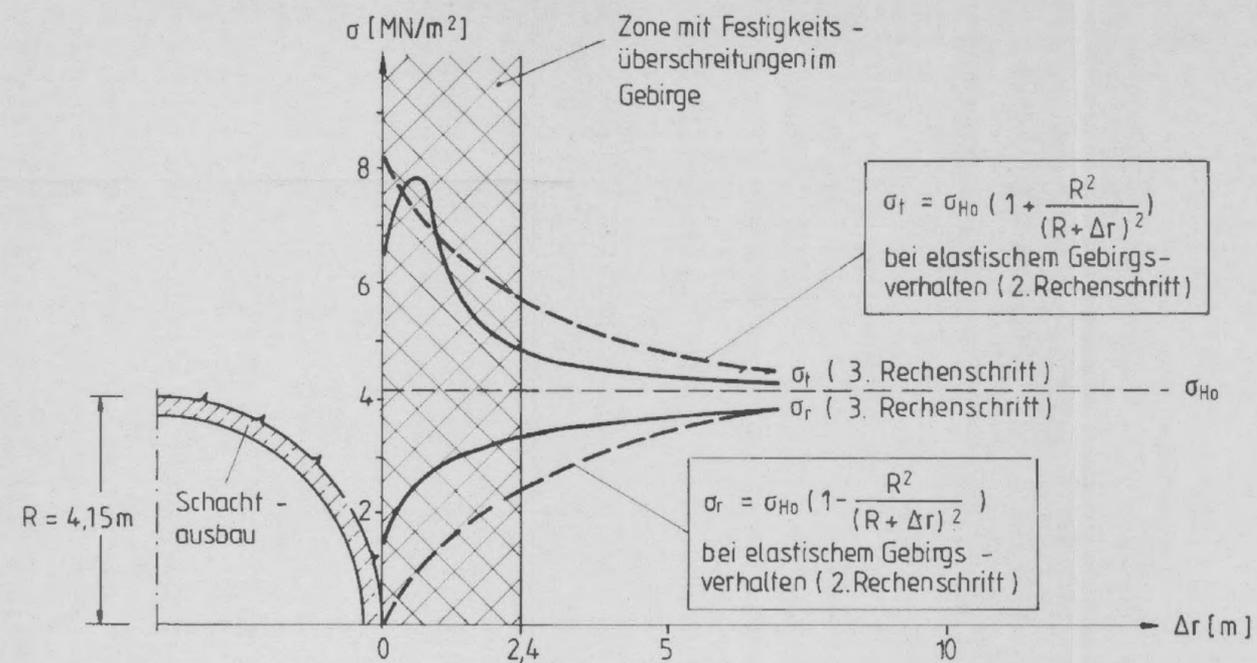
3. Rechenschritt
Einbau der Schachtsicherung *) und Berücksichtigung viskoplastischen Verhaltens

*) Kennwerte der Schachtsicherung

Material	E [MN/m ²]	ν
Betonformsteine	10000	0,2
Wabensteine	100	0,33

Abb. A I - 11.2

Fälle S1 und S2 :
FE- Netz, Rechenablauf und Kennwerte

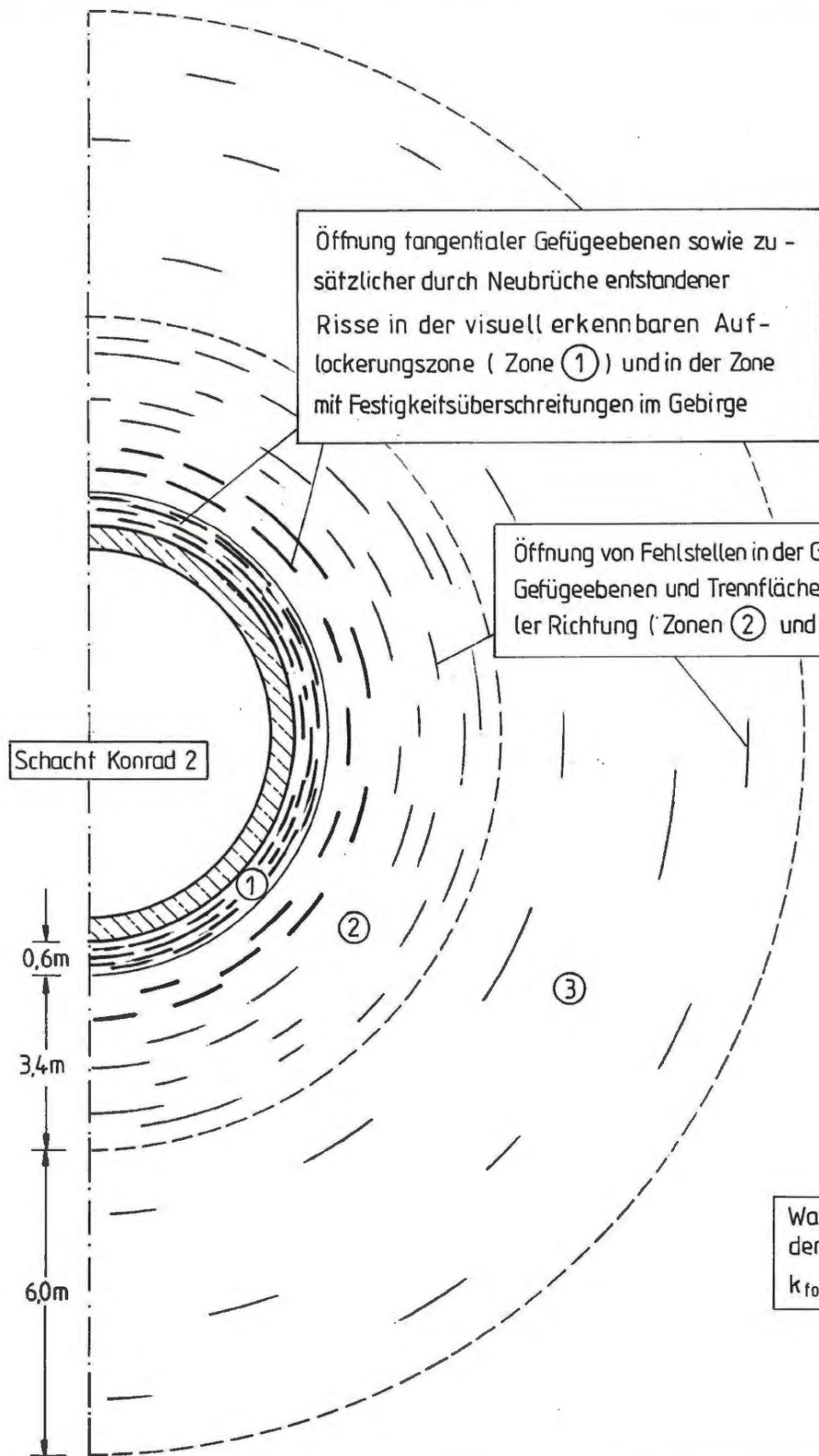


Fall S1

Fall S2

Abb. A 1 - 11.3

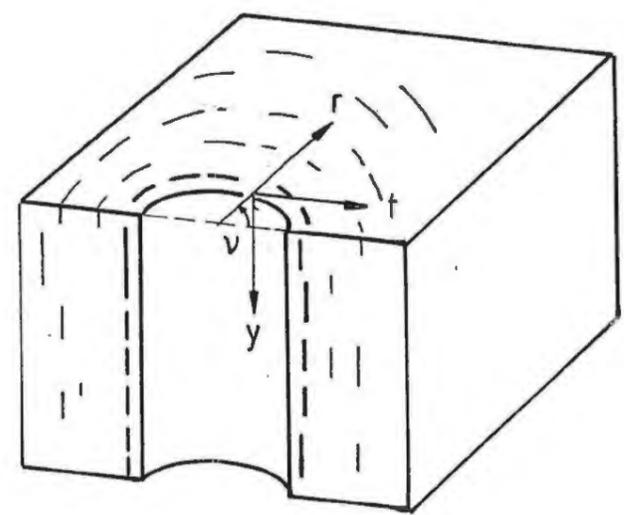
Fälle S1 und S2 :
 Berechnungsergebnisse



Öffnung tangentialer Gefügeebenen sowie zusätzlicher durch Neubrüche entstandener Risse in der visuell erkennbaren Auflockerungszone (Zone ①) und in der Zone mit Festigkeitsüberschreitungen im Gebirge

Öffnung von Fehlstellen in der Gesteinsmatrix, Gefügeebenen und Trennflächen in tangentialer Richtung (Zonen ② und ③)

Wasserdurchlässigkeit des durch den Schacht unbeeinflussten Gebirges :
 $k_{fo} \leq 5 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$



Wasserdurchlässigkeitsensor in der Umgebung des Schachtes:

$$[k_f] = \begin{bmatrix} k_r & 0 & 0 \\ 0 & k_t & 0 \\ 0 & 0 & k_y \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{fo} & 0 & 0 \\ 0 & k_{fo} + \Delta k_f & 0 \\ 0 & 0 & k_{fo} + \Delta k_f \end{bmatrix}$$

Die Änderung der Wasserdurchlässigkeit Δk_f wird durch die Änderung der mittleren Spaltweite $\Delta 2a_i$ und den mittleren Abstand d der Risse bestimmt :

$$\Delta k_f \sim \frac{(\Delta 2a_i)^3}{d}$$

Abb. A I - 11.4

Modell für die Änderung der Wasserdurchlässigkeit des Gebirges im Bereich des Schachtes

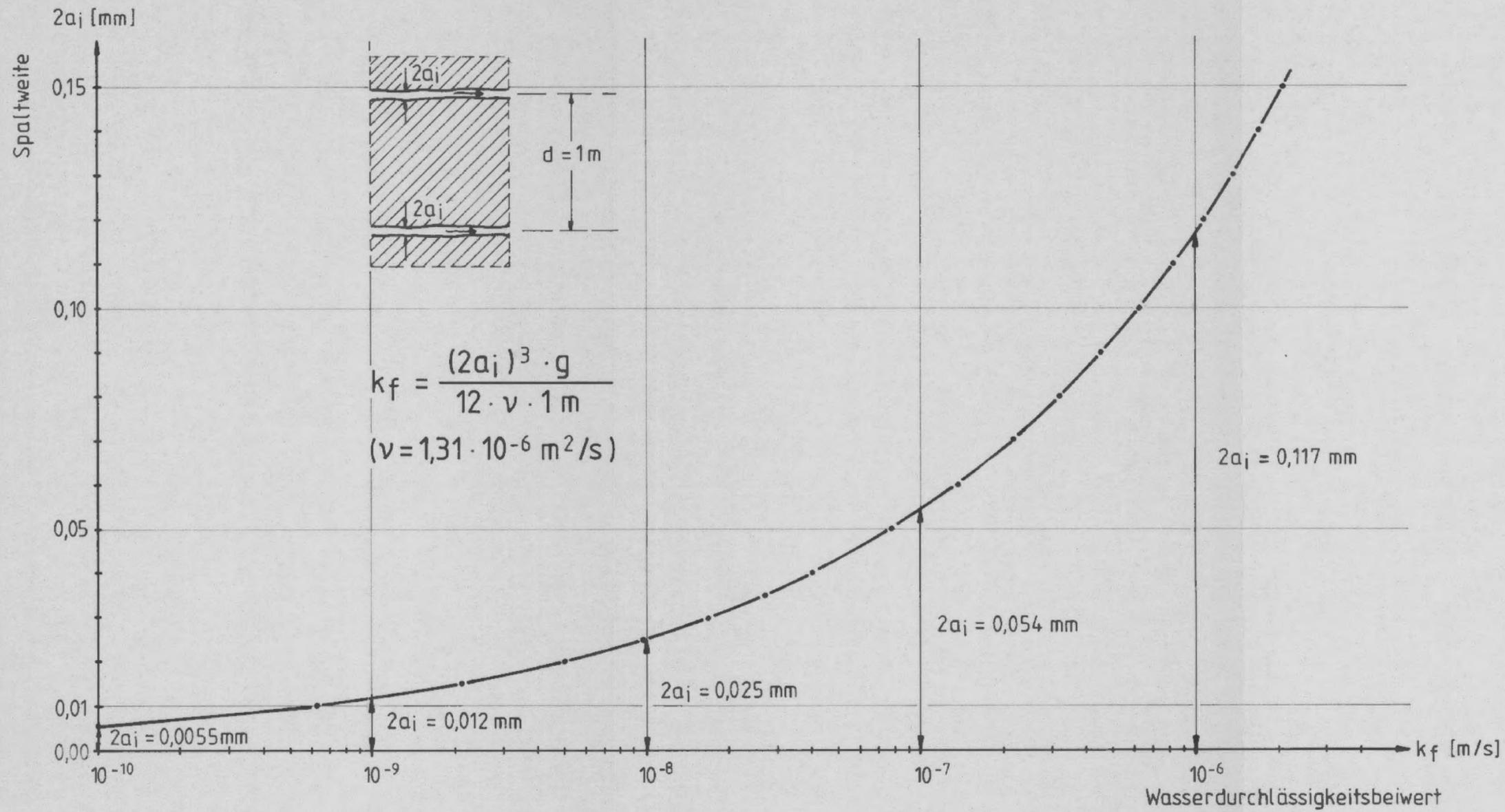
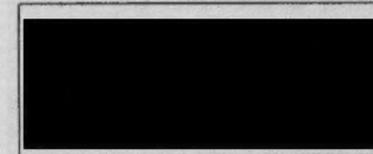


Abb. A 1 - 11.5

Wasserdurchlässigkeit in Abhängigkeit von der Spaltweite der Risse

Annahmen:

- Risse sind eben und parallel
- Risse sind hydraulisch glatt und werden parallel durchströmt (relative Rauigkeit $k/D_h \leq 0,032$)



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 343m - Sohle

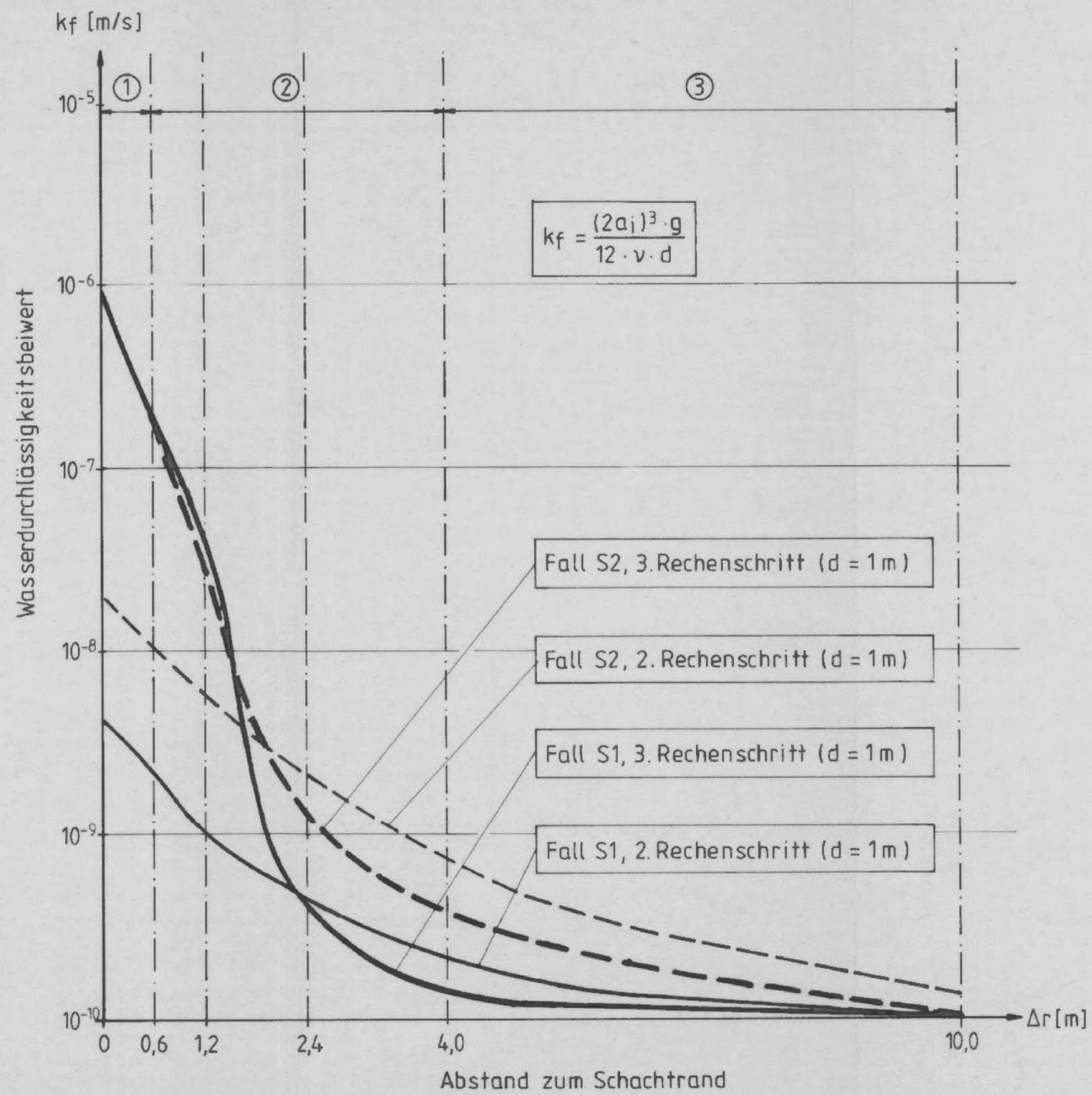
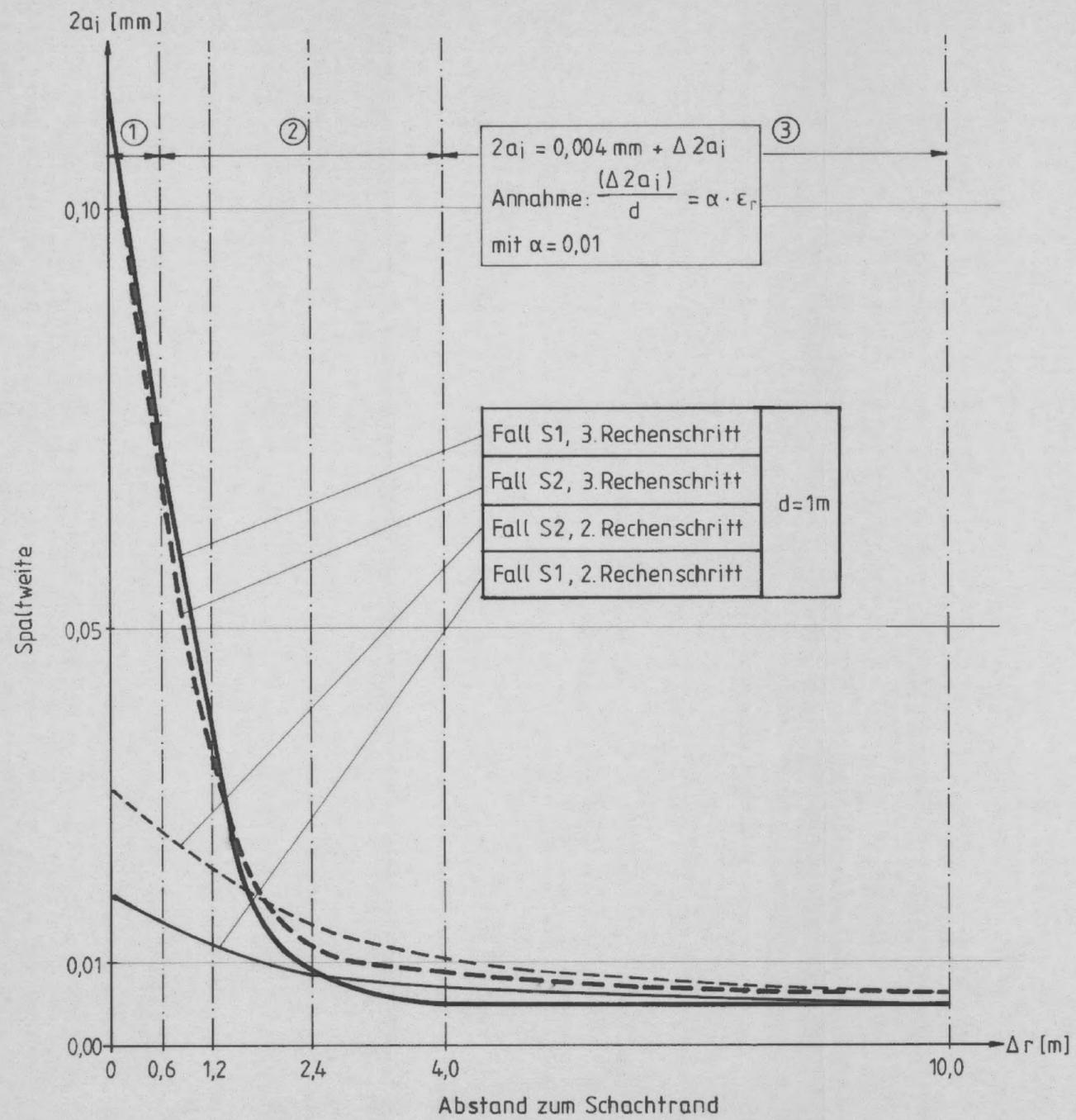
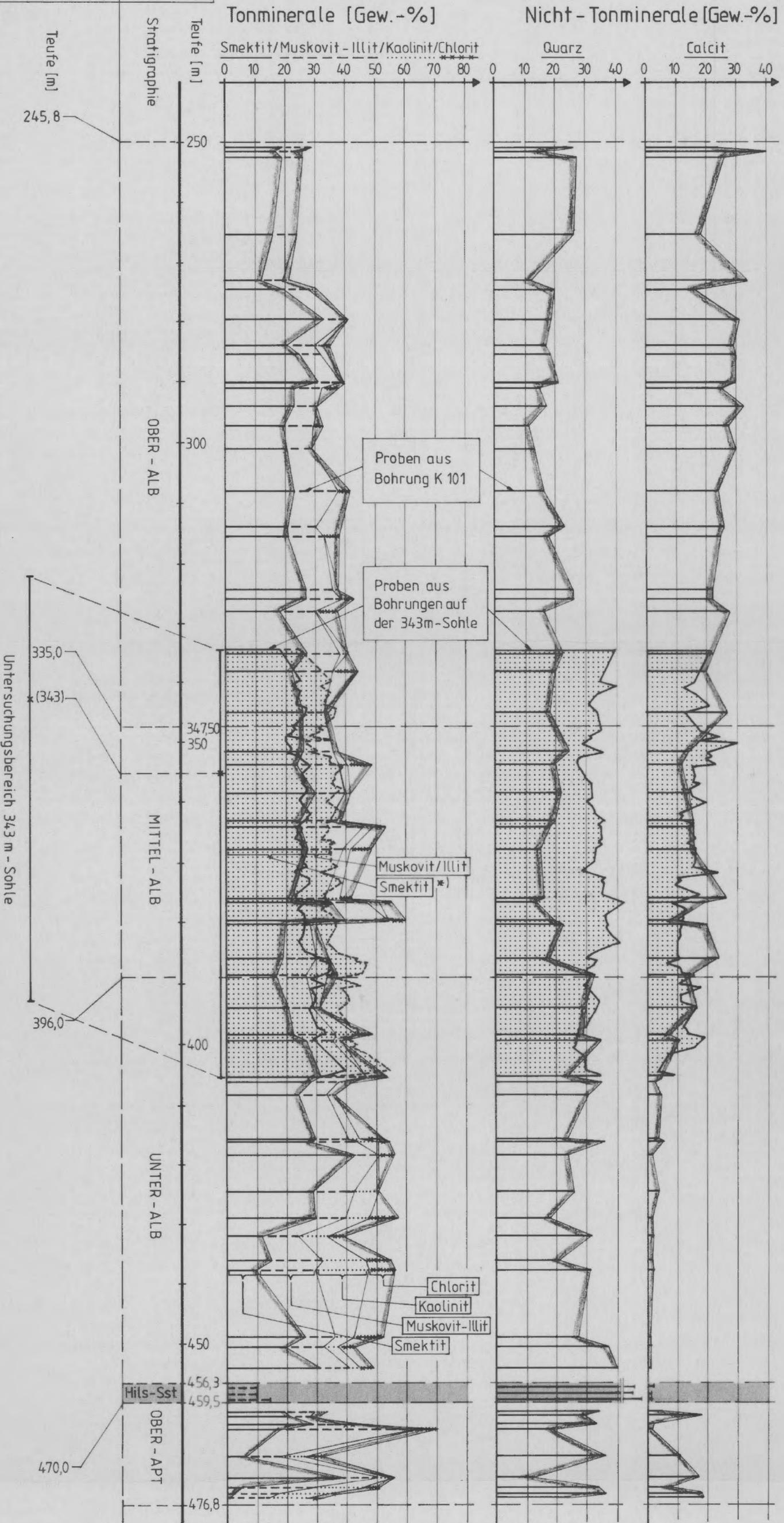


Abb. A I - 11.6

Aus den Ergebnissen der Fälle S1 und S2 abgeschätzte Rißweiten und Wasserdurchlässigkeiten in Schachtnähe

Ansatzhöhen [m ü. NN]
 ▽ 90,29 ▽ 89,57

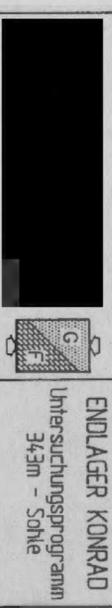
Schacht
Konrad 2 K 101



*) Bei Proben aus Untersuchungsbohrungen auf der 343m-Sohle nur quantitative Angabe für die Tonminerale Smektit und Muskovit-Illit. Kaolinit und Chlorit nur in Spuren ($\leq 1+2\%$)

Abb. A 1 - 12.1

Mineralogische Untersuchungen im Bereich des Alb und des Apt Vergleich von Ergebnissen aus der K101 und aus Bohrungen von der 343 m - Sohle



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 343m - Sohle