

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 10

**Das Verformungsverhalten
des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb**

**Berichte über Messungen
in der Frankfurter Innenstadt**

Sachbearbeiter

Dipl.-Ing. G. Chambosse

Februar 1972

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau

der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 10

**Das Verformungsverhalten
des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb**

**Berichte über Messungen
in der Frankfurter Innenstadt**

Sachbearbeiter

Dipl.-Ing. G. Chambosse

Februar 1972

Vorwort

Zur Verbesserung der Verkehrsnotstände in der Frankfurter Innenstadt wurde bereits 1963 mit dem Ausbau eines leistungsfähigen U-Bahnnetzes begonnen. Die Vorstellung in Frankfurt ging davon aus, zunächst in der City, in der die Verkehrsnot am größten ist, Tunnelanlagen zu schaffen unter Inkaufnahme von gewissen Kompromissen in den Außenbereichen.

Mit provisorischen Rampen sollten alle geschaffenen Tunnelstrecken umgehend dem Betrieb zugeführt werden und eine Umstellung von den vorhandenen Straßenbahnen auf einen U-Bahnbetrieb jeweils dann erfolgen, wenn eine Strecke so ausgebaut ist, daß sie in ihrer vollen Länge einen eigenen Verkehrsweg hat.

Es gelang, eine erste 9 km lange Strecke, von der 4 km im Tunnel verlaufen - die Linie "A", von Hauptwache bis Nordweststadt - bereits 1968 in Betrieb zu nehmen.

Neben dieser ersten Linie wurde bereits frühzeitig mit dem Ausbau einer zweiten Tunnelstrecke in der Innenstadt, der B-Linie, begonnen. Bei den engen Straßen in der historisch gewachsenen Stadt Frankfurt am Main war dabei ein Verbleiben der Trassenführung im Straßenland nicht mehr möglich. Es ergab sich, daß wesentliche historische Bebauung und sonstige Gebäude, wie der Bereich des Dominikanerklosters und das historische Rathausgebäude, "der Römer", unterfahren werden mußten. Da andererseits die angrenzenden Streckenabschnitte in offener Bauweise erstellt werden, war die Unterfahung in einer Tiefenlage notwendig, die nur eine geringe Überdeckung zwischen Tunnelfirst und Kellern der anstehenden Gebäude beließ.

Bei den Frankfurter Bodenverhältnissen, die als besonders schwierig zu bezeichnen sind, ergab sich hier die Frage, welche Bauverfahren einer bergmännischen Bauweise nicht nur die sichere Herstellung der Tunnelkörper, sondern vor allem eine möglichst geringe Setzung und Beschädigung der Bauwerke darüber garantieren.

Die hier beschriebene Untersuchung sollte an Hand der beiden ersten bergmännischen Baulose in Frankfurt am Main der Stadt Kenntnis darüber bringen, wie bei weiteren in Zukunft noch anstehenden unterirdischen Bauweisen technisch und wirtschaftlich am besten vorgegangen werden kann. Das Ergebnis der Untersuchung ist für die künftigen Baumaßnahmen von wesentlicher Bedeutung.

Die inzwischen im Rohbau fertiggestellten Baulose des 2. Bauabschnittes werden die Eröffnung einer zweiten Tunnellinie in Frankfurt am Main schon Ende 1973 ermöglichen, um die Stadt damit dem Ziel, die City baldmöglichst frei vom schienengebundenen Verkehr zu bekommen, ein wesentliches Stück weiterzubringen.

Frankfurt am Main, April 1972

Dipl. - Ing. Spiess
Baudirektor
(Stadtbahnbauamt Frankfurt/Main)

Einführung

Als in Frankfurt/Main für die U-Bahn erstmals zwei Baulose in der bergmännischen Bauweise zur Ausführung kommen sollten, wurde in Konkurrenz zu dem ausgeschriebenen Schildvortrieb von der Arbeitsgemeinschaft Los 25: Beton & Monierbau AG / Julius Berger - Bauboag AG / Heilmann & Littmann Bau-AG / Ziv. Ing. Rembert Oberranzmeyer / Polensky & Zöllner / Ed. Züblin AG die sogenannte "Neue Österreichische Bauweise" - ein Sondervorschlag der Beton- und Monierbau AG - angeboten. Dies ausgerechnet für das Baulos, in dem außer anderen Bauwerken auch das als "Römer" weit bekannte Frankfurter Rathaus unterfahren werden sollte. Nach den Erfahrungen mit dieser Bauweise und mit dem Frankfurter Ton bestand kein Zweifel über die ausreichende Standfestigkeit dieses Bodens beim Vollaussbruch der Tunnel mit Spritzbetonsicherung. Es lagen jedoch keine Erfahrungen über die zu erwartenden Setzungen vor. Auch war nicht bekannt, wie die unterfahrenen Bauwerke auf die Setzungen reagieren werden. Nachdem auch der Bearbeiter des Ausführungsentwurfes und Berater der Arbeitsgemeinschaft, Prof. Dr.-Ing. Leopold Müller, Universität Karlsruhe über die Größe der Setzungen keine Angaben machen konnte, entschloß sich das Stadtbahnbauamt Frankfurt/M. unter der Leitung von Direktor Dipl.-Ing. Spiess zunächst eine 50 m lange Probestrecke in dieser Bauweise in Auftrag zu geben. Gleichzeitig wurde in Zusammenarbeit mit Prof. Müller ein Meßprogramm ausgearbeitet, das über das Verformungsverhalten des Tons während des Tunnelvortriebs Aufschluß geben sollte. In der Versuchsstrecke bestand auch die Möglichkeit, das Setzungsverhalten zweier für den Abbruch bestimmter Gebäude zu prüfen. Die Messungen wurden auf das zweite im Schildvortrieb aufgefahrene Baulos ausgedehnt, wodurch bei gleichen Bodenverhältnissen die Gelegenheit wahr genommen wurde, die beiden Tunnelbauweisen im Hinblick auf die von ihnen ausgelösten Setzungen miteinander zu vergleichen. Die Schildstrecke wurde der Arbeitsgemeinschaft Los 23: G. Ch. Bödicker (jetzt Intu-Bau) / E. Heitkamp GmbH / F. & N. Kronibus / Schachtbau Thyssen GmbH zur Ausführung übertragen. Die Extensometer für die Setzungsmessungen wurden von Interfels geliefert und von dieser zusammen mit meinem Mitarbeiter Dipl.-Ing. Dieter Stroh eingebaut. Die Messungen

wurden von Dipl. -Ing. Gerd Chambosse ausgeführt. Er hat auch die Messungen ausgewertet und den nachfolgenden Bericht konzipiert. Die geodätischen Messungen wurden Prof. Dr. -Ing. Eichhorn vom Geodätischen Institut der Technischen Hochschule Darmstadt übertragen.

Die "Neue Österreichische Bauweise" hat keine größeren Setzungen als der Schildvortrieb verursacht. Die beiden Bauweisen unterscheiden sich mehr im zeitlichen Ablauf der Setzungen. Nach den guten Erfahrungen mit der neuen Bauweise ist sie inzwischen auch unter dem Römer erfolgreich angewandt worden. Darüberhinaus lieferten die Messungen Hinweise, wie die Setzungen durch Verbesserung der Arbeitsweisen verringert werden können. Die gewonnenen Ergebnisse eröffneten auch neue Perspektiven. So wird in der Frankfurter Innenstadt für die S-Bahn ein großer Hohlraum in neben- und übereinander liegenden Stollen in der Spritzbetonbauweise aufgeföhren.

Abschließend sei dankend erwähnt, daß die Messungen durch einen finanziellen Beitrag des Bundesverkehrsministeriums gefördert wurden.

In der Hoffnung, daß dieser Bericht auch außerhalb Frankfurts Interesse finden und Anregungen geben kann, soll er mit seiner Veröffentlichung einem größeren Leserkreis zugänglich gemacht werden.

Darmstadt, im April 1972

H. Breth

SUMMARY

I. Preface

In 1969 two tunnel sections of the Frankfurt/Germany subway system were let for construction. The first tunnel was to be driven in the conventional and established shield method, the second tunnel was to be built by the New Austrian Method (Shotcrete Method). To gain experience with the second method in the Frankfurt soil conditions, the first 50 m (165 ft) of this tunnel were driven as a test section. In co-operation with the Stadtbahnbauamt of Frankfurt and the University of Karlsruhe, the writer was asked by the office of the Federal Minister of Transport to instrument and take measurements at both sections. The purpose of this investigation was to compare the expected settlements, in particular, during tunnel driving, caused by the two different construction methods with each other. Strain measurements in the reinforced tunnel liners and pressure measurements in the sprayed on concrete lining were to give information on the stress distribution in the tunnel tubes. Both tunnel tubes were located 11,5 m (38 ft) below ground surface in tertiary soil deposits. The quaternary gravel- and sand beds reached a maximum depth of 7 m (23 ft) below ground surface, underlain by the Frankfurt clay, which was a highly plastic clay marl. In this clay marl were embedded in irregular sequence and thickness limestone beds and layers of silty sand. Where the shield section penetrated an old arm of the river Main, the clay was displaced in some areas by these silty sands. In both test sections the groundwater table had to be lowered and the artesian water pressure in the joints of the limestone beds had to be relieved.

II. Tunneling Procedure by the New Austrian Method

With the New Austrian Method both tunnel tubes were driven simultaneously. First the crown then the sides and at last the base of the 6.4 m (21 ft) wide tunnel section was excavated. After each working phase the soil and/or rock was sprayed with concrete. The completion of the base part closed the ring of sprayed concrete. The shotcrete shell was 20 cm (8 in) thick and reinforced with wire mesh and steel ribs at 1.2 m (4 ft) intervals. The ribs were anchored into the soil and/or rock.

III. New Austrian Method - Results of the Settlement Measurements

A total of 8 cm (3.5 in) settlement was measured at the ground surface. 3.5 cm (1.4 in) was due to lowering of the groundwater table and 4.5 cm (1.8 in) was observed during excavation operation of the two tunnels. The largest subsidence due to tunneling was 3.5 cm (1.4 in). The settlement depression was 30 m (100 ft) in a plane perpendicular to the tunnel axis and was 17 m (56 ft) ahead of the working face of the tunnel. In the plane of the tunnel axis the settlement depression was shallower than the depression at right angles to the axis. The analysis of the settlement data showed several sequences of the deformation process occurring in the vicinity of the excavated cavity. During the mucking operations the soil and rock yielded from all sides towards the cavity. Above each tunnel a zone was created in which the soil moved downward. In the upper part of this zone a soil arch was formed supported at the sides by the adjacent stationary soil mass. Below this soil arch there was a parabolic shaped zone of loosened soil, which was resting with its full weight on the tunnel lining. The movement of the dilating zone could only be stopped after the shotcrete had set, which caused the tube to be deformed. About 10 to 15 m (33 to 50 ft) behind the breasting the equilibrium between the soil and the lining was established. The settlement by the tunneling operation was made up of two deformation components. About 2/3 of the measured settlement was due to the soil squeezing into the open cavity. The remaining third of the settlement was caused by the stress redistribution due to the setting up of the tunnel arches.

The settlement investigation showed, that 50% of the total deformation always occurred in front of the working face. 80% of the total deformation occurred in the region of the crown before the tube was closed and the structural support was activated. Therefore for the Austrian Tunneling Method most of the deformation occurred before the tube was closed, that is, the soil had experienced a stress release and was not yet supported.

IV. Tunneling by the Shield Method

In contrast to the New Austrian Method the tubes by the Shield Method were driven in sequence. A semi-automatic shield was used, having a length of 6 m (20 ft) and a diameter of 6.7 m (22 ft). The tubes were built from pre-fabricated concrete liners. Each ring consisted of 4 equal liner segments and one wedge-shaped closing piece. The liners were 90 cm (35 in) wide and 35 cm (14 in) thick. The longitudinal and circular joints were of the interlocking tongue and groove type.

V. Shield Advance - Results of Measurements

In the test section for the shield method the total settlement was 4.2 cm (1.7 in). During the tunneling operation a maximum settlement of 3.2 cm (1.3 in) for one tube was measured. The shape of the settlement depression was similar to the one resulting from the Austrian Method. To a depth of 6 m (20 ft) the settlement was nearly constant. The silo zone with arching and the expanded zone were also shown to be present in the shield section. The stress measurements in the concrete liner indicated that the stresses during the erection of liners could be larger than the stresses induced by the soil. Damage to the liners occurred during assembly and during the advance of the shield. The magnitude and the concentration of the stresses during placing of the liners could not be determined accurately and depended on various factors, such as proper seating of the liners, alignment of liner joints, and driving the shield around curves.

VI. Settlement Behaviour of Buildings

The settlement measurements on buildings which were underpassed by the tunnels showed that the outside walls of the buildings behaved like rigid plates for certain ratios of wall height to wall length. Long buildings, if they were favourably oriented to the tunnel axis, could sustain settlements without appreciable damage. Buildings which were not oriented at right angles to the tunnel axis experienced not only a differential settlement but also underwent a twisting action. Where the tunnel tubes were driven in sequence the building underwent an alternating settlement which was not necessarily detrimental to the building. Most resistant to differential settlement proved to

be a barrel-vault, which experienced an angle of twist of 1:130 without damage. Where buildings of different rigidity were joined together the differential settlement was pronounced. Continuous staircases without stiffened walls constituted a zone of weakness within a wall section. Cracks occurred mainly at the plane of intersection of the settlement depression of the ground surface and the deformation line of the building. In general it can be said that the differential settlement causes insignificant damage to the building located above the tunnel tubes, this was true for both the New Austrian and the shield test section.

VII. Comparison of the Two Tunneling Methods

The maximum settlement at the Austrian test section was 10% higher than at the Shield test section under similar soil conditions. In the final stage the shotcrete tubes as well as the concrete liners assumed the shape of a flat lying ellipse. The deformation behaviour with regard to time were completely different for both methods. For the New Austrian Method most of the deformation occurred before the tube was closed. For the Shield Method the deformation caused by the stress release of the excavation was considerably smaller, because the rigid circular shield and the bulkhead supported the soil to a large extent. Only 10% of the total settlement can be attributed to the stress release in front of the working face. In contrast to the New Austrian Test section at the Shield Test section the major part of the settlement occurred after the ring of concrete liners had been closed. The exposed annular ring directly behind the shield tail, and the space which was created when the shield was driven around a curve, gave the soil the opportunity to expand and to settle. From the settlement behaviour of the buildings located above the tunnels it can be concluded that there was no difference in the two construction methods with regard to affecting buildings.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Aufgabe der Messungen	1
2. Baugrund	2
2.1 Der Frankfurter Ton	2
2.2 Grundwasser	3
3. Vortriebsweise	4
3.1 Neue Österreichische Bauweise	4
3.2 Schildvortrieb	5
4. Grundwasserabsenkung	6
4.1 Grundwasserhaltung	6
4.2 Setzung infolge Grundwasserabsenkung	6
5. Setzungen aus Tunnelvortrieb	7
5.1 Neue Österreichische Bauweise	7
5.2 Schildstrecke	12
6. Zeitlicher Ablauf der Verformungen	14
6.1 Neue Österreichische Bauweise	14
6.1.1 Verlauf der vertikalen Verformungen	14
6.1.2 Horizontalverformungen	15
6.2 Schildbauweise	16
6.2.1 Zeitlicher Verlauf der Setzungen	16
6.2.2 Durchmesseränderung	17
6.3 Vergleich des Setzungsablaufs: Schildvortrieb und Spritzbetonbauweise	17
7. Setzungsursachen	18
7.1 Neue Österreichische Bauweise	18
7.2 Schildbauweise	19
8. Abschätzung der Setzung mit Näherungsformeln	21

	Seite
9. Spannungsmessungen	21
9.1 Neue Österreichische Bauweise	21
9.1.1 Erddruckmessungen	21
9.1.1.1 Silo-Theorie von Terzaghi	22
9.1.1.2 Theorie von Protodjakonow	23
9.1.2 Normalspannungen in der Spritzbetonschale	24
9.2 Schildstrecke	24
9.2.1 Meßverfahren	24
9.2.2 Auswertung der Messungen	25
9.2.3 Normalkraft	26
9.2.4 Achsialmoment	26
9.2.5 Radialmoment	27
9.2.6 Vergleich mit der Berechnung von Schulze/Duddeck	28
10. Setzungsmessungen an Gebäuden	29
10.1 Versuchsstrecke	29
10.2 Schildstrecke	32
10.2.1 Dominikanergasse 5	32
10.2.2 Dominikanergasse 7	34
10.2.3 Fahrgasse	34
11. Zusammenfassung	35
11.1 Vorbemerkung	35
11.2 Untergrund	35
11.3 Vortrieb in der Neuen Österreichischen Bauweise	36
11.4 Neue Österreichische Bauweise - Ergebnis der Setzungsmessung	36
11.5 Vortrieb in der Schildbauweise	37
11.6 Schildvortrieb - Ergebnis der Messungen	37
11.7 Setzungsverhalten der Gebäude	38
11.8 Vergleich der beiden Bauweisen	38
12. Literaturverzeichnis	40
Bilder und Diagramme	41 - 98

ANHANG

I. Extensometersystem	99
II. Deformationsindikatoren	99
III. Tübbingmessungen	100
IV. Nivellementmessungen	103

1. Aufgabe der Messungen

Im Jahre 1969 wurden in Frankfurt/Main im Rahmen des Stadtbahnbaues zwei Baulose für die bergmännische Bauweise ausgeschrieben. Unter anderem wurde von einer Firmengemeinschaft, der späteren Arge Los 25, angeboten, eine Tunnelstrecke in der sogenannten Neuen Österreichischen Bauweise (Spritzbetonbauweise) aufzufahren. Angesichts der wirtschaftlichen Vorteile war die Stadt Frankfurt grundsätzlich bereit, der Unterfahrung der städtischen Bebauung in dieser Bauweise zuzustimmen. Tunnel mit Spritzbetonauskleidung waren bis dahin jedoch nur in Gebieten ausgeführt worden, wo Setzungen von untergeordneter Bedeutung waren. Um Erfahrungen mit dieser Bauweise im Stadtgebiet zu sammeln, wurde entschieden, zunächst die ersten 50 m der Tunnelstrecke im Bereich des Frankfurter Römerberges (Bild 1) als Versuchsstrecke vorzutreiben. Dabei waren zwei zum Abbruch bestimmte Häuser zu unterfahren, von denen man Erkenntnisse über das Setzungsverhalten der Bebauung erhoffte. Über die endgültige Anwendung der Neuen Österreichischen Bauweise sollte nach den hierbei gewonnenen Erfahrungen und nach eingehenden Messungen entschieden werden. Die zweite Tunnelstrecke vom Frankfurter Dom in Richtung Konstabler Wache (Bild 2) sollte wegen der dort zum Teil schwierigen Boden- und Grundwasserverhältnisse in der schon bewährten Schildbauweise aufgefahren werden. Dieses Baulos wurde an die Arbeitsgemeinschaft Arge Los 23 vergeben. So wurde es möglich, Messungen in den beiden Baulosen durchzuführen.

Ziel der Untersuchungen war es, die Bodenverformungen und insbesondere die bei den beiden Vortrieben auftretenden Setzungen miteinander zu vergleichen. In den Tunnelstrecken wurden dafür in insgesamt fünf Querschnitten die Setzungsmulde in verschiedenen Horizonten ermittelt. Der Einfluß der Grundwasserabsenkung und des Vortriebs wurden erfaßt. Setzungsmessungen an unterfahrenen Bauwerken gaben Aufschluß über das Verformungsverhalten von Gebäuden. Dehnungsmessungen an den Stahlbetontübbingen und Druckmessungen in der Spritzbetonauskleidung lieferten Hinweise auf die Spannungsverteilung in der Tunnelauskleidung. Die Überprüfung der Standfestigkeit der Tunnelröhren war jedoch nicht Aufgabe der Untersuchungen.

Da die neue Bauweise in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht nicht nur für die Stadt Frankfurt/Main, sondern auch für weitere tunnelbauende Städte von Interesse war, wurde von der Stadt Frankfurt beim Bundesverkehrsministerium im Rahmen der "Maßnahmen zur Verbesserung der Verkehrsverhältnisse in den Gemeinden; Stadtverkehr 1969" ein Forschungsantrag gestellt. Ende 1969 wurde der Unterzeichnete mit der Durchführung dieses Forschungsprogramms beauftragt. Die Dauer der Messungen und die Auswertung der Ergebnisse betragen etwa zwei Jahre und sind mit der Erstellung dieses Berichtes abgeschlossen. Die Messungen wurden von Herrn Dipl.-Ing. Gerd Chambosse durchgeführt und ausgewertet. Er hat auch diesen Bericht konzipiert.

2. Baugrund

2.1 Der Frankfurter Ton

Der Untergrund im Bereich der ehemaligen Frankfurter Altstadt besteht aus tertiären Formationen, die bis zu 7 m hoch von quartären Kiesen und Sanden überlagert werden. In den tertiären Schichten unterscheidet man Gesteinsbänke, Hydrobiensande, Tone sowie Tonmergel in unregelmäßiger Folge und Mächtigkeit. In den Bodenprofilen sind im allgemeinen die Tone und Tonmergel etwa zu 80%, die Gesteinsschichten zu 5% vertreten. Die dunkelgrauen bis olivgrauen Tonmergel (als Frankfurter Ton bezeichnet), unterscheiden sich von den Tönen durch ihren Kalkgehalt, der bis zu 40% betragen kann. Mit einer mittleren Konsistenz von 0,82 ist der Tonmergel als steifplastisch anzusehen. Mit einer Fließgrenze von 0,63 und einer Plastizität von 0,37 gehört er zur Gruppe der hochplastischen Tone mit einer mittleren Aktivität von 1. Der geologisch stark vorverdichtete Ton ist dünn geschichtet und von Haarrissen durchzogen. Im Bild 3 sind seine Kennwerte mit ihrem Streubereich aufgeführt.

Die im Frankfurter Ton eingelagerten grauschwarzen, schluffigen Hydrobien-, Kalk- und Ooidsande sind mitteldicht gelagert und besitzen beim Abbau eine gewisse Standfestigkeit. Die Dicke der angetroffenen Gesteinsschichten ist unterschiedlich. Sie kann nur wenige Zentimeter, aber auch bis zu

2 m betragen. Die dünnen Schichten (bis 20 cm) bestehen meistens nur aus Geröll und Schotter. Die Kalksteinbänke bilden im Untergrund mitunter Riffe von geringer seitlicher Ausdehnung. Tektonische Bewegungen haben darüber hinaus die Bänke aufgespalten, wodurch sich keine durchgehenden Horizonte feststellen lassen. Fast alle weisen zahlreiche Klüfte und Spalten auf. Im einzelnen unterscheidet man die Gesteine in Hydrobien-, Muschel- und Algenkalke, sowie Dolomit, dolomitische Kalke und Kalke. Im allgemeinen werden sie in dem Begriff "Kalkstein" zusammengefaßt. Etwa 70% der Gesteine bestehen aus Calcit, 15% enthalten in ihrer Grundmasse nur Dolomit. Die restlichen 15% sind ein Gemisch von Dolomit und Calcit. Fast in allen Gesteinsproben konnte ein Quarzgehalt von 5 - 15% festgestellt werden. Teilweise konnten auch festigkeitsmindernde Tonbeimengungen nachgewiesen werden. Die Zylinderdruckfestigkeit (Probenhöhe = Probendurchmesser) schwankte zwischen 200 kp/cm^2 und 2000 kp/cm^2 . Als mittlerer Wert ergab sich eine Druckfestigkeit von 1100 kp/cm^2 . Die Rohdichte lag zwischen 2,40 und $2,75 \text{ Mp/m}^3$.

Abweichend von den üblichen Bodenverhältnissen in der Frankfurter Innenstadt stieß man in der Schildstrecke im Bereich der Fahrgasse und der Dominikanergasse auf sehr mächtige Hydrobiensandschichten, die den Tonmergel z. T. völlig verdrängten. Diese besonderen Bodenverhältnisse werden bei der Beurteilung der dort aufgetretenen Setzungen zu berücksichtigen sein. Vier charakteristische Bodenprofile, wie sie in den Tunnelstrecken vorgefunden wurden, sind im Bild 4 dargestellt. Die genaue Lage der Bohransatzpunkte ist in den Bildern 1 und 2 eingezeichnet.

2.2 Grundwasser

Das oberste Grundwasserstockwerk wird von den quartären Sanden und Kiesen gebildet. Die im Tertiär liegenden Hydrobiensandschichten sind bei einer Durchlässigkeit zwischen 10^{-5} m/s und 10^{-7} m/s nur wenig wasserführend. Sehr große Wassermengen wurden stellenweise in den Klüften der Kalksteinbänke angetroffen. Obwohl durch die undurchlässigen Tonmergel getrennt, kommunizieren die tertiären Wasserhorizonte miteinander und

stehen auch mit dem Grundwasser der quartären Schichten in Verbindung. Mit einem größeren Wasseranfall war in der Schildstrecke zwischen Fahrgasse und Dominikanergasse zu rechnen. Hier kreuzt die Tunneltrasse einen ehemaligen Mainarm, an den heute noch die Braubachstraße erinnert.

3. Vortriebsweise

3.1 Neue Österreichische Bauweise

Die genaue Linienführung der Versuchsstrecke für die Neue Österreichische Bauweise ist auf Bild 1 angegeben. Auch ist dort die Lage der beiden Meßquerschnitte eingetragen. Die Versuchsstrecke besitzt ein mittleres Gefälle von 0,53%. Der Kurvenradius wechselt über kurze Strecken. Von zunächst $R = \infty$ verringert er sich auf $R = 300$ m und nimmt gegen Ende der Versuchsstrecke den Wert $R = 3200$ m an. Die Überdeckungshöhe - der Abstand zwischen Tunnelfirst und Geländeoberfläche - beträgt im Mittel 11,5 m. Beide Tunnelröhren liegen somit vollständig im Frankfurter Ton. Die mit Baustahlmatten bewehrte Spritzbetonschale wurde in einer einzigen Lage von 20 cm Dicke aufgebracht. Bei einem Achsenabstand von etwa 12,6 m und einem Innendurchmesser von 6,0 m verblieb zwischen den beiden Röhren ein 6,2 m breiter Bodenkern. Um die Standfestigkeit der Spritzbetonschale zu erhöhen, wurden im Abstand von 1,2 m Stahlbögen (U-Profil) eingesetzt. Im Regelfall wurden jedoch die Bogenteile im Sohlenbereich durch Baustahlmatten ersetzt. Durch gerammte Anker aus Torstahl ($\varnothing 20$ mm) wurden die Bögen mit dem Gebirge eng verbunden. Diese "Gebirgsnägel" konnten 2 - 4 Mp tragen. Im Gegensatz zur Schildbauweise wurden in der Neuen Österreichischen Bauweise die beiden Tunnelröhren gleichzeitig aufgeföhren. Der Ausbruch der Röhren erfolgte mit Hydraulikbaggern. Den Abtransport des gelösten Bodens übernahmen Radlader. Der größte Teil der anfallenden Kalksteinbänke konnte wegen der großen Klüftigkeit des Gesteins mühelos mit der Baggerschaufel herausgebrochen werden. Nur vereinzelt mußte gesprengt werden. Die Spritzbetonschale wurde in 2 m langen Abschnitten eingebaut. Der Vortrieb begann zunächst mit der etwa 2 m hohen Firstkalotte bei sofortiger Firstsicherung durch Spritzbeton. Der Firststollen eilte dem Sohlschluß um 2,4 - 5,0 m

voraus. Anschließend erfolgte der Strossenausbruch und die Auskleidung der Ulmen mit Spritzbeton. Der Ringschluß wurde im dritten Arbeitsgang mit dem Sohlausbruch und dem Einbau der Sohle erreicht. Nach Abschluß der Vortriebsarbeiten erhielten beide Tunnelröhren eine Dichtungshaut und eine Innenschale aus Stahlbeton, die den Wasserdruck aufzunehmen hat. Im Mittel wurde in der Versuchsstrecke in jeder Röhre eine Vortriebsgeschwindigkeit von 1,2 m pro Tag erzielt. In den nachfolgenden Tunnelstrecken wurde eine mittlere Vortriebsgeschwindigkeit von 2 m/Tag und Röhre erreicht. Eine schematische Darstellung der Neuen Österreichischen Bauweise, wie sie in Frankfurt zur Anwendung kam, ist in Bild 5 gegeben.

3.2 Schildvortrieb

Die Linienführung der Schildstrecke, sowie die Lage der drei Meßquerschnitte sind im Bild 2 zu sehen. Der Kurvenradius der Trasse von $R = \infty$ im Bereich des Domes verringert sich auf $R = 240$ m zwischen Fahrgasse und Dominikanergasse. Die mittlere Steigung der Tunnelröhren in Richtung Dominikanergasse beträgt etwa 1,2%. Die Überdeckungshöhe nimmt von anfänglich 11,5 m auf etwa 7 m gegen Ende der Strecke ab. Die Röhren wurden im Gegensatz zur Spritzbetonbauweise nacheinander aufgefahren. Zum Einsatz kam ein halbmechanischer Schild von 6 m Länge mit einem Außendurchmesser von 6,7 m. Für den maschinellen Abbau waren im unteren Teil des Schildes zwei Spezialbagger eingebaut. Eine bewegliche Gesteinsfräse, am Schildmantel angeordnet, sollte die Kalksteinbänke profilgerecht schlitzen. Bei sehr harten Gesteinsbänken war dieses Verfahren jedoch wenig zufriedenstellend. Da wegen Platzmangel kein größeres Abbaugerät eingesetzt werden konnte, mußten die harten Kalksteine gesprengt werden. Den Schildvortrieb übernahmen 20 gleichmäßig über den Querschnitt verteilte Pressen (Vortriebsdruck je Presse 150 Mp). Die Röhren wurden mit Stahlbetontübbingen ausgebaut. Jeder Ring bestand aus vier gleichgroßen Tübbingen und einem kurzen, keilförmigen Schlußstein. Die Ringe waren im allgemeinen 90 cm breit und 35 cm dick. In den Kurvenstrecken kamen auch Tübbinge mit Sonderabmessungen zum Einbau. Alle Längs- und Ringfugen

waren mit Nut und Feder ausgebildet. Die Ringe wurden in Längsrichtung mit 12 Rundstählen (\varnothing 18 cm) verschraubt und vorgespannt. Beim Vorschub des Schildes wurde angestrebt, den freiwerdenden Spalt zwischen Tübbingring und Gebirge hinter den Schildschwanz sofort zu verpressen. Die Schildschwanzabdichtung übernahmen über den Umfang angebrachte Federbleche. Die fertiggestellten Tunnelröhren erhielten anschließend eine Dichtungshaut und eine wasserdruckhaltende Innenschale. Nach erfolgter Einarbeitung wurde eine Vortriebsleistung von etwa 5 m pro Tag erzielt. Eine schematische Darstellung des Schildes bringt das Bild 6.

In Bild 7 sind die wichtigsten Kennwerte der beiden Bauweisen zusammengestellt.

4. Grundwasserabsenkung

4.1 Grundwasserhaltung

Um das Grundwasser im Bereich der Tunneltrassen zu entspannen und abzusenken, wurden 3 - 5 m neben den Tunnelröhren Absenkbrunnen installiert. Im allgemeinen reichte ein Brunnenabstand von 35 m für die Entwässerung aus. Der Bohrdurchmesser war 600 mm. Die durchgehend geschlitzten Filterrohre besaßen eine Nennweite von 300 mm. Um Sohlenaufbrüche in den Tunnelröhren durch gespanntes Wasser zu vermeiden, wurden die Brunnen 5 m tief unter Tunnelsohle abgeteuft. Mit der Klüftigkeit der wasserführenden Kalksteinbänke schwankten die Fördermengen zwischen 0,5 - 7 l/s. Im Mittel wurden in einem Brunnen etwa 3 l/s gepumpt.

In der Versuchsstrecke waren alle wasserführenden Schichten entwässert. Der Vortrieb konnte im "Trockenen" durchgeführt werden. Im Gegensatz dazu bereitete der Wasserandrang in der Schildstrecke gewisse Schwierigkeiten. Trotz zusätzlicher Brunnen wurde dort im Mittelteil und gegen Ende der Trasse keine vollständige Entwässerung erreicht. Zeitweise wurde am Schild ein Wasseranfall von 5 - 10 l/s registriert.

4.2 Setzung infolge Grundwasserabsenkung

Auf den Bildern 8 und 9 und auf Bild 73 im Anhang ist der Setzungsverlauf einzelner Meßpunkte in der Geländeoberfläche über den Röhren dargestellt. Man erkennt eine über 6 Monate sich erstreckende relativ große Anfangsset-

zung als Folge der Grundwasserabsenkung. Sie erreichte 3,5 cm - 4,5 cm. Die anschließende Nachsetzung läßt sich über einen sehr langen Zeitraum verfolgen und beträgt etwa 0,5 mm pro Monat. Sie geht mit gleichbleibender Geschwindigkeit weiter, auch nachdem die Setzung aus dem Tunnelvortrieb abgeklungen ist. Zum Ende der insgesamt 14 Monate dauernden Bauzeit dürfte die Grundwasserhaltung etwa 5 cm Setzung verursacht haben. Der Einflußbereich ließ sich nicht abgrenzen. Im allgemeinen hat die Grundwasserabsenkung eine gleichmäßige Setzung hervorgerufen, wie Bild 9 zeigt. Lediglich in unmittelbarer Nähe eines Absenkbrunnens war die Setzung mitunter geringfügig größer. Im Bild 10 sind zwei charakteristische Fälle aus der Schildstrecke dargestellt.

5. Setzung aus Tunnelvortrieb

5.1 Neue Österreichische Bauweise

Die Setzung in Geländehöhe ist in der Versuchsstrecke in zwei Querschnitten gemessen worden. Querschnitt I liegt in unmittelbarer Nähe der Gebäude Römerberg 26/28. Querschnitt II befindet sich am Ende der Versuchsstrecke in der Nähe des Gerechtigkeitsbrunnens. Die Meßpunkte sind im Bild 1 eingetragen.

Bild 11 zeigt die Horizonte im Querschnitt II, in denen die Setzung in verschiedenen Tiefen gemessen wurde. Die Meßpunkte im Querschnitt I sind auf dem Bild 71 im Anhang angegeben. Das Meßverfahren wird im Anhang unter Ziffer 12 näher erläutert.

Im Bild 12 ist die im Querschnitt II in verschiedenen Tiefen gemessene Setzungsmulde quer zur Vortriebsrichtung aufgetragen. Die entsprechenden Kurven für den Querschnitt I sind auf dem Bild 70 zu sehen. In beiden Querschnitten wurden nahezu die gleichen Setzungen gemessen. Insgesamt ist in der Geländeoberfläche eine maximale Setzung von etwa 81 mm ermittelt worden. Der Anteil der Grundwasserabsenkung an der Setzung beträgt 36 mm. Die restlichen 45 mm Setzung wurden vom Tunnelvortrieb verursacht. Wie die Kurven zeigen, sind die Setzungsmulden in etwa 5,5 m Tiefe und in Geländehöhe identisch. Außerdem verlaufen sie in beiden Horizonten zwischen

den beiden Tunnelachsen nahezu horizontal. Etwa ab 6 m Tiefe unter Gelände nehmen die Setzungen über der Tunnelachse stark zu und erreichen im Firstbereich Werte von 60 bis 80 mm (Vortriebseinfluß). Die größten Setzungsunterschiede treten jeweils über den Ulmen auf. Die Setzungsmulde war in Geländehöhe 1:300 und im untersten Horizont 1:130 geneigt. Mit dem Begriff "Neigung" wird hier die Setzungsdifferenz zweier benachbarter Meßpunkte bezogen auf ihre Entfernung bezeichnet. In der Annahme, daß beide Tunnelvortriebe zu gleichen Teilen an den aufgetretenen Setzungen beteiligt sind, läßt sich die maximale Setzung infolge eines Stollenvortriebs mit etwa 3,5 cm angeben.

Die Setzungsmulde breitet sich nicht nur zu beiden Seiten der Tunnelröhre aus, sie eilt auch dem Tunnelvortrieb voraus. Die Setzungsmulde quer zur Vortriebsrichtung soll hier als Quermulde und in Tunnelrichtung als Längsmulde bezeichnet werden. In Bild 13 sind beide Mulden in der Geländeoberfläche dargestellt. Das größte Setzmaß (s_0) stellt sich jeweils etwa 13 m nach dem Sohlschluß ein. Die beiden Kurven unterscheiden sich deutlich in der Lage ihrer Wendepunkte. In der Quermulde liegt er etwa $1,5 R$ ($R =$ Tunnelradius) abseits von den Tunnelachsen, während der Wendepunkt der Längsmulde erst in etwa $4,5 R$ Entfernung auftritt. Die Längsmulde verläuft somit weitaus flacher. Während die Quermulde eine mittlere maximale Neigung von 1:300 aufweist, beträgt die größte Neigung der Längsmulde nun 1:600. Nach PECK (9), der die Form der Setzungsmulden in verschiedenen Böden ermittelt hat, liegt der Wendepunkt der Quermulde bei den hier vorliegenden Verhältnissen im Abstand $1,5 R$ von der Tunnelachse. Außerdem gibt er die Setzung im Wendepunkt mit 60% der maximalen Setzung an. Beide Angaben stimmen recht gut mit den hier ermittelten Ergebnissen überein. Die Ausbreitungslänge (Länge vom Setzungsnullpunkt bis zur maximalen Setzung) der beiden aufgemessenen Mulden ist gleich groß. Der kleinste Wert, ungefähr 1 mm Setzung, wurde in einem Abstand von 26 m = 8 R gemessen. Nach 29 m = 9 R sind die Setzungen aus Vortrieb nicht mehr meßbar. Bild 14 zeigt die gesamte Setzungsmulde im Grundriß. Eingezeichnet sind die Linien gleicher Setzung im Unterschied von 5 mm. Bild 16 gibt die Setzungen aus dem Vortrieb zweier Tunnelröhren in verschiedenen Tiefen an. Trägt man

in einem senkrechten Schnitt (A-A) über der Tunnelachse die Setzung auf, so ergibt sich zunächst eine geringe, fast lineare Zunahme der Setzung nach der Tiefe. Erst in größerer Tiefe über dem First nimmt die Setzung stark zu. Bis in etwa 5,5 m Tiefe unter Gelände nahm die Setzung um etwa 7% zu. In den restlichen 6 m Überlagerung bis zum Tunnelfirst wurde eine Zunahme um fast 85% der an der Oberfläche gemessenen Setzung beobachtet. Man kann somit deutlich zwei Horizonte unterscheiden. Einen oberen Horizont in dem die Setzung nahezu gleichbleibend über die Tiefe ist und einen unteren Horizont, in dem größere Setzungen, verbunden mit einer Auflockerung des Bodens, aufgetreten sind. Nach den Messungen beträgt die Höhe dieser Auflockerungen etwa 6 m, was annähernd 2 R entspricht.

Eine weitere Aussage über die Größe der Auflockerungszone lassen Erd-druckmessungen zu, die im Kontakt zwischen Spritzbetonschale und Gebirge durchgeführt worden sind und im First im Mittel einen Druck von $1,1 \text{ Kp/cm}^2$ (Bild 34) erbrachten. Bei einem Feuchtraumgewicht des Überlagerungsbodens von etwa $1,85 \text{ Mp/m}^3$ ergibt sich daraus eine druckerzeugende Überlagerungshöhe von 5,9 m (vgl. Ziff. 9.1.1). Diese Höhe ist mit der aus den Setzungen ermittelten Auflockerungshöhe identisch. Die Breite der Auflockerungszone in Höhe des Tunnelfirstes ließ sich aus den Meßergebnissen nicht exakt ermitteln. Sie bewegt sich zwischen den Grenzen 2R und 4R, je nach dem, ob man die Auflockerung auf den Raum über dem Tunnel beschränkt oder eine bis zu den Bruchflächen sich erstreckende Auflockerung annimmt. Der obere Grenzwert scheidet hier aus, da in diesem Fall die Bodengewölbe zwischen den beiden Röhren kein Auflager hätten. Um ein ausreichend breites Bodenaullager zur Abtragung der Gewölbekräfte zu gewährleisten, muß die Breite der Auflockerungszone in der Nähe des unteren Grenzwertes liegen. Es wird hier eine Breite von 2,5R angenommen. Der aufgelockerte Gebirgsbereich läßt sich somit annähernd durch eine Ellipse beschreiben (Bild 17). Die oberen 5,6 m des Gebirges bilden das Traggewölbe, dessen Gewicht neben den Tunnelröhren in den Untergrund eingeleitet wird. Neben den Ulmen im Abstand 1R haben die Messungen eine Setzung von etwa 8,3 mm (Bild 12) ergeben. Auf den Bodenkern zwischen den beiden Tunnelröhren wer-

den die Auflagerkräfte von zwei Gewölben abgetragen. Tatsächlich ist im Kernbereich eine fast doppelt so große Setzung von etwa 16 mm (Querschnitt II) gemessen worden. Die entsprechenden Setzmaße im Querschnitt I waren 8,5 und 22 mm. Nimmt man an, daß die Spannweite des Gewölbes etwa $2,5R$ beträgt, und das gesamte Bodengewicht über der Auflockerungszone gleichmäßig neben den Ulmen abgetragen wird, so läßt sich die Setzung der Gewölbeauflager überschläglich berechnen. Dabei wird das Auflager in Ulmenhöhe angesetzt. Die Breite beträgt etwa 4,8 m (Bodenkern zwischen beiden Ulmen). Abzutragen ist eine Last (Auflagerlast aus linkem und rechtem Gewölbe) von etwa 115 Mp pro m Tunnellänge. Unter der Annahme gleichmäßiger Bodenpressung in Auflagerhöhe ergibt sich mit:

der setzungserzeugenden
Spannung im Bodenkern : $p_0 = 2,4 \text{ Kp/cm}^2$

der Steifeziffer des Frankfurter
Tonmergels : $E_s = 250 \text{ Kp/cm}^2$

der Kernbreite : $b = 480 \text{ cm}$

und dem Setzungsbeiwert für
 $a/b = \infty; \sigma_z/p_0 = 15\%$: $f_1 = 0,365$

die Setzung zu

$$s = f_1 \frac{b \cdot p_0}{E_s} = 0,365 \frac{480 \cdot 240}{250} = 1,7 \text{ cm.}$$

Der berechnete Wert stimmt recht gut mit den gemessenen Setzungen überein.

Im Bild 15 sind verschiedene Quermulden in der Geländeoberfläche aufgetragen. Die Kurven stammen aus der Versuchsstrecke und aus der Schildstrecke. Sie unterscheiden sich hauptsächlich in ihrer maximalen Setzung. Aus den Kurven ist abzulesen, daß die Größe der Setzung über der Tunnelachse fast keinen Einfluß auf die Länge der Setzungsmulde hat. Obwohl die maximale Setzung von 30 mm auf 135 mm zunimmt, liegt der Endpunkt aller Kurven bei etwa 29 m. Die unterschiedlichen Maximalwerte wirken sich nur in unmittelbarer Nähe der Tunnelröhre aus. Im Seitenabstand $2R$ von der

Tunnelachse beginnen die Setzungskurven ineinander überzugehen.

Aufgrund dieser Feststellung lassen sich grob vereinfacht mehrere Verformungszonen unterscheiden. Über der Tunnelröhre entsteht eine SILO-ZONE, die bis in Höhe des Tunnelfirstes von geneigten Ebenen und darüber bis zur Geländeoberfläche von vertikalen Ebenen begrenzt ist. Zwischen diesen Begrenzungsflächen bewegt sich der Boden während des Ausbruchs nach unten. Nach entsprechender Bewegung kann diese Zone in eine Bruchzone übergehen. Solche Bruchzonen wurden auch in kohäsionslosem Sand von LOOS/BRETH [1] beobachtet. Gleichzeitig mit der nach unten gerichteten Bewegung hängt sich der Boden am Nachbarboden auf und bildet ein Gewölbe. Das Auflager des Gewölbes beeinflusst neben den Ulmen ein etwa 2,5 R breiten Bereich. Anschließend läßt sich angenähert eine unter 45° nach oben verbreitete AUSBREITUNGSZONE angeben. Der untere Teil der Bruchzone, der sich nicht am benachbarten Erdreich aufhängen kann, bildet die AUFLOCKERUNGSZONE. In Bild 17 sind die einzelnen Verformungsbereiche eingezeichnet. Die Setzung ist demnach auf zwei Verformungsvorgänge zurückzuführen. Während des Vortriebs versucht der Boden in den aufgefahrenen Hohlraum einzudringen und ihn zu schließen. Es bildet sich die Bruchzone aus. Aus diesem Verformungsvorgang, der als Folge der Entlastung durch den Ausbruch zu sehen ist, ergeben sich etwa $2/3$ der gemessenen Setzung. Das restliche Drittel der Setzung ist auf die mit der Gewölbebildung verbundene Spannungsumlagerung zurückzuführen und ist als Setzung des Bodens unter dem Kämpferdruck zu verstehen.

In der Vortriebsrichtung ließ sich anhand der Meßwerte keine Gewölbebildung feststellen. Für die abschließende Beurteilung dieser Frage wären weitere Untersuchungen notwendig. Es ist jedoch versucht worden, mit Hilfe der gemessenen Horizontalverschiebung der Ortsbrust und der Ulmen die Verformungszone in der Tunnelrichtung abzugrenzen. Im Bild 32 sind die Setzungsmulde in Längsrichtung (Einfluß beider Tunnelröhren) sowie der genaue Stand des Vortriebes eingetragen. Es läßt sich eine Bruchebene unter $45^{\circ} + \rho/2$ geneigt angeben. Sie beginnt in der Tunnelsohle etwa einen halben Tunnelradius vor der Ortsbrust.

Die vorangegangenen Betrachtungen zeigen, daß ein setzungsfreier Vortrieb bei der Neuen Österreichischen Bauweise nicht möglich ist. Es ist denkbar, daß die Verformung der Bruchzone durch eine Änderung des Abbaus verringert werden kann, jedoch läßt sich die Setzung durch die Spannungsumlagerung nicht umgehen, da die Gewölbebildung eine der Voraussetzungen für diese Bauweise ist.

5.2 Schildstrecke

In der Schildstrecke sind die Setzungen an insgesamt drei Meßquerschnitten gemessen worden. Die Anordnung der Tiefenmeßpunkte war etwa dieselbe wie in der Versuchsstrecke für die Neue Österreichische Bauweise. Bild 18 zeigt die Meßpunkte im Querschnitt Domplatz. Die Meßprofile in Fahrgasse und Dominikanergasse sind im Anhang auf Bild 72 und 73 dargestellt. Wie bereits im Abschnitt 2 erläutert, stimmen die Bodenverhältnisse und die Trassenführung in der Schildstrecke nur im Bereich des Domplatzes mit den Verhältnissen in der Versuchsstrecke überein. Für den Vergleich der beiden Bauweisen können demnach innerhalb der Schildstrecke nur die Messungen am Domplatz herangezogen werden. Bild 19 zeigt die in diesem Querschnitt gemessenen Werte. Insgesamt hat sich in der Geländeoberfläche eine maximale Setzung von 87 mm ergeben. Der Anteil der Grundwasserabsenkung an dieser Setzung beträgt 45 mm. Die restlichen 42 mm Setzung sind beim Vortrieb entstanden. Wie in der Versuchsstrecke am Römerberg, gleicht auch hier die Setzungsmulde in 6 m Tiefe nahezu der Mulde in der Geländeoberfläche. Außerdem verläuft sie in beiden Horizonten zwischen den Tunnelachsen fast eben. Ebenso wie in der Versuchsstrecke nahmen am Domplatz die Setzungen mit der Tiefe stark zu. Sie erreichten im Firstbereich 55 - 70 mm nach dem Auffahren der beiden Tunnelröhren. Die größten Setzungsunterschiede treten auch hier jeweils über dem Ulmenbereich auf. Die Neigung beträgt 1:400 in der Geländeoberfläche und 1:150 im untersten Horizont. Durch das Vortreiben der zweiten Röhre wurde die schon bestehende Setzungsmulde über der ersten Tunnelröhre hauptsächlich in den oberen Horizonten in Nähe der Geländeoberfläche beeinflußt. Im Bild 20 sind die Längsmulde und die Quermulde am Domplatz aufgetragen.

Qualitativ entsprechen sie den Meßergebnissen in der Versuchsstrecke für die Neue Österreichische Bauweise. Einen Vergleich der Meßwerte in der Versuchsstrecke und im Querschnitt Domplatz bringt Bild 21.

Die Bilder 22 und 23 zeigen die Setzungsmulden in den Querschnitten Fahr-gasse und Dominikanergasse. Hier sind größere Setzungen aufgetreten. Die größte Setzung in der Geländeoberfläche ist in der Dominikanergasse mit 150 mm aus Vortrieb (Einfluß von zwei Röhren) gemessen worden. Dement-sprechend sind die Setzungsmulden stärker geneigt. In der Geländeoberflä- che ergaben sich Werte von $N = 1:260$ bis $N = 1:60$ (T 14 - T 15). Im First- bereich haben sich sogar Neigungen bis zu $N = 1:40$ eingestellt.

Als Ursache für die größere Setzung werden die ungünstigen Bodenverhält- nisse und die schwierige Schildsteuerung in den engen Kurven angeführt. Auch ist eine Verdichtung der Hydrobiensande durch die Sprengung der Kalk- steinbänke nicht auszuschließen. Im Tonmergel am Domplatz ist bei einer Sprengung in unmittelbarer Nähe der Meßquerschnitte der Einfluß der Spre- ngung (6 kp Ammongelit) gemessen worden. Die Sprengung hat in der Gelände- oberfläche eine Setzung von etwa 1 mm, im Firstbereich von fast 2 mm ver- ursacht. Im Abstand $2R$ von der Tunnelachse war kein Einfluß mehr nach- weisbar. Inwieweit auch die Einarbeitung und Erfahrung der Vortriebsmann- schaft die Setzungen verringern können, zeigen die kleineren Setzmaße beim Vortrieb der zweiten Röhre.

Trägt man die Setzung in einem senkrechten Schnitt über der Tunnelachse nach der Tiefe auf (Bild 24), so ergibt sich im oberen Bereich eine fast kon- stante Setzung. Etwa ab 6 m über dem First beginnt die Setzung sehr stark zuzunehmen. Neben der Tunnelröhre hat sich der Boden bis in Firsthöhe gleichmäßig gesetzt, im Ulmenbereich nimmt die Setzung merklich ab. Quali- tativ ergibt sich die gleiche Verteilung der Setzungen wie bei der Neuen Österreichischen Bauweise. Es haben sich demnach beim Schildvortrieb ebenfalls ein tragendes Bodengewölbe und eine Auflockerungszone ausgebil- det. Die wirksame Überlagerungshöhe für den Erddruck im First kann auch hier mit etwa 6 m angenommen werden. Infolge der Gewölbebildung kommt

es zu unterschiedlichen Setzungen neben und zwischen den beiden Röhren. Das mittlere Setzmaß neben den Röhren war 6,5 mm, zwischen den Röhren 14 mm. Wie in der Versuchsstrecke war auch hier die Setzung zwischen den Röhren doppelt so groß wie neben den Röhren. Im Bild 76 im Anhang sind die gemessenen Werte zusammengestellt. Analog zur Versuchsstrecke lassen sich auch in der Schildstrecke einzelne Verformungszonen abgrenzen. Bild 24 zeigt die Setzungsmulden in verschiedenen Horizonten und die Verformungszonen im Querschnitt Fahrgasse.

6. Zeitlicher Ablauf der Verformungen

6.1 Neue Österreichische Bauweise

6.1.1 Verlauf der vertikalen Verformungen

Um den Zusammenhang zwischen Vortrieb und Setzungsverlauf aufzuzeigen, sind in Bild 25 die Setzung im First und in der Geländeoberfläche über die Zeit aufgetragen. Die Setzung im First als Folge der Grundwasserabsenkung ist kleiner als in der Geländeoberfläche. Nähert sich der Tunnelvortrieb dem Meßquerschnitt, so nimmt die Firstsetzung schneller zu. Bevor die Ausbruchskalotte den Meßpunkt erreicht hat, ist die Setzung im First bereits größer als in der Geländeoberfläche. Nach dem Sohlschluß klingen die Setzungen rasch ab und nach etwa 12 Tagen (Vortrieb 13 m) macht sich nurmehr der Einfluß der Grundwasserabsenkung bemerkbar. Der Beginn der Einwirkung des Tunnelvortriebs läßt sich in der Geländeoberfläche schon nachweisen, wenn die Firstkalotte noch etwa 14 m vom Meßquerschnitt entfernt ist. Erreicht der Firststollen den Querschnitt, so sind in der Geländeoberfläche schon 45% der Gesamtsetzung aufgetreten. Bis zum Sohlschluß traten weitere 20% Setzung auf. Die Restsetzung nach Ringschluß beträgt etwa noch 35%. Im Firstbereich sind die entsprechenden Anteile: 60% der Gesamtsetzung infolge Stollenvortrieb bis zum Erreichen des jeweiligen Meßpunktes mit der Firstkalotte, weitere 20% bis zum Sohlschluß und 20% Restsetzung. Als wichtigstes Ergebnis kann festgehalten werden, daß etwa die Hälfte der Gesamtsetzung vor der Ortsbrust auftritt und dem Vortrieb vorausseilt.

6. 1. 2 Horizontalverformung

In den beiden Meßquerschnitten ist jeweils in der Südröhre die Horizontalbewegung im Ulmenbereich etwa 0,5 m neben der Röhre gemessen worden. Das Meßverfahren (Deformationsindikatoren) wird unter Ziffer 13 im Anhang erläutert. Bild 75 zeigt die gemessenen Verformungen. Im Mittel hat sich eine in der Röhre hinein gerichtete Bewegung von etwa 9 mm ergeben. Bild 26 zeigt das Ergebnis am Meßpunkt L1. Die erste Bewegung wurde festgestellt, sobald der Vortrieb (Firststollen) sich bis auf etwa 2 m dem Meßquerschnitt genähert hatte. Nach weiteren 2 m Vortrieb in der Firstkalotte waren im Ulmenbereich bereits 45% der Gesamtbewegung aufgetreten. Ein weiterer Anteil von 50% der Gesamtverformung ergab sich beim Strossenausbruch. Nach Ringschluß hörte die nach innen gerichtete Bewegung fast vollständig auf. Die Restverformung war nurmehr 5%.

Um die Bewegung an der Ortsbrust untersuchen zu können, hat man auf der Tunnelstrecke außerhalb der eigentlichen Versuchsstrecke Meßgeräte eingebaut. Aufgrund dieser Meßergebnisse sind für den weiteren Vortrieb in der Neuen Österreichischen Bauweise einige Änderungen eingeführt worden. Unter anderem wurde der Abstand der Stahlbögen auf 1 m verkürzt. Die Länge der vorauseilenden Firstkalotte ist auf maximal 3 m begrenzt worden. Bild 27 zeigt das Ergebnis dieser Messungen. Die Verformung eilte auch hier dem Ausbruch voraus. Im Diagramm sind die Bewegung der Ortsbrust, sowie der jeweilige Abstand der Firstkalotte und des Sohlschlusses vom Meßpunkt dargestellt. Sobald der Ausbruch bis auf 2 m an den Meßquerschnitt herankommen war, begann die Ortsbrust sich zu entspannen und in den Hohlraum zu bewegen. Auch an diesen Ergebnissen läßt sich feststellen, daß ein großer Teil der Verformung (~ 50%) dem Ausbruch vorauseilt und die nach innen gerichtete Bewegung nach dem Ringschluß schnell abklingt.

Die Verformung der fertigen Röhre ist an den Ulmen in mehreren Querschnitten mit einer Teleskopstange gemessen worden. Bild 28 zeigt das Ergebnis. Insgesamt war eine Zunahme des Durchmessers an den Ulmen festzustellen. Die größte Bewegung trat in den ersten 10 Tagen auf. Nach etwa 2 Wochen begann die Verformung abzuklingen und einem Endwert von ungefähr 12 mm zuzustreben. Mit gleichem Anteil ergab sich an den Ulmen eine Verformung

von 6 mm nach außen. Sie betrug damit weniger als die Hälfte der durch die Entspannung beim Ausbruch bewirkten Bewegung in der Röhre. Es ist auch versucht worden, die Veränderung des vertikalen Durchmessers zu messen. Der Versuch ist jedoch am Baustellenverkehr sowie an der einwandfreien Fixierung des Sohlenpunktes gescheitert. Lediglich eine Messung, die eine Verkürzung von etwa 8 mm ergeben hat, soll hier angeführt werden.

Als Ergebnis der Messungen kann festgestellt werden, daß das Gebirge während des Ausbruchs von allen Seiten in den aufgefahrenen Hohlraum hineindrängt. Die größte Verformung tritt dabei im Tunnelfirst auf. Nach dem Einbau der Spritzbetonschale wird die Tunnelröhre unter dem Firstdruck zusammengedrückt, was zu einer Aufweitung in den Ulmen führt. Durch die in das Gebirge hinein gerichtete Bewegung der Ulmen wird ein passiver Erd- druck aktiviert. Sobald der Ausbauwiderstand im First und die Reaktionskräf- te in den Ulmen sich das Gleichgewicht halten, beginnt die Gebirgsbewegung abzuklingen. Inwieweit der jetzt vorhandene Spannungszustand in der Tunnel- röhre und im Gebirge sich im Laufe der Zeit noch ändert, können die hier durchgeführten Messungen nicht angeben. Dazu wären Untersuchungen über einen längeren Zeitraum notwendig.

6.2 Schildbauweise

6.2.1 Zeitlicher Verlauf der Setzungen

Der zeitliche Ablauf der Setzung ist in Bild 29 für den Pegel T2 in der Ge- ländeoberfläche sowie im Firstbereich aufgetragen. Es zeigte sich, daß bei diesem Stollenvortrieb die vorauseilende Setzung im First nur etwa 10% (5-10%) und in der Geländeoberfläche im Mittel etwa 15% (11-23%) der Ge- samtsetzung beträgt. In den Querschnitten Dom und Fahrgasse haben sich über der Schildschneide in der Geländeoberfläche jeweils 7,5 mm Setzung ergeben. Dieser Wert scheint weitgehend unabhängig von der sich später einstellenden Endsetzung zu sein, was zur Erklärung der unterschiedlichen Prozentzahlen dienen kann. Während der Schild den Meßquerschnitt durch- fährt, nimmt die Setzung rasch zu. An der Kurve für den Firstpunkt zeigt sich deutlich, daß der Hauptanteil der Setzung über dem Schildschwanz auf-

tritt. Bis zum Ringschluß ergaben sich in der Geländeoberkante etwa 45%, im First 70% der Gesamtsetzung.

6.2.2 Durchmesseränderung

Die Durchmesseränderung ist wieder mit der Teleskopstange gemessen worden. In den insgesamt 5 Querschnitten haben sich etwa 50 Tage nach dem Ringeinbau folgende Werte ergeben:

Ring 178	Dominikanergasse Nord	L = + 15 mm
Ring 203	Fahrgasse Nord	L = + 6 mm
Ring 322	Dom Nord	L = <u>+</u> 0 mm
Ring 192	Fahrgasse Süd	L = - 18,5mm
Ring 238	Dominikanergasse Süd	L = + 5 mm

(Meßgenauigkeit etwa + 0,5 mm; + Durchmesserergrößerung)

Die Nullmessung ist nach dem Ringeinbau im Schildschwanz vorgenommen worden. Im Bereich des Nachläufers ist es wegen der sehr beengten Verhältnisse nicht möglich gewesen, eine einwandfreie Messung durchzuführen und damit den Einfluß des Verpressens des Ringspaltes auf die Durchmesseränderung festzustellen. Um den Vortrieb nicht zu verzögern, was bei einer exakten Messung nicht zu vermeiden gewesen wäre, ist schließlich auf diese Messungen verzichtet worden. Die oben aufgeführten Ergebnisse zeigen jedoch, daß auch in der Tübbingröhre eine Aufweitung in den Ulmen stattfindet.

6.3 Vergleich des Setzungsablaufs: Schildvortrieb und Spritzbetonbauweise

Bild 30 und 31 zeigen den Ablauf der Setzungen in Abhängigkeit vom Stollenvortrieb bei beiden Bauweisen. Verglichen werden jeweils die Setzungen über der fertigen Tunnelröhre und über dem Ausbruchquerschnitt im First und in der Geländeoberfläche.

Im Firstbereich zeigen sich deutlich die Unterschiede. Wegen des relativ starren und somit abstützenden Schildmantels traten im Firstbereich vor der Schildschneide nur etwa 10% der Gesamtsetzung auf. Erst während der

Schilddurchfahrt nimmt die Setzung rasch zu und erreicht hinter dem Schildschwanz über dem Spalt zwischen Tübbingring und Gebirge 70% der Gesamtsetzung. Bei der Neuen Österreichischen Bauweise tritt im Firstpunkt der Hauptanteil der Setzungen (60%) vor der Ortsbrust auf, da sich der Boden ungehindert entspannen und von allen Seiten in den Hohlraum eindringen kann. Die Bewegung klingt erst ab, wenn der Spritzbetonring geschlossen wird. Etwa 13 m hinter dem geschlossenen Ring kommt die Firstbewegung bei beiden Bauweisen zur Ruhe. Diese Zeit nach Sohl-schluß benötigt der Spritzbeton wie der Verpreßmörtel, um eine ausreichende Festigkeit zu erreichen. Zum anderen brauchen auch die Gewölbebildung und die Kräfteumlagerung eine gewisse Zeit.

Im Bild 32 sind die Längsmulden - bei beiden Vortriebsarten in ihrer Form nahezu identisch - sowie der jeweilige Vortriebsstand eingetragen. Man erkennt, daß die Setzungsmulde bei der Neuen Österreichischen Bauweise dem Ausbruch etwa 14 m vorausseilt. Beim Schildvortrieb sind es 8 m. Der Unterschied entspricht genau der Schildlänge. Vereinfacht läßt sich festhalten, daß das Setzungsmaß über dem Firststollen bei der Neuen Österreichischen Bauweise dem Setzmaß über dem Schildschwanz beim Schildvortrieb entspricht. In beiden Diagrammen sind auch die Verformungsbereiche abgegrenzt. Für die Neue Österreichische Bauweise ergibt sich als Grenze eine unter $45^{\circ} + \rho/2$ geneigte Ebene, etwa $1/2 R$ vor der Firstkalotte von der Tunnelsohle ausgehend, bis zur Geländeoberfläche. Für den Schildvortrieb läßt sich eine entsprechende Ebene in Höhe der Schildachse beginnend bis zur Geländeoberfläche angeben.

7. Setzungsursachen

7.1 Neue Österreichische Bauweise

Nach den Meßergebnissen beruhen die Setzungen beim Vortrieb in der Neuen Österreichischen Bauweise hauptsächlich auf einer Entspannung des Bodens in der Ortsbrust und in den Ulmen. Da der Boden erst mit dem Schließen der Spritzbetonschale gestützt wird, kann der Boden im Bereich der Firstkalotte sowie der Ortsbrust ungehindert in den aufgefahrenen Hohlraum ein-

dringen. Dies zeigt den großen Einfluß der Ringschlußzeit, der Zeit, die vom Ausbruch bis zum Schließen der Röhre benötigt wird. Auch die Länge der vorseilenden Firstkalotte ist von großer Bedeutung, da die Firstsicherung mit Spritzbeton noch keine Abstützung bringt. Etwa 30% der Gesamtsetzung ergaben sich aus der Zusammendrückung des Bodens neben den Tunnelröhren infolge Spannungsumlagerung und Gewölbebildung. Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die Setzungen einmal infolge Entlastung des Bodens durch den Ausbruch und zum andern infolge Belastung des Bodens durch den Kämpferdruck des Bodengewölbes entstanden sind.

7.2 Schildbauweise

Die Setzungen in der Schildstrecke beruhen auf einer Überlagerung verschiedenster Einflüsse. Es sollen hier nur die wichtigsten angeführt werden. Bodenhebungen, wie sie für den Schildvortrieb vor allem in kohäsionslosen Böden in der Literatur angegeben werden, sind nicht aufgetreten. Die Setzung infolge Bodenentspannung ist im Gegensatz zur Spritzbetonbauweise klein, weil der Schild mit seinem starren Mantel und den Querbühnen eine gute Abstützung der Ortsbrust gewährleistet. Die Setzung durch Verdichtung des Bodens beim Vorpressen des Schildes ist von untergeordneter Bedeutung. Auch die Verformung des Schildmantels spielt nur eine geringe Rolle. Wie die Diagramme gezeigt haben, nimmt die Setzung erst bei der Durchfahrt des Schildes zu. Da es nicht möglich ist, den Schild exakt in der Sollinie zu fahren, und er sich in einer Wellenlinie mit mehr oder weniger großen Abweichungen von der angestrebten Trassenachse bewegt, sind ständig Steuerbewegungen durchzuführen [5]. Die Kursabweichungen werden weitgehend vom Untergrund bestimmt. In der Wechsellagerung von weichem Ton, Hydrobiensanden und harten Kalksteinen waren Abweichungen nicht zu vermeiden. Werden in der Ortsbrust Böden von unterschiedlicher Härte angetroffen, so ergeben sich beim Vorpressen des Schildes exzentrisch angreifende Reaktionskräfte. Mit den im allgemeinen zentrisch wirkenden Vortriebskräften bilden sie Drehmomente, die je nach dem, ob die harten Schichten im oberen oder im unteren Schildteil angefahren werden, nach oben oder unten gerichtete Bewegungen einleiten. Um eine Fehlfahrt

zu verhindern, muß somit laufend gegengesteuert werden. Jede Kurvenfahrt des Schildes, ob sie nun durch eine Fehlsteuerung erfolgt oder durch die Linienführung notwendig wird, verursacht Hohlräume auf der Kurveninnenseite. Die Größe des Hohlraumes hängt vom Kurvenradius und der Schildlänge ab. Je nach dem, wie sich der Schild auf der Kurvenbahn bewegt, ergibt sich die Breite des Hohlraumes zu :

$$\left[\left(R^2 + L^2 \right) \frac{1}{2} - R \right] \leq B \leq \left[\left(R^2 + L/2^2 \right) \frac{1}{2} - R \right]$$

L = Schildlänge, R = Kurvenradius, B = Hohlraumbreite.

Mit L = 6 m und R = 240 m (minimaler Trassenradius) ergibt sich eine Hohlraumbreite zwischen 2 cm und 7,5 cm. Unter der Annahme, daß im wenig standfesten Gebirge der Hohlraum sich wieder geschlossen hat, läßt sich die bis zu 150 mm große Setzung in der Dominikanergasse erklären. Hier sind fast nur die schwach schluffigen Hydrobiensande mit einer kurzen Standzeit angetroffen worden. Verläßt der geschlossene Tübbingring den Schildschwanz, so entsteht ein Hohlraum zwischen der Tunnelröhre und dem Gebirge. Die Höhe dieses Ringspalt (etwa 7,5 cm) setzt sich zusammen aus der doppelten Schwanzblechdicke (2x1,5 cm) und dem Spielraum zwischen Tübbingring und Schildschwanz. Wird nicht umgehend oder infolge unzureichender Abdichtung des Schildschwanzes unvollkommen verpreßt, so wird der Boden in den Spalt nachbrechen. Das geschieht um so schneller, je kleiner die Standfestigkeit des Gebirges ist, was hier besonders für den Streckenabschnitt im Hydrobiensand (Dominikanergasse) zutrifft. Außer der Hohlraumbildung bei der Kurvenfahrt, ist der Ringspalt eine der Hauptursachen für die Setzung.

Als weitere Setzungsursachen, jedoch von geringem Einfluß, können der Mehrausbruch beim Sprengen der Kalksteinbänke sowie Bodenumlagerungen durch die Erschütterung angeführt werden.

8. Abschätzung der Setzung mit Näherungsformeln

In der Literatur [3] , [7] sind zahlreiche Formeln für die Berechnung der Oberflächensetzung zu finden. Die mittlere gemessene Setzung von 33 mm beim Vortrieb der Tunnelröhre in der Neuen Österreichischen Bauweise und im vergleichbaren Abschnitt der Schildstrecke soll hier mit einigen Formeln verglichen werden. Die Gleichungen und die Ergebnisse sind im Bild 33 zusammengestellt. Fast alle Formeln sind mehr oder weniger empirisch, beruhen auf sehr stark vereinfachten Annahmen oder sind nur für ganz spezielle Böden aufgestellt worden. Die ältesten Formeln stammen aus dem Bergbau und wurden im allgemeinen für größere Überlagerungshöhen entwickelt. Die gemessenen Setzmaße zeigen, daß es wenig sinnvoll ist, die Setzung mit komplizierten Näherungsformeln abzuschätzen, da wesentliche Setzungsur-sachen von den Formeln nicht erfaßt werden.

9. Spannungsmessungen

9.1 Neue Österreichische Bauweise

Die Beanspruchung der Spritzbetonschale sowie der Erddruck auf diese sind in 3 Querschnitten gemessen worden. Es sind Druckdosen nach dem System Glötzl zum Einbau gekommen. Die Druckmessungen sind in der oberen Tunnelhälfte vorgenommen worden. Die genaue Lage der Meßdosen ist im Bild 35 angegeben. Da die Meßwerte im einzelnen stark schwanken, sind aus den 3 Meßquerschnitten die Mittelwerte gebildet worden, wobei sehr stark herausfallende Werte unberücksichtigt blieben (Bild 34 und 36). Die Messungen erstreckten sich über einen Zeitraum von 3 Monaten. Die größten Spannungsänderungen sind in den ersten 10 Tagen nach dem Einbau aufgetreten. Anschließend sind die Druckschwankungen zur Ruhe gekommen.

9.1.1 Erddruckmessungen

Im Bild 34 sind die gemittelten Erddruckwerte eingetragen. Danach ist der aktive Ausbauwiderstand nicht gleichmäßig über die Schale verteilt. Die kleinsten Werte ergaben sich im First. Der mittlere Druck ist hier zu etwa $1,1 \text{ kp/cm}^2$ gemessen worden. An den Ulmen waren die Kontaktdrücke am

größten. Die Mittelwerte sind $1,4 \text{ kg/cm}^2$ und $1,6 \text{ kg/cm}^2$, wobei der größere Wert für die benachbarten Ulmen der beiden Röhren gilt. Wie schon in Kapitel 6.1.2 erläutert, wird der Kontaktdruck in den Ulmen durch die Aufweitung der Röhre aktiviert. Demnach sind der Firstdruck als aktiver Auflockerungsdruck, der Ulmendruck als Erdwiderstand anzusehen.

Die Größenordnung der aktivierten Ulmendrucke läßt sich anhand einer einfachen Überschlagsberechnung überprüfen. Unter der Annahme, daß die Ulmen über 4,5 m Umfang (Länge zwischen den Verformungsnullpunkten) gleichbleibend belastet werden, läßt sich über eine Verformungsberechnung die notwendige Belastung für die gemessene 6 mm große Horizontalverschiebung abschätzen.

Für die horizontale Wiederbelastung gilt:

$$E_s \text{ horizontal} = 400 \text{ kp/cm}^2 \text{ (Versuchsergebnis im Frankfurter Ton)}$$

Mit $f = 0,36$ für $a/b = \infty$

$\sigma_z/p_o = 15\%$ und $s = 0,6 \text{ cm}$ ergibt sich ein Kontaktdruck von

$$p = \frac{E_s}{f b} = \frac{0,6 \cdot 400}{0,36 \cdot 450} = 1,48 \text{ kp/cm}^2$$

Aus der großen Zahl der Gebirgsdrucktheorien nach denen der Firstdruck unabhängig von der Überlagerungshöhe ist, sollen hier zwei zur Deutung der Meßergebnisse herangezogen werden (Bild 35).

9.1.1.1 Silo-Theorie von Terzaghi

Die Setzungsmessungen deuten darauf hin, daß sich über dem Tunnel nahezu lotrechte Gleitflächen ausbilden. Es erscheint daher sinnvoll zu sein, die Silo-Theorie von Terzaghi anzuwenden. Die genaue Formel des Silodruckes ist im Bild 35 angegeben.

Als Eingangswerte für die Rechnung werden folgende Bodenkennwerte benötigt:

$\rho = 20^0$	Reibungswinkel
$Z = 11,5 \text{ m}$	Überlagerungshöhe
$c = 2 \text{ Mp/m}^2$	Kohäsion
$\gamma = 1,85 \text{ Mp/m}^3$	Raumgewicht
$\lambda = 1,0 - 1,5$	Seitendruckbeiwert nach LOOS/BRETH [1]

Mit den angegebenen Werten erhält man:

$$P_v = 1,3 \text{ kp/cm}^2 \quad \text{für } \lambda = 1$$
$$P_v = 1,1 \text{ kp/cm}^2 \quad \text{für } \lambda = 1,5$$

Die nach dieser Theorie berechneten Werte stimmen recht gut mit dem mittleren gemessenen Firstdruck von $1,1 \text{ kp/cm}^2$ überein. Zu berücksichtigen ist, daß diese Theorie aufgrund von Versuchen im kohäsionslosen Boden aufgestellt wurde. Auch die von LOOS/BRETH angegebenen λ -Werte stammen aus Experimenten mit Sand. Auf den vorverdichteten Ton übertragen ergibt der Silodruck nach TERZAGHI mit $\lambda = 1,5$ eine gute Übereinstimmung mit dem gemessenen Firstdruck.

Zur Bestimmung des Seitendruckes lassen sich zahlreiche theoretische Modellvorstellungen entwickeln. Im vorliegenden Fall konnte über eine Erd-druckberechnung für eine 2 R hohe Stützmauer mit der Auflast gleich dem Silodruck und $\lambda = 1,0$ eine recht gute Übereinstimmung mit dem an den Ulmen gemessenen Seitendruck gefunden werden.

9.1.1.2 Theorie von PROTODJAKONOW

Die Theorie von PROTODJAKONOW [3] beruht auf Erfahrungen beim sowjetischen Untergrundbahnbau. PROTODJAKONOW geht von der Vorstellung aus, daß sich über dem Hohlraum ein selbsttragendes Gewölbe bildet. Die Form des Gewölbes erhält er mit der Forderung, daß in der Stützlinie nur Druckspannungen und keine Biegemomente auftreten sollen. Diese Überlegung führt zwangsläufig zu einem parabelförmigen Gewölbe. Danach lastet auf dem Ausbau eine parabelförmige Bodenmasse (Bild 35). Das Gebirge über dem Stützgewölbe beansprucht den Firstverbau nicht mehr. In

die Formel von PROTODJAKONOW gehen die Festigkeitszahl f und die Parabelbreite b als Parameter ein. Die Parabelbreite beträgt hier 12,4 m. Die Festigkeitszahl gibt SZECHY für Tonböden mit $f = 1$ an. Die Höhe der Druckparabel und der maximale Firstdruck errechnen sich zu:

$$h = \frac{b}{2 \cdot f} = 6,2 \text{ m} \quad ; \quad P_{\max} = \gamma \cdot h = 1,15 \text{ kp/cm}^2.$$

Nach dem mittleren gemessenen Firstdruck $F = 1,1 \text{ kp/cm}^2$ wäre die wirksame Überlagerungshöhe $h = F/\gamma = 6,0 \text{ m}$.

Der Seitendruck auf die Tunnelröhre wurde auch nach der Theorie von PROTODJAKONOW abgeschätzt. Wie bei TERZAGHI brachte auch nach dieser Theorie der Seitendruckbeiwert $\lambda = 1$ eine gute Übereinstimmung mit den Meßwerten.

9. 1. 2 Normalspannungen in der Spritzbetonschale

Im Bild 36 sind die Ergebnisse der Spannungsmessungen in der Spritzbetonschale dargestellt. Wie die Kurven zeigen, streuen die Meßergebnisse sehr stark. Trotzdem wurde hier versucht, einen sinnvollen mittleren Meßwert zu finden. Im First ergab sich ein Mittelwert von etwa 15 kp/cm^2 und an den Ulmen von jeweils 16 kp/cm^2 . Zwischen First und Ulme fällt die Normalspannung ab. Der mittlere gemessene Wert beträgt dort etwa 5 kp/cm^2 . Die Beanspruchung der Schale durch Normalspannung ist trotz der großen Streuung der Meßwerte sehr gering und liegt erheblich unter dem für den Spritzbeton zulässigen Wert von $\sigma = 100 \text{ kp/cm}^2$.

Auf die Sicherheit der Röhre gegen Scherbruch und auf ihre Standsicherheit wird in diesem Bericht nicht eingegangen. Diesbezügliche Untersuchungen wurden von Prof. L. Müller an der Universität Karlsruhe durchgeführt.

9. 2 Schildstrecke

9. 2. 1 Meßverfahren

Die Erddruckmessung am Umfang der Tunnelröhre, wie sie bei der Spritzbetonbauweise an der kraftschlüssig im Gebirge liegenden Betonschale mög-

lich war, schied bei der Schildbauweise aus. Deshalb wurden die Spannungen bzw. Dehnungen in den Tübbingen mit dem Setzdehnungsmesser gemessen. Die Einzelheiten des Meßverfahrens werden im Anhang unter Ziff. 14 beschrieben. In jeder Tunnelröhre befanden sich drei Meßquerschnitte. Die Lage der Meßringe ist im Bild 2 angegeben. Die Anordnung der Meßstellen in den beiden Stirnflächen des Meßringes ist im Bild 37 zu sehen. In der Sohle war wegen Einbauten und abgesetztem Schlamm keine Messung möglich. Jede Meßstelle bestand aus vier später sechs Meßstrecken. Ziel der Messungen war es, die Beanspruchung der Tübbinge beim Einbau und nach erfolgtem Einbau, in der Folge Endzustand genannt, zu untersuchen. Es wurden deshalb der Vortriebsmannschaft keine besonderen Auflagen für den Einbau des Meßringes gemacht. Die Meßringe wurden wie die anderen Ringe eingebaut. Die Null-Messung wurde an den lagernden Tübbingen vorgenommen. Etwa 2 bis 4 Tage später erfolgt nach dem Zusammensetzen des Ringes im Schildschwanz die erste Messung. Die zweite Messung wurde drei bis vier Wochen nach dem Einbau ausgeführt, sobald der Schildnachläufer den Meßring passiert hatte und eine direkte Beanspruchung des Meßringes durch den Vortrieb ausgeschlossen werden konnte.

9.2.2 Auswertung der Messungen

Die weiteren Messungen haben ergeben, daß die Verformungen im Ring noch nicht abgeschlossen waren, was auf das Kriechen des Betons, vielleicht auch des Tons zurückgeführt wird.

Aus der Längenänderung der Meßstrecke wurde für jede Meßstelle ein Dehnungsdiagramm erhalten und aus diesen die Dehnung der Tübbinge in der Längs- und Querrichtung ermittelt. Nun war es möglich, den Anteil der Normalkraft, des Radialmomentes und des Achsialmomentes an der Gesamtdehnung anzugeben. Im Bild 38 ist der Vorgang schematisch dargestellt. Aus den Dehnungen ließen sich die Spannungen ermitteln, wobei auch für gerissene Querschnitte ein elastisches Verhalten vorausgesetzt werden mußte. Die nachfolgend aufgeführten Einflüsse wurden bei der Spannungsermittlung nicht berücksichtigt:

Das nicht elastische Verhalten, das Quellen, Kriechen und Schwinden des Betons, sowie Temperaturunterschiede im Tübbingring.

In den Diagrammen ist die Einbaubelastung strichliert dargestellt, während der Endzustand von der ausgezogenen Kurve wiedergegeben wird. Die Längsfugen wurden wie Gelenke wirkend angenommen, was auch durch die Messungen bestätigt worden ist.

9.2.3 Normalkraft

Bild 39 zeigt den typischen Verlauf der Normalspannungen. Im Einbauzustand ist die Normalspannung im Firstbereich annähernd Null. Die größte Normalkraft tritt in den Ulmen auf. Wie die Messungen am linken Ulmentübbing (Kurvenaußenseite) zeigen, kann die Normalkraft während des Einbaus größer sein als im Endzustand. Auch können, wie hier am rechten Ulmentübbing, bereichsweise Zugkräfte auftreten. Die Zugspannungen können mit Tangential- bzw. Reibungskräften erklärt werden, die vom Schildmantel in den Ring eingeleitet werden, solange sich der Tübbingring noch im Schildschwanz befindet. Im Endzustand verschwinden diese Zugkräfte und es stellt sich zu beiden Seiten des Firstes ein symmetrischer Spannungsverlauf ein. Die kleinste Spannung i. M. 6 kp/cm^2 , bleibt jedoch im Firstbereich.

Im Bild 40 ist das Ergebnis von drei Meßquerschnitten aufgetragen. Im Vergleich mit der Spritzbetonbauweise Bild 36, ergibt sich hier ein anderes Bild. Obwohl die größten und kleinsten Spannungen (20 kp/cm^2 bzw. 5 kp/cm^2) von gleicher Größenordnung sind, traten bei der Neuen Österreichischen Bauweise die Kleinstspannungen vorwiegend nicht im First sondern zwischen dem First und den Ulmen auf.

9.2.4 Achsialmoment

Im Bild 41 ist der Verlauf des Achsialmomentes für einen Querschnitt angegeben. Wie am linken Ulmentübbing erkennbar, können die Einbaumomente

und Endmomente ungleiche Vorzeichen haben. Da die Einbaubelastung und Endbelastung völlig andere Ursachen haben, sind die entsprechenden Momente oft entgegengerichtet. Auch der Vorzeichenwechsel des Momentes innerhalb eines Tübbings konnte mehrmals festgestellt werden. Die Beanspruchung beim Einbau kann die Endbelastung um ein vielfaches übersteigen. Im Endzustand wurde dann ein zu großes Moment ermittelt, weil in dem beim Einbau überdehnten und gerissenen Querschnitt das für die Auswertung vorausgesetzte elastische Verhalten des Betons auch nicht mehr näherungsweise gilt. Das absolut größte Moment trat im First auf. Das negative Vorzeichen des Momentes zeigt eine Durchbiegung in das Tunnelinnere an. Wie die Spritzbetonschale, so wurde auch die Tübbingröhre durch den aktiven Firstdruck zusammengedrückt, während sie sich in den Ulmen aufgeweitet (vgl. 6.2.2) und im Gebirge einen Reaktionsdruck geweckt hat. Grundsätzlich besteht daher in der Verformung der Tübbingröhre und der Spritzbetonröhre kein Unterschied.

Die Zusammenstellung der ermittelbaren Momente im Bild 42 gibt unter den getroffenen Voraussetzungen für den First ein Moment von etwa - 11 Mpm an. Die Ulmenmomente betragen i. M. etwa + 8 Mpm.

9.2.5 Radialmomente

Die Radialmomente geben die Beanspruchung der Tübbinge in Tunnelrichtung an und zeigen einen völlig unregelmäßigen Verlauf sowohl nach dem Einbau als auch im Endzustand. Während bei den Normalspannungen und Achsialmomenten im Endzustand die Unregelmäßigkeiten etwas ausgeglichen sind, so ist dies bei den Radialmomenten (Bild 43) nicht erkennbar. Auch für das Radialmoment kann der Einbau die größte Beanspruchung darstellen, wie Bild 44 zeigt. Es ist hier ein Moment von 100 Mpm ermittelt worden, was zu entsprechenden Rissen im Tübbing geführt hat. Die Zusammenstellung im Bild 45 zeigt noch einmal die unregelmäßige Verteilung der Radialmomente. Im Mittel schwanken sie zwischen + 25 Mpm und - 30 Mpm und sind damit 2 - 3 mal so groß, wie Achsialmomente. Für die Größe des Radialmomentes ist zunächst das Einsetzen des keilförmigen Schlußsteines verantwortlich, was oft zu Verkantungen geführt hat. Als weitere unvermeidbare Ursache

kann die Abweichung von der Vortriebsrichtung angesehen werden. Entscheidend sind jedoch die Auflagerbedingungen von Ring zu Ring, die bei ungenauem Paßsitz der Nut und Feder zu hohen Beanspruchungen führen können. Große Belastungen für die Tübbingringe bringt auch die Kurvenfahrt des Schildes, bei der die Vortriebspresen ungleich eingesetzt werden müssen. Schließlich kann ein zu hoher Druck beim Verpressen oder Nachverpressen des Ringspaltes zu einer unvorhergesehenen Belastung des Ringes führen.

Die größten Momente sowohl in Achsial- als auch in Radialrichtung wurden im Einbauzustand in den engen Kurven der Strecke gemessen. Weitere Ergebnisse werden im Anhang auf den Bildern 62 - 69 gebracht.

9.2.6 Vergleich mit der Berechnung

Ein Vergleich der gemessenen Belastungen mit Berechnungen nach dem Verfahren von SCHULZE/DUDDECK [8] zeigt, daß sich die Achsialmomente recht gut abschätzen lassen, Je nach dem, ob man die tangential zum Mantel wirkende Erddruckkomponente berücksichtigt oder nicht, erhält man einen unteren und oberen Grenzwert. Für die hier vorliegenden Abmessungen und Überlagerungen erhöht sich die Beanspruchung der Tübbing unter der radialen Lastkomponente um etwa 100% bei Berücksichtigung der tangentialen Lasten. Für die horizontale Bettung kann nach Versuchen im Frankfurter Ton eine Steifeziffer von $E_s = 4000 \text{ Mp/m}^2$ für die Wiederbelastung angenommen werden. Hierbei wird eine Vorbelastung beim Verpressen des Ringspaltes vorausgesetzt. Für ein Seitendruckverhältnis $\lambda = 0,5$ ergab die Berechnung im First ein Moment zwischen 9,5 Mpm und 18 Mpm und in den Ulmen zwischen 8 Mpm und 15 Mpm. Die größeren Werte gelten bei Berücksichtigung der tangentialen Lasten. Gemessen worden ist in den beim Einbau nicht überbeanspruchten Ringen ein Firstmoment von 11 Mpm und ein Ulmenmoment von 8 Mpm.

Die berechneten Normalkräfte weichen von den Meßwerten stärker ab. Nach der Rechnung verläuft die Normalspannung im Tübbingring relativ gleichmäßig. Unter der radialen Belastung ergeben sich im First 6 kp/cm^2 und $6,5 \text{ kp/cm}^2$ in den Ulmen. Für den radialen und tangentialen Lastfall ändern

sich die entsprechenden Spannungen auf $3,5 \text{ kp/cm}^2$ und 8 kp/cm^2 . Im First wurde eine mittlere Normalspannung von 8 kp/cm^2 und in den Ulmen von 35 kp/cm^2 gemessen. Die große Normalspannung in den Ulmen läßt auf entsprechende Tangentialkräfte schließen. Diese sind denkbar, da sich der Boden neben der Röhre gesetzt hat. Im Vergleich mit der Betondruckfestigkeit sind die gemessenen Normalspannungen jedoch gering.

Als Ergebnis läßt sich festhalten, daß die Beanspruchung der Tübbinge theoretisch noch nicht exakt erfaßt werden kann. Neben der Berechnung muß daher eine sorgfältige Abschätzung der erfaßbaren und nichterfaßbaren Einflüsse einhergehen. Tübbinge können beim Einbau und Schildvortrieb stärker auf Biegung beansprucht werden, als im eingebauten Zustand.

Alle zur Zeit im Tunnelbau angewandten Berechnungsverfahren setzen ein elastisches und idealisiertes Verhalten des Werkstoffes und des Bodens voraus. Die Gewölbebildung im Boden wird nicht berücksichtigt. Die unregelmäßigen Beanspruchungen beim Einbau lassen sich weder vorausbestimmen noch lokalisieren. Weitergehende Untersuchungen sollten sich daher zunächst weniger um die Verfeinerung der Berechnungsverfahren, sondern mehr auf die Erfassung der aufgezeigten Einflüsse bemühen.

10. Setzungsmessungen an Gebäuden

10.1 Versuchsstrecke

Die zum Abbruch bestimmten Häuser, Römerberg 26/28, an denen die Setzungsmessungen durchgeführt wurden, sind im Lageplan auf Bild 46 eingezeichnet. In dem Plan sind auch die Stollen und der Meßquerschnitt I eingetragen. Die Häuser wurden etwa 1955 als Stahlbetonskelettbauten mit massiven Kellerwänden aus Stampfbeton errichtet. Beide Häuser besitzen 3 Stockwerke und ein ausgebautes Dachgeschoß. Der Anbau des Hauses Nr. 26 hat ein Erd- und Obergeschoß sowie eine Dachterrasse. Um dem historischen Bild des Römerberges gerecht zu werden, wurden die Vorderfronten der Häuser mit Sandsteinplatten verkleidet. Das Setzungsverhalten der beiden Häuser

wurde an insgesamt 41 Meßbolzen, die in den Kellerräumen etwa 20 cm über dem Fußboden angebracht waren, untersucht. Die Absolutsetzungen und die Setzungsdifferenzen wurden durch Feinnivellements bestimmt.

Im Bild 47 ist die Setzung der Häuser während des Stollenvortriebs im Schnitt \overline{AA} (siehe Bild 46) dargestellt. Vorher traten gleichmäßige Setzungen von 25 mm infolge der Grundwasserabsenkung auf. Diese relativ kleine Setzung und die anfänglich von Ost nach West verlaufende Neigung von etwa 1 : 6500 ist vermutlich auf die Entlastung und Hebung des Tons neben der 20 m tiefen Baugrube zurückzuführen. Beim Auffahren der beiden Tunnelröhren reagierten die Gebäude sofort mit einer zum aufgefahrenen Hohlraum hinggerichteten Bewegung. Während des Vortriebs haben die Gebäude eine Schaukelbewegung ausgeführt. Die einzelnen Gebäudeteile haben sich dabei relativ starr verhalten. Deutliche Setzungsunterschiede sind nur in ausgesprochenen Schwächezonen, wie z. B. an der Trennwand zwischen dem Hauptbau und dem Anbau aufgetreten. Wie der Grundriss zeigt, ist die Kellerwand in diesem Bereich unterbrochen, während der aufgehende Gebäudeteil durch große Fenster und Türen aufgegliedert ist. Diese Nahtstelle übte somit eine Gelenkfunktion zwischen den beiden starren Gebäudeteilen aus. Die Setzungsunterschiede haben jedoch außer zwei unbedeutenden 0,3 mm weiten Rissen in den Kellerwänden keine Schäden verursacht. Im Bild 46 sind beide Risse eingezeichnet. Sie verlaufen quer zur Vortriebsrichtung von der Kellerdecke unter 45° geneigt in Richtung auf die Südröhre. Nach der Unterfahrung der Gebäude hat sich eine nach Westen gerichtete Endneigung von maximal 1:900 eingestellt. Eine Durchbiegung des Hauptgebäudes konnte nicht festgestellt werden. Beim Verhältnis Länge zur Höhe 1 : 1,6 war die Schmalseite der Gebäude starr genug, um die Durchbiegung zu verhindern. Im Anbau konnte dagegen eine sehr geringe Durchbiegung in Längsrichtung festgestellt werden (maximal 1 mm). Im Anbau war das Verhältnis Länge zur Höhe 1 : 0,9.

Die Setzung der Häuser längs der Vorderfront ist im Bild 48 der Setzungsmulde in der Geländeoberfläche gegenübergestellt. Bauwerks- und Gelände-

setzung sind nicht identisch. Auch hier verhielten sich die Hausfronten starr. Ein deutlicher Knick trat wieder an der gemeinsamen Brandmauer der Häuser auf. Die gegenseitige Verdrehung der beiden Fronten betrug etwa 1 : 1100. In Höhe des Dachgeschosses müßten sich somit die beiden Hausfronten um etwa 15 mm aufeinander zubewegt haben. Trotz sorgfältiger Untersuchung sind keine Risse, noch sonstige Schäden im aufgehenden Bauwerk festgestellt worden. Im Bereich der Brandmauer bereits vorhandene bis zu 1 cm breite Risse wurden mit Gipsmarken überprüft. Es konnte jedoch keine Verschiebung nachgewiesen werden. Die beiden Hausfronten konnten offenbar die Schubverformung schadlos ausführen. Zahlreiche verklemmte Fenster und Türen deuten darauf hin.

Im Bild 49 sind noch einmal die Setzungen in einigen Hausquerschnitten dargestellt. Während die starren Außenfronten eben geblieben sind, wechselt die Neigung in der Mitte der Häuser mehrmals, weil dort die aussteifenden Wandscheiben fehlen.

Allgemein läßt sich festhalten, daß sich unterfahrende Hausfronten ab einem bestimmten Verhältnis der Höhe zur Länge, wie starre Scheiben verhalten. Fensteröffnungen beeinflussen bei gleichmäßiger Anordnung die Scheibenwirkung nicht. Bei schräger Unterfahrung erfahren die Gebäude außer einer Schiefstellung auch eine Verdrehung. Setzungsunterschiede und daraus resultierende Neigungen bis 1 : 450 wurden von den Stahlbetonskelettbauten ohne jeden Schaden mitgemacht, wenn von zwei unbedeutenden Rissen im Kellergeschoß abgesehen wird. Auch an der Fassadenverkleidung aus vorgehängten Sandsteinplatten konnten keine Schäden festgestellt werden.

Im weiteren Verlauf ist das historische Frankfurter Rathaus "Der Römer" unterfahren worden. Da die einzelnen Bauteile dieses sehr verschachtelten Bauwerkes aus verschiedenen Epochen stammen, sind neben alten Gewölben auch Stahlbetonkonstruktionen vertreten. Nach Beendigung der Vortriebsarbeiten haben sich auch an diesem unhomogenen Baukörper außer wenigen unbedeutenden Rissen keine Schäden ergeben.

10.2 Schildstrecke

Auch in der Schildstrecke wurden zahlreiche Gebäude unterfahren, an denen Setzungsmessungen vorgenommen worden sind. Sie wurden jedoch weniger aufwendig als in der Versuchsstrecke durchgeführt und beschränkten sich auf Nivellement-Messungen an den Außenwänden in Geländehöhe. In diesem Bericht wird nur auf das Setzungsverhalten der Gebäude eingegangen, die sich in unmittelbarer Nähe eines Setzungsmeßquerschnittes befanden.

10.2.1 Dominikanergasse 5

Im Bereich der Dominikanergasse sind zwei fast allein stehende Gebäude unterfahren worden. Im Bild 50 sind ihre Fundamente und die beiden Tunnelröhren angegeben. Im Unterschied zur Versuchsstrecke waren hier die Häuser zweimal einem Setzungsvorgang ausgesetzt, da die beiden Röhren nacheinander aufgefahren worden sind. Am Haus Dominikanergasse 5 konnte das Verhalten von Gewölben untersucht werden. Das Kellergeschoß, das etwa aus dem 18. Jahrhundert stammt und zum ehemaligen Dominikanerkloster gehörte, besteht aus 2 mächtigen, halbkreisförmigen Tonnengewölben aus Sandsteinmauerwerk. Ihre Höhe beträgt etwa 2,5 m. Die Außenwände sind im Kämpferbereich etwa 1 m dick. Die mit Fertigteilen abgedeckten Obergeschosse sind teilweise neueren Datums und bestehen aus Mauerwerk. In südlicher Richtung schließt sich an das Haus eine nicht unterkellerte Lagerhalle aus Ziegelsteinmauerwerk an.

Im Bild 51 sind die Nordseite des Hauses, die Setzungsmulde in der Geländeoberfläche sowie die Schiefstellung des Hauses dargestellt. Dieses Gebäude liegt im Bereich der Tunnelstrecke, wo wegen der ungünstigen Bodenverhältnisse und der kleinen Trassenradien die größten Setzungen gemessen worden sind. Die größte Setzung des Hauses ist an der Nordweststrecke zu 19,2 cm gemessen worden (Einfluß beider Röhren). Die kleinste Setzung von 4,6 cm ist an der Süd-Ost-Ecke aufgetreten. Wie Bild 51 zeigt, haben sich schon beim Auffahren der ersten Röhre (Südröhre) sehr große Neigungen ergeben. In der Nordfront war der Setzungsunterschied 6,4 cm,

was einer Neigung von 1:210 entspricht. Da sich in der Hausmitte kein Nivellierungspunkt befand, konnte nicht festgestellt werden, ob die Vorderfront eben geblieben ist. Nach den entstandenen Rissen und der Lage der Gewölbe zur Setzungsmulde muß jedoch davon ausgegangen werden, daß das Kellergerüst ein Knick bzw. einen Sprung aufweist. Im westlichen Tonnengewölbe wurde in etwa 2 m Höhe ein nahezu horizontaler Riss (Breite 0,5 mm) über die gesamte Gewölbelänge festgestellt. Wie Bild 51 zeigt, setzt sich dieser Riss in vertikaler Richtung in der Nordfront des Hauses fort. Beim Auffahren der zweiten Röhre sind keine weiteren Risse mehr aufgetreten, lediglich die Neigung hat sich auf 1:260 vergrößert. Aus der Lage der Risse zur Setzungsmulde kann geschlossen werden, daß mit Rissen in den Bereichen zu rechnen ist, wo die Setzungsmulde des Hauses die Setzungsmulde des Bodens schneidet. Bild 52 zeigt die Westseite des Hauses mit den entsprechenden Setzungskurven. Man erkennt, daß das gesamte Haus vom angebauten Lagerraum abgerückt ist. Im Bereich der Brandmauer hatte sich ein Riss von 4 - 6 cm Weite gebildet. Das Mauerwerk vom Lagerhaus ist zum Teil mitgenommen worden, obwohl dieses außerhalb der Setzungsmulde lag. Der Sprung zwischen dem Lagerraumfundament und dem Kellergewölbe betrug an dieser Stelle etwa 2 cm. Wegen der sehr hohen Steifigkeit des Tonnengewölbes in Längsrichtung kann angenommen werden, daß die Westseite des Hauses eben geblieben ist. Die sich aus den Setzungsunterschieden ergebende Neigung der Hausfront betrug etwa 1:150. Nach dem Auffahren der zweiten Röhre (Bild 53) vergrößerte sie sich auf 1:130. Auch hier gilt die Feststellung, daß die Risse in den Bereichen auftreten, wo die Setzungsmulden des Bodens und des Gebäudes sich schneiden. Das Setzungsverhalten der Ostseite des Gebäudes ist im Bild 54 dargestellt. Die Endneigung war dort 1:210. In einem Grundriss auf Bild 54 sind die Endneigungen noch einmal zusammengestellt. Das Gebäude wurde von Süden nach Norden verdreht. Das Tonnengewölbe hat eine relativ gleichmäßige Setzung erzwungen und wies trotz der ihm aufgezwungenen extrem großen Neigung und Verdrehung keine größeren Schäden auf. Die Standsicherheit des Gewölbes war nicht gefährdet. Im Gegensatz dazu hat das aufgehende Gebäude beträchtliche Schäden erlitten. Es sind nicht nur Risse in den Außenwänden aufgetreten. Dies läßt den Schluß zu, daß das Gebäude ohne die steifen Gewölbe der Beanspruchung kaum standgehalten hätte.

10.2.2 Dominikanergasse 7

Beim Gebäude Dominikanergasse 7 (Bild 55), einem auf Streifenfundamenten gegründeten Haus, erreichte die Neigung der Ostwand 1:830 bei der ersten und 1:770 bei der zweiten Unterfahmung. Mit einem Verhältnis von 1:1,2 von Länge zur Höhe war in dieser fast fensterlosen Wand kein Riss festzustellen. Lediglich die Kellertreppe hatte sich von der Hauswand gelöst. Bemerkenswert war hier die Schaukelbewegung des Hauses. Nach dem Auffahren der ersten Tunnelröhre war die Neigung nach Süden gerichtet, während nach dem Auffahren der zweiten Röhre dieselbe Hausfront sich nach Norden neigte. Die Westfront wurde von dieser Bewegung nicht erfaßt.

10.2.3 Fahrgasse

In der Fahrgasse (18 - 20) wurden zwei dreistöckige Wohnhäuser unterfahren. Beide sind etwa 42 m lang und mit Kellergeschoß 12 m hoch. Die Gebäude wurden im rechten Winkel zu ihren Längsachsen unterfahren (Bild 56). Die einheitlich aufgebauten Häuser haben sich um 4 cm durchgebogen (Bild 57). Außer drei unbedeutenden Rissen (1 mm) wurden an den Häusern keine Schäden festgestellt.

Im Gegensatz zu diesen Gebäuden bilden die Häuser Fahrgasse 21 - 23 nach Bild 56 einen Winkel. Sie sind durch eine Durchfahrt und ein durchgehendes Treppenhaus ohne aussteifende Trennwände geschwächt. Bereits nach dem Auffahren der ersten Tunnelröhre (Bild 58) entstanden 2 - 4 cm breite Risse im Bereich des Treppenhauses. Der nördliche Teil, der in der Fahrgasse gelegenen Hausfront läßt wie die Gebäude 18 - 20 eine Durchbiegung erkennen, während der südliche Teil dieser Hausfront (Nr. 21) durch den Querflügel versteift worden ist. Der schwächste Teil war das Treppenhaus, wo auch Schäden erwartet wurden. Im Bild 59 ist die Westfront der Häuser nach dem Auffahren der beiden Tunnelröhren dargestellt. Deutlich erkennbar ist das starre Verhalten des nach Westen abgewinkelten Hauses Fahrgasse 21 und der Setzungssprung im Bereich des Treppenhauses. Dort, wo die Biegelinie der nördlichen Hausfront die Setzungsmulde des Bo-

dens schneidet, sind auch die Risse aufgetreten. Bild 60 zeigt noch einmal das Setzungsverhalten der Gebäude Fahrgasse 21 - 23, nach einer und nach der zweiten Unterfahmung. Deutlich erkennbar ist der Richtungswechsel der Durchbiegung.

11. Zusammenfassung

11.1 Vorbemerkung

Im Jahre 1969 wurden in Frankfurt/Main zwei Baulose für die bergmännische Bauweise vergeben. Eine Tunnelstrecke sollte in der schon bewährten Schildbauweise; die zweite erstmalig im Stadtgebiet in der sogenannten Neuen Österreichischen Bauweise (Spritzbetonbauweise) aufgeföhren werden. Um Erfahrungen mit der letztgenannten Bauweise bei den Frankfurter Bodenverhältnissen zu sammeln, wurden die ersten 50 m dieser Tunnelstrecke als Versuchsstrecke vorgetrieben. In Zusammenarbeit mit dem Stadtbahnbauamt Frankfurt und der Universität Karlsruhe wurde der Unterzeichnete vom Bundesverkehrsministerium beauftragt, eingehende Messungen bei beiden Bauweisen vorzunehmen. Ziel der Untersuchungen war es, die Bodenverformungen und speziell die bei beiden Vortrieben auftretenden Setzungen miteinander zu vergleichen. Dehnungsmessung an den Stahlbetontübungen und Druckmessungen in der Spritzbetonauskleidung sollten über die Spannungsverteilung in der Tunnelröhre Auskunft geben. An einigen der unterföhrenen Häuser wurde das Setzungsverhalten der Gebäude untersucht.

11.2 Untergrund

Beide Tunnelröhren liegen bei 11,5 m Überdeckung im tertiären Untergrund. Unter einer bis zu 7 m hohen quartären Kies- und Sandschicht steht der Frankfurter Ton, ein hochplastischer Tonmergel, an. Im Tonmergel sind in unregelmäßiger Folge und Dicke Kalksteine und Hydrobiensande eingelagert. In der Schildstrecke wird der Tonmergel im Bereich eines ehemaligen Mainarmes stellenweise von Hydrobiensanden verdrängt. In beiden Tunnelstrecken mußten das Grundwasser abgesenkt und das Kluftwasser in den Kalksteinbänken entspannt werden.

11.3 Vortrieb in der Neuen Österreichischen Bauweise

In der Neuen Österreichischen Bauweise wurden beide Tunnelröhren synchron vorgetrieben. Beim Vortrieb der beiden 6,4 m weiten Röhren wurden zunächst die Kalotte, dann die Strossen und die Sohle ausgebrochen. Nach jedem Arbeitsgang wurde das Gebirge mit Spritzbeton gesichert. Mit dem Sohlschluß war der Spritzbetonring geschlossen. Die mit Baustahlmatten bewehrte Spritzbetonschale ist 20 cm dick und in 1,2 m großen Abständen mit eingespritzten Stahlbögen verstärkt worden. Die Bögen wurden im Gebirge verankert.

11.4 Neue Österreichische Bauweise - Ergebnis der Setzungsmessung

Insgesamt wurden in der Geländeoberfläche etwa 8 cm Setzung gemessen. Der Anteil der Grundwasserabsenkung an dieser Setzung war 3,5 cm, während der Vortrieb der beiden Röhren die restlichen 4,5 cm verursacht hat. Die größte Setzung infolge eines Tunnelvortriebs war 3,5 cm. Die Setzungsmulde erstreckte sich 30 m quer zum Tunnel und eilte der Ortsbrust etwa 17 m voraus. In Tunnelrichtung war die Setzungsmulde flacher geneigt als quer zu den Tunnelröhren. Die Auswertung der Meßergebnisse ergab mehrere Verformungsvorgänge im Umkreis des aufgefahrenen Hohlraums. Während des Ausbruchs begann das entspannte Gebirge von allen Seiten in den Hohlraum einzudringen. Über jeder Tunnelröhre entstand eine Zone, in der sich der Boden nach unten bewegte. Im oberen Teil dieser Silozone hing sich der Boden am benachbarten Erdreich auf und bildete ein Gewölbe, das sich nach den Seiten abstützte. Unter dem Gewölbe entstand gleichzeitig eine parabelförmige Auflockerungszone, die mit ihrem vollen Gewicht auf der Tunnelröhre lastete. Die Bewegung der Auflockerungszone konnte erst durch die erhärtende Spritzbetonschale aufgefangen werden, was zu einer Zusammendrückung der Röhre führte. Die damit verbundene Aufweitung an den Ulmen erzeugte den notwendigen Reaktionsdruck. Etwa 10 m bis 15 m hinter der Ortsbrust hatte sich das Gleichgewicht zwischen Gebirge und Ausbau eingestellt.

Die Setzungen infolge Vortrieb sind somit auf zwei Verformungsvorgänge zurückzuführen. Etwa $2/3$ der gemessenen Setzungen entstanden durch das Eindringen des Bodens in den geöffneten Hohlraum. Die mit der Gewölbebildung verbundene Spannungsumlagerung bewirkte das restliche Drittel der Setzung.

Die Untersuchung des zeitlichen Ablaufs der Setzung ergab, daß etwa 50% der jeweiligen Gesamtverformung vor der Ortsbrust auftrat. Bis zum Ringschluß, dem Zeitpunkt, von dem ab der Ausbauwiderstand aktiviert werden konnte, waren 80% der Gesamtverformung im Firstbereich aufgetreten. Bei der Österreichischen Bauweise traten demnach der überwiegende Teil der Verformungen vor der geschlossenen Röhre, in dem durch den Ausbruch entspannten und noch nicht abgestützten Gebirge auf.

11.5 Vortrieb in der Schildbauweise

Im Gegensatz zur Neuen Österreichischen Bauweise wurden die Tunnel beim Schildvortrieb nacheinander aufgeföhren. Zum Einsatz kam ein halbmechanischer Schild von 6 m Länge, mit einem Außendurchmesser von 6,7 m. Die Tunnel wurden mit Stahlbetontübbingen ausgebaut. Jeder Ring bestand aus 4 gleichgroßen Tübbingen und einem keilförmigen Schlußtübbing. Die Tübbinge waren 90 cm breit und 35 cm dick. Die Längs- und Ringfugen waren mit Nut und Feder ausgerüstet.

11.6 Schildvortrieb - Ergebnis der Messungen

Im mit der Versuchsstrecke vergleichbaren Untergrund betrug beim Schildvortrieb die Gesamtsetzung 4,2 cm. Beim Vortrieb einer Tunnelröhre ergab sich eine maximale Setzung von 3,2 cm. Die Form der Setzungsmulde unterschied sich nicht von der bei der Österreichischen Bauweise. Bis in etwa 6 m Tiefe war auch hier die Setzung nahezu konstant. Die Silozone mit Gewölbe und Auflockerungszone konnte auch in der Schildstrecke nachgewiesen werden.

Die Spannungsmessungen an den Tübbingern ergab, daß die Beanspruchung der Tübbinge beim Einbau wesentlich größer sein kann, als im endgültigen Zustand. Schäden an den Tübbingern waren nur beim Zusammensetzen der Ringe und unter der Vortriebsbelastung aufgetreten. Die Größe der Einbaubelastung konnte nicht genau bestimmt und lokalisiert werden. Sie ist von verschiedenen Einflüssen, wie Fugenausbildung, Paßsitz der Ringe und Kurvenfahrt des Schildes abhängig.

11.7 Setzungsverhalten der Gebäude

Die Setzungsmessung an den unterfahrenen Gebäuden ergab, daß die Außenwände im allgemeinen sich wie starre Scheiben verhalten, sofern die Wandhöhe zur Wandlänge ein bestimmtes Verhältnis erreicht. Langgestreckte Gebäude können bei günstiger Lage sich ohne nennenswerte Schäden durchbiegen. Werden die Gebäude nicht rechtwinklig unterfahren, so tritt außer einer Schiefstellung auch eine Verdrehung auf. Werden zwei benachbarte Tunnelröhren nacheinander aufgeföhren, so kann den unterfahrenen Häusern eine Schaukelbewegung aufgezwungen werden, die jedoch nicht zu Schäden führen muß. Am widerstandsfähigsten gegen Setzungsunterschiede erwies sich ein Tonnengewölbe, das extrem große Winkelverdrehungen bis zu 1:130 ohne Schäden mitgemacht hatte. Ungünstig auf das Setzungsverhalten wirkte sich das Aufeinandertreffen unterschiedlich steifer Gebäude aus. Durchgehende Treppenaufgänge ohne aussteifende Wände bildeten innerhalb von Wandscheiben Schwächezonen. Risse traten bevorzugt über dem Schnitt der Biegemulde des Hauses mit der Setzungsmulde im Boden auf. Im allgemeinen sind die bei der Österreichischen Bauweise und im vergleichbaren Streckenabschnitt bei der Schildbauweise aufgetretene Setzungsunterschiede von allen unterfahrenen Gebäuden ohne nennenswerte Schäden aufgenommen worden.

11.8 Vergleich der beiden Bauweisen

Die maximale Setzung in der Versuchsstrecke war bei vergleichbaren Verhältnissen mit etwa 10% größer als in der Schildstrecke. Im Endzustand

waren sowohl die Spritzbetonröhre als auch die Tübbingröhre zu einer liegenden Ellipse verformt worden. Der zeitliche Ablauf der Verformungen ist bei beiden Bauweisen grundsätzlich verschieden. Bei der Neuen Österreichischen Bauweise treten die Verformungen zum größten Teil vor dem Ringschluß auf. Beim Schildvortrieb sind die Entspannungsverformungen im Ausbruchquerschnitt weitaus geringer, weil der starre Schildmantel und die Querbühnen das Gebirge weitgehend abstützen. Nur etwa 10% der Gesamtsetzung lassen sich auf die Entspannung des Bodens vor der Ortsbrust zurückführen. Im Gegensatz zur Neuen Österreichischen Bauweise tritt der Hauptteil der Setzungen beim Schildvortrieb nach dem Ringeinbau auf. Der hinter dem Schildschwanz freiwerdende Ringspalt, und der bei der Kurvenfahrt entstehende Hohlraum geben dem Gebirge die Möglichkeit, sich zu entspannen und zu setzen. Aus dem Setzungsverhalten der unterfahrenen Gebäude lassen sich keine unterschiedlichen Auswirkungen der beiden Bauweisen auf die Bebauung ableiten.

12. Literaturverzeichnis

- [1] LOOS, W. /BRETH, H.
Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaues und
Berechnung des Gebirgsdruckes
Der Bauingenieur 1949, Heft 5, S. 129 - 135
- [2] TERZAGHI, K. /JELINEK, R.
Theoretische Bodenmechanik
Berlin/Göttingen/Heidelberg 1954, S. 72 - 79
- [3] SZECHY, K.
Tunnelbau
Wien/New York 1969
- [4] MANDEL, G. /WAGNER, H.
Verkehrstunnelbau
Berlin/München 1968
- [5] SCHIERLE, M.
Technik und Anwendungsgrundsätze des Rohrvortriebes
Baumaschine und Bautechnik 1971, Heft 4, S. 145 - 157
- [6] MÜLLER, L.
Abschließender Bericht über die Messungen in der
Versuchsstrecke, Karlsruhe 22. Oktober 1970.
Erstattet an die Arge Baulos 25, Frankfurt/M.
- [7] KASTNER, H.
Statik des Tunnel- u. Stollenbaues
Berlin/Göttingen/Heidelberg 1962
- [8] SCHULZE, H. /DUDDECK, H.
Spannungen in schildvorgetriebenen Tunneln
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1964
- [9] SMOLTCZYK, H. U.
Internationale Tagung für Bodenmechanik und
Grundbau in Mexiko
Baumaschine u. Bautechnik, Heft 12, 1969, S. 532

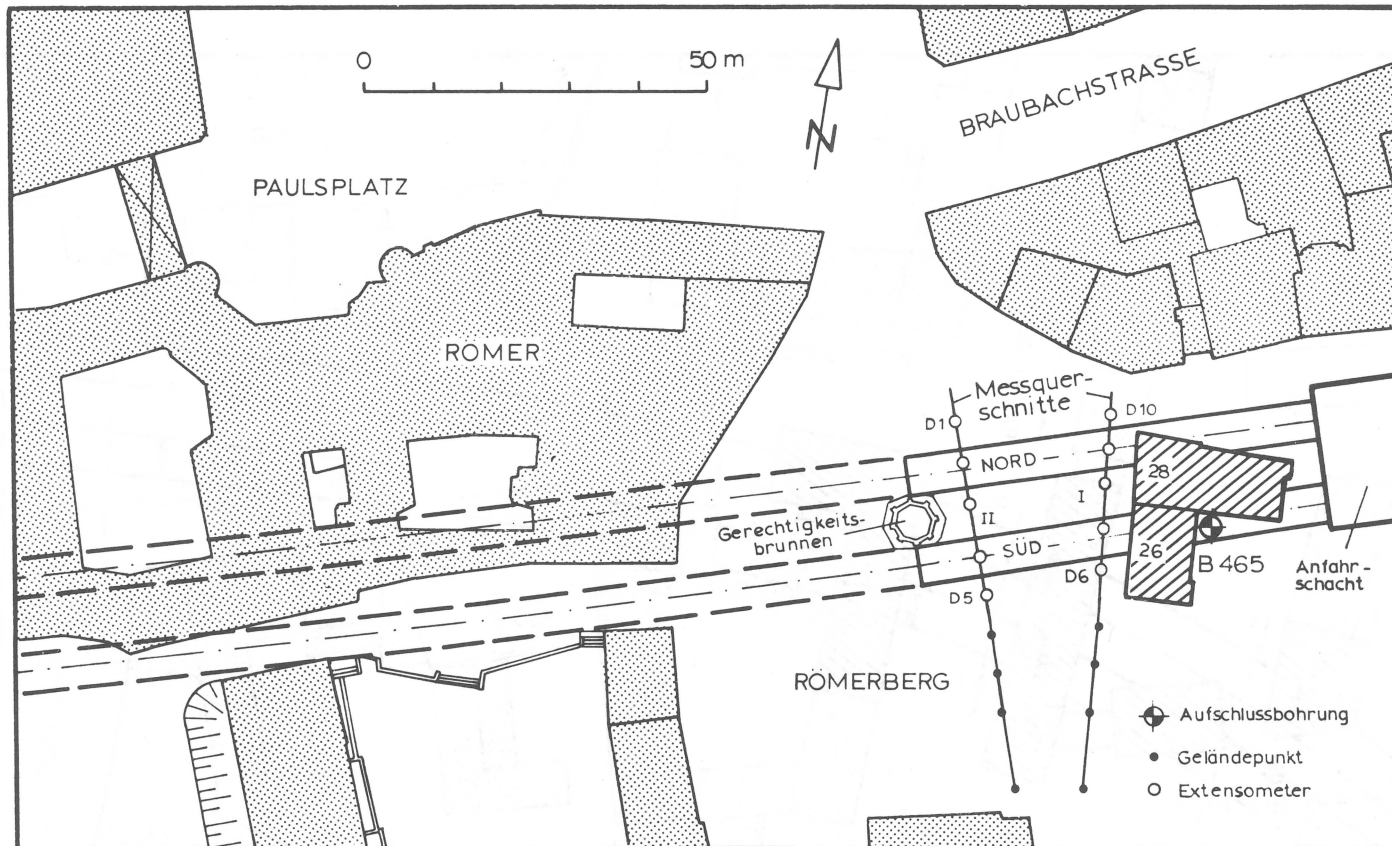


BILD 1 : Versuchsstrecke in der Neuen Österreichischen Bauweise in Frankfurt / Main Römerberg

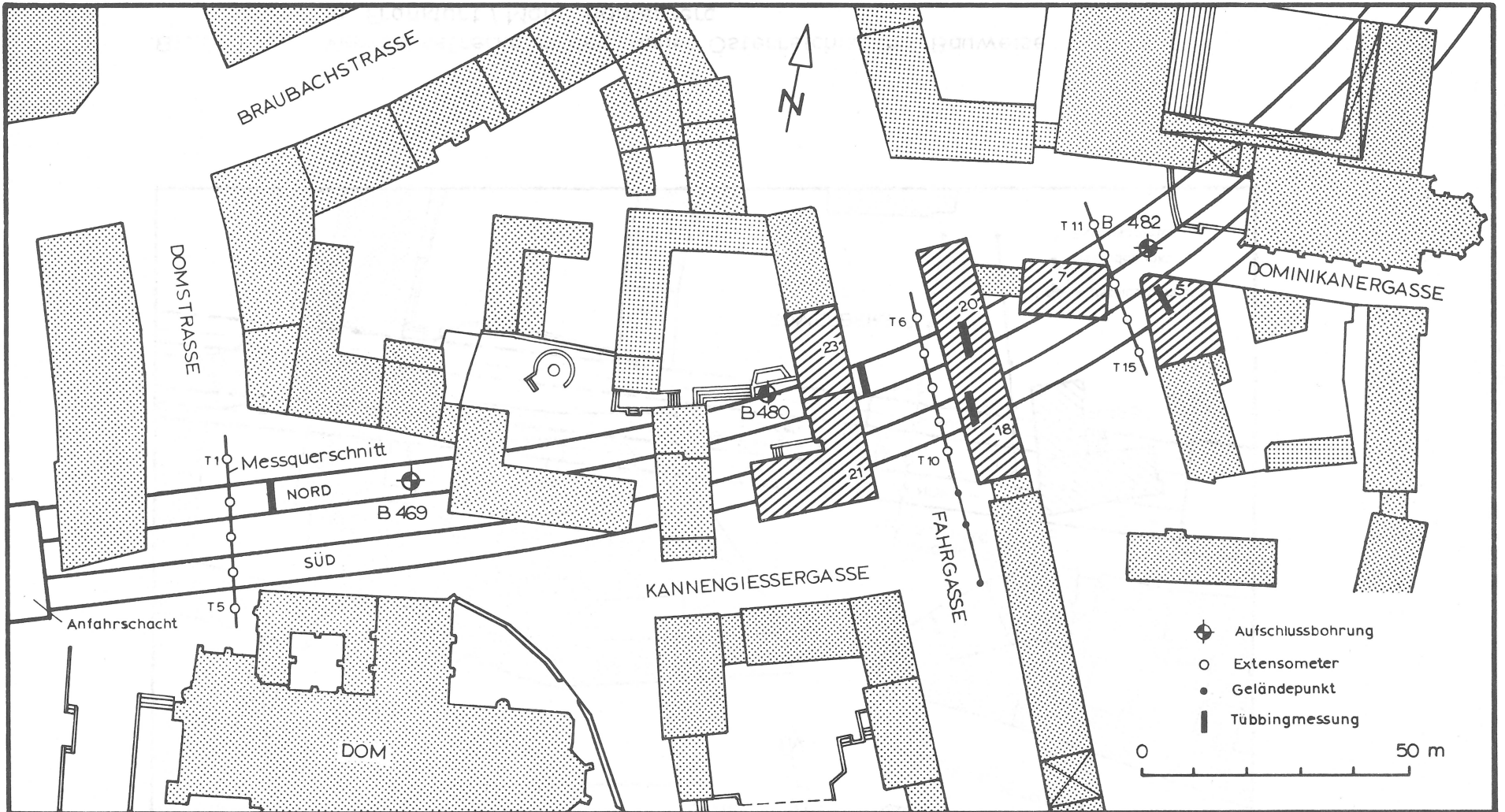
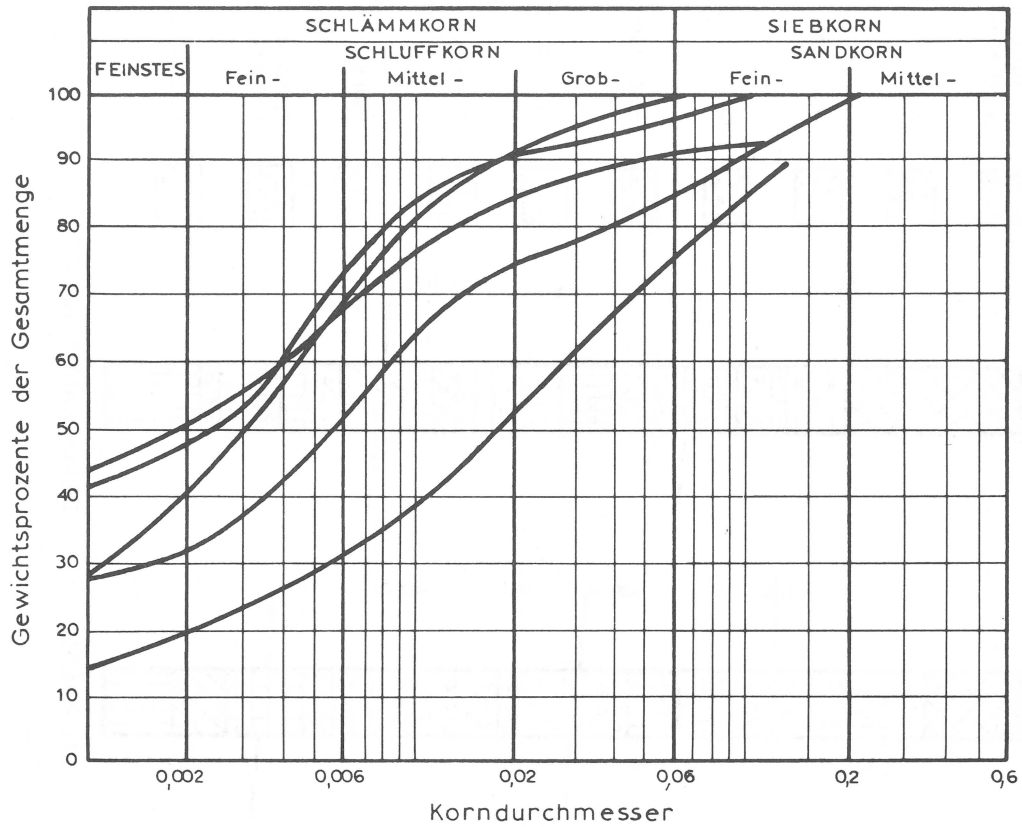


BILD 2 : Tunnelstrecke in der Schildbauweise



		MITTELWERT	GRÖSSTWERT	KLEINSTWERT
Feuchtraumgewicht	Mp / m ³	1,82	1,85	1,71
Porenvolumen	%	50	58	45
natürl. Wassergehalt	%	35	45	22
Fliessgrenze	%	63	73	37
Plastizität	%	37	45	18
Konsistenz	—	0,82	1,1	0,4
Sättigung	%	94	100	80
Rohtongehalt	%	38	50	20
Aktivität	—	1,0	1,3	0,7
Zylinderdruck	kp/cm ²	3,0	5,5	1,3
ENDFESTIGKEIT				
Reibungswinkel	°	20	25	18
Kohäsion	kp/cm ²	0,2	0,6	0,1

BILD 3 : Kennwerte des Frankfurter Tonmergels

SPRITZBETONBAUWEISE

BODENPROFILE SCHILDSTRECKE

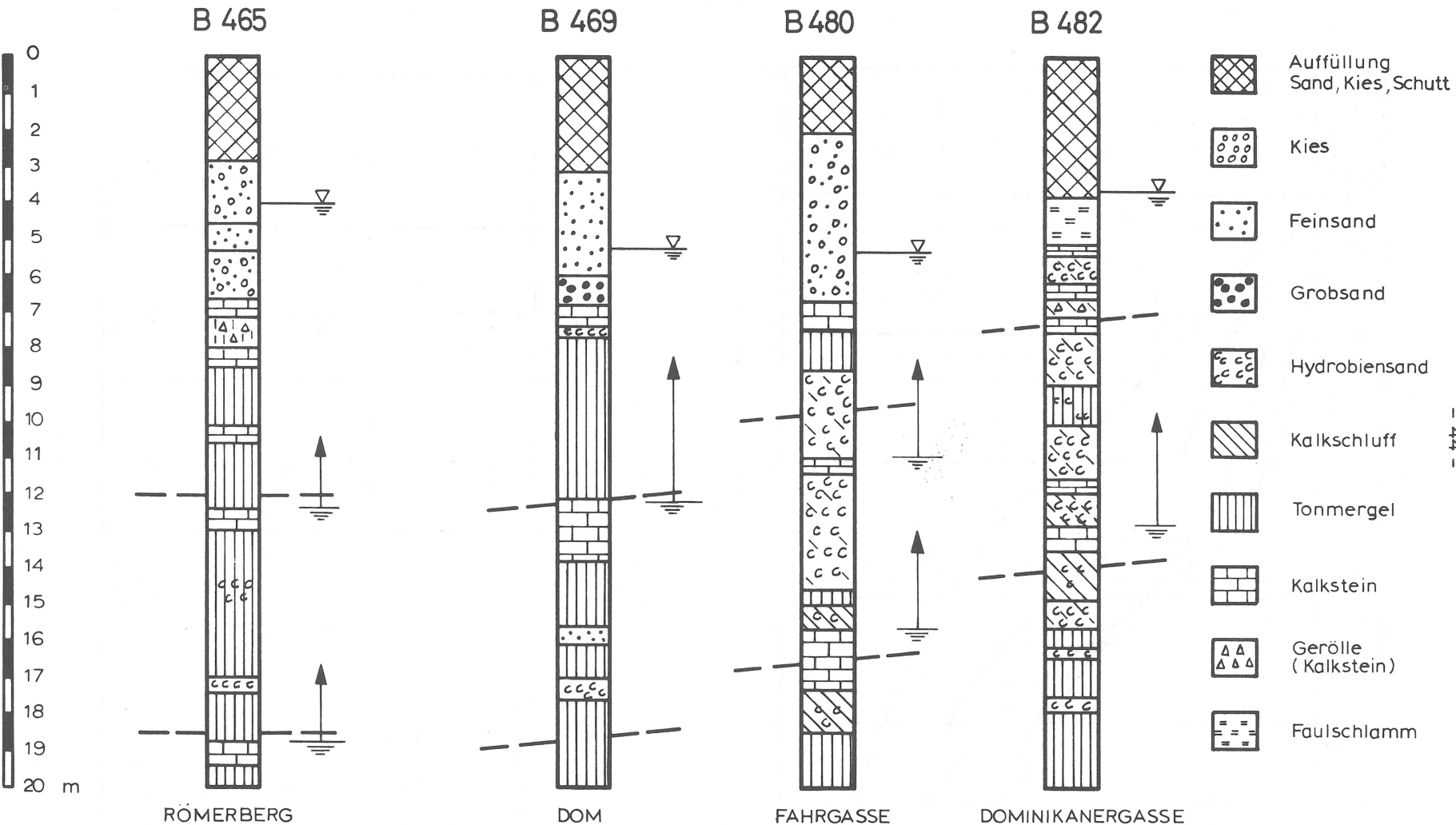
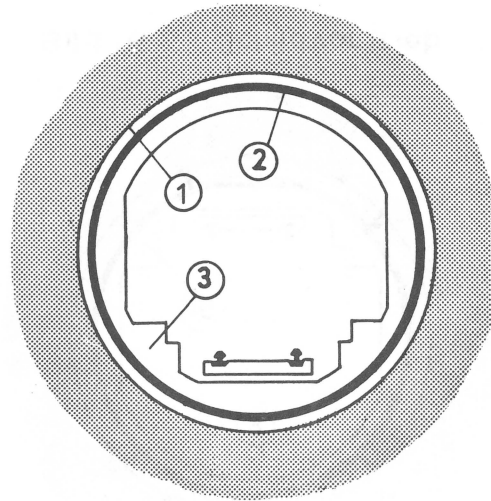
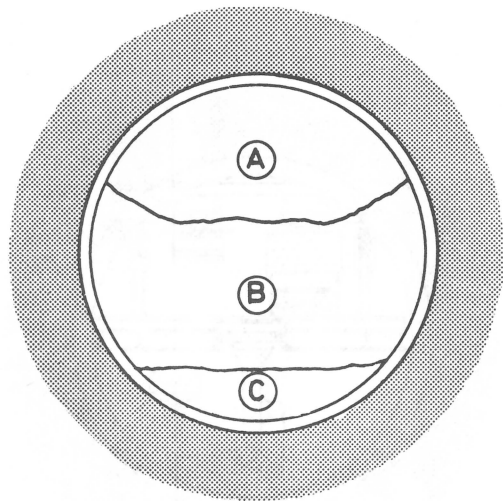


BILD 4 : Charakteristische Bodenprofile der Tunnelstrecke



Reihenfolge des Ausbruches

A → B → C

- A Kalottenausbruch
- B Strossenausbruch
- C Sohlausbruch

- 1 Spritzbetonschale
- 2 Dichtung
- 3 Innenschale (Ortbeton)
- 4 Spritzbetonanlage

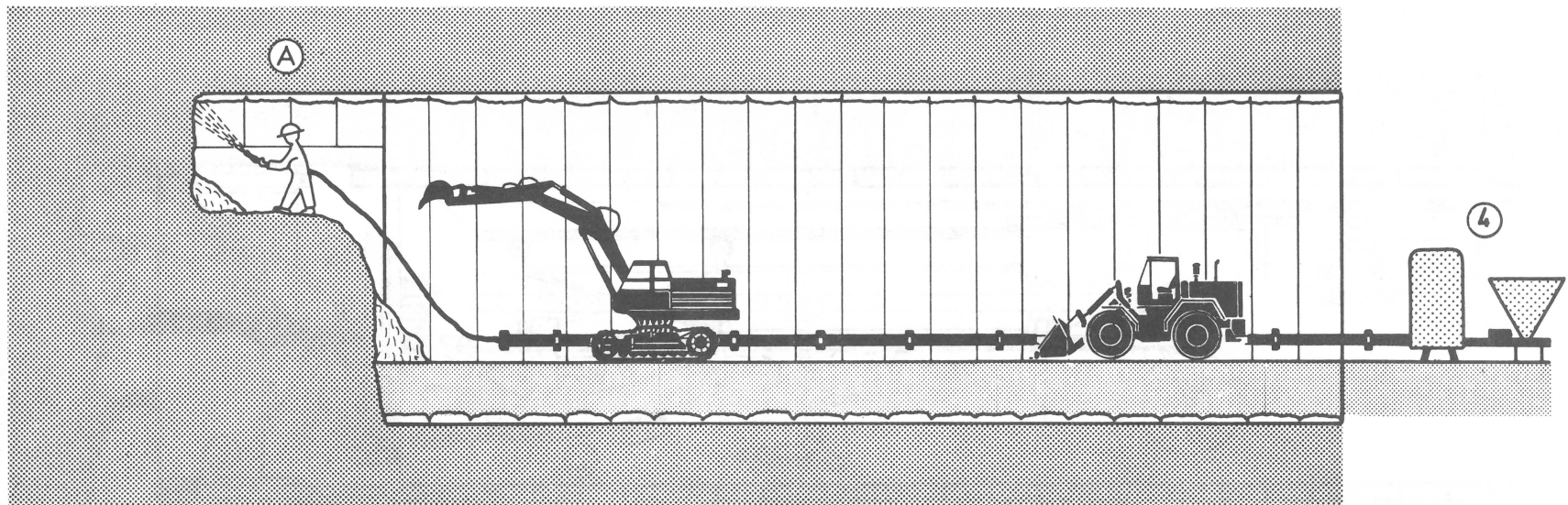
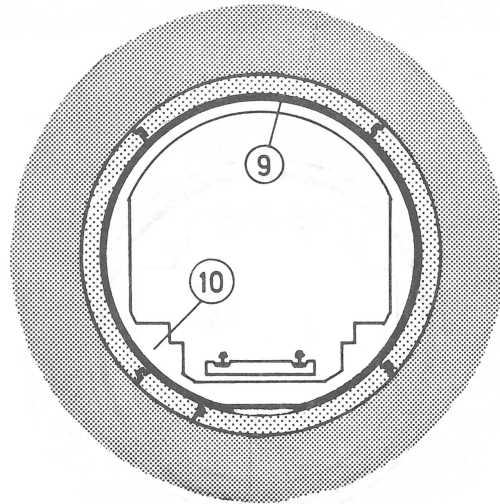
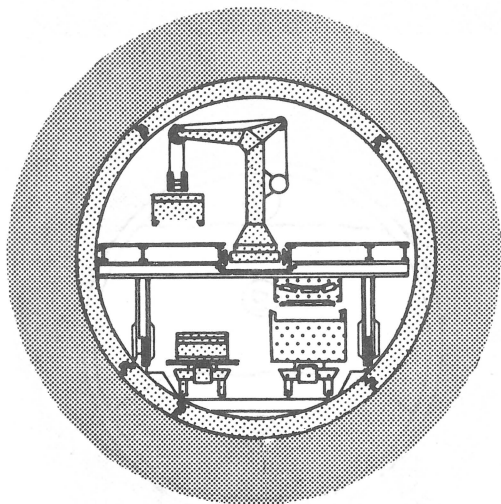
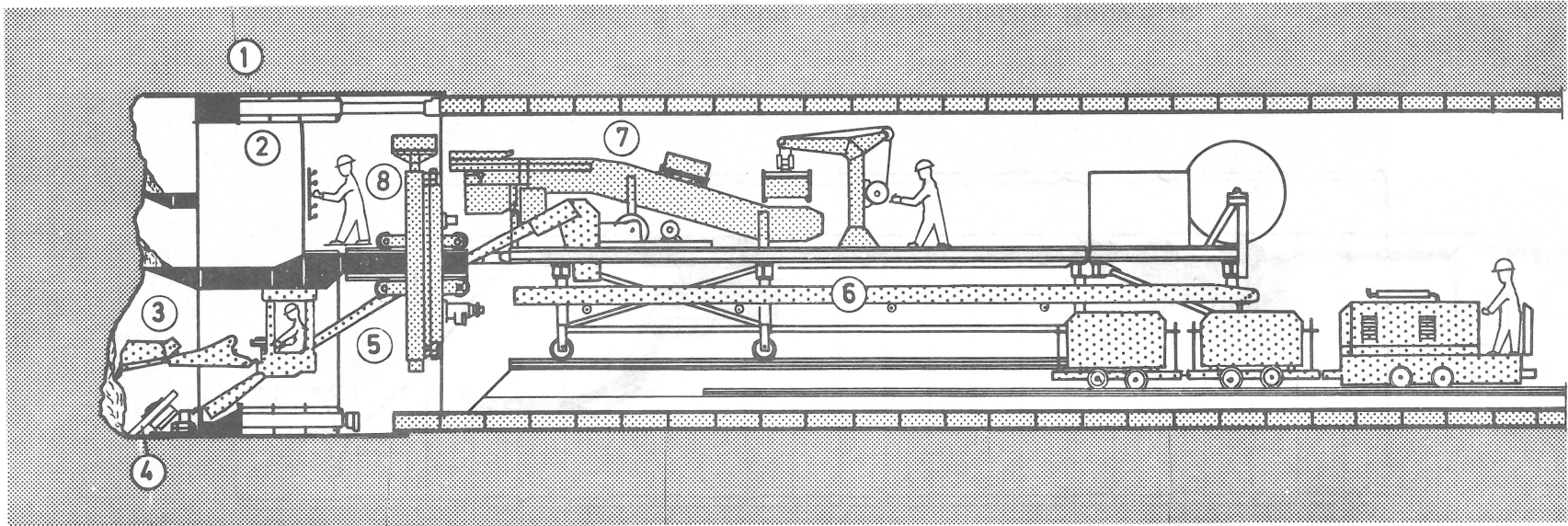


Bild 5: Neue Österreichische Bauweise



- 1 Schildmantel
- 2 Vorschubpressen
- 3 Spezialbagger
- 4 Felsfräsmaschine
- 5 Schrägförderband
- 6 Transportband
- 7 Tübbingförderband
- 8 Tübbingversetzmaschine
- 9 Dichtung
- 10 Innenschale (Ortbeton)

Bild 6 : Schildvortrieb

Schildvortrieb

Achsenabstand $L = 11,80 \text{ m}$

Kurvenradius $\rightarrow R = \infty$ bis $R = 240 \text{ m}$, Steigung $s = 1,2 \text{ ‰}$

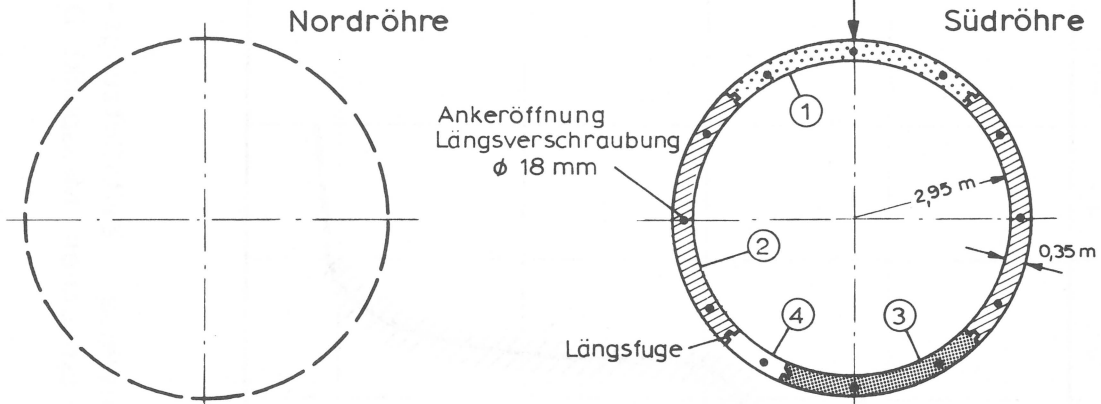
① Firsttübbling ② Ulmentübbling ③ Sohlentübbling

④ Schlußstein Tübblingbreite $B = 90 \text{ cm}$

Betongüte B 450

Ring- und Längsfugen \rightarrow Nut- und Federprinzip

Vortriebsgeschwindigkeit $v = 5 \text{ m / Tag}$



Neue Österreichische Bauweise

Achsenabstand $L = 12,60 \text{ m}$

Stahlbogenabstand (U-Profil) $A = 1,2 \text{ m}$

Kurvenradius (Bereich Versuchsstrecke) $\rightarrow R = \infty$ bis $R = 3200 \text{ m}$, Gefälle $s = 0,53 \text{ ‰}$

Einbau der Spritzbetonschale in der Reihenfolge ① \rightarrow ② \rightarrow ③

Vortriebsgeschwindigkeit in jeder Röhre $v = 1,2 \text{ m / Tag}$

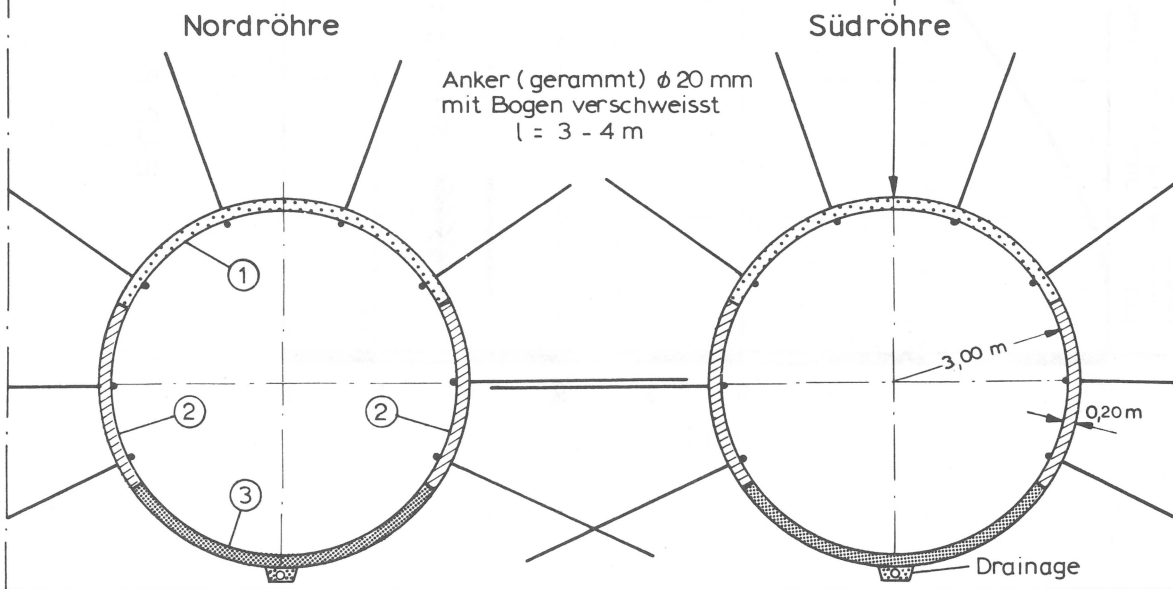


BILD 7 : Kennwerte der Tunnelröhren

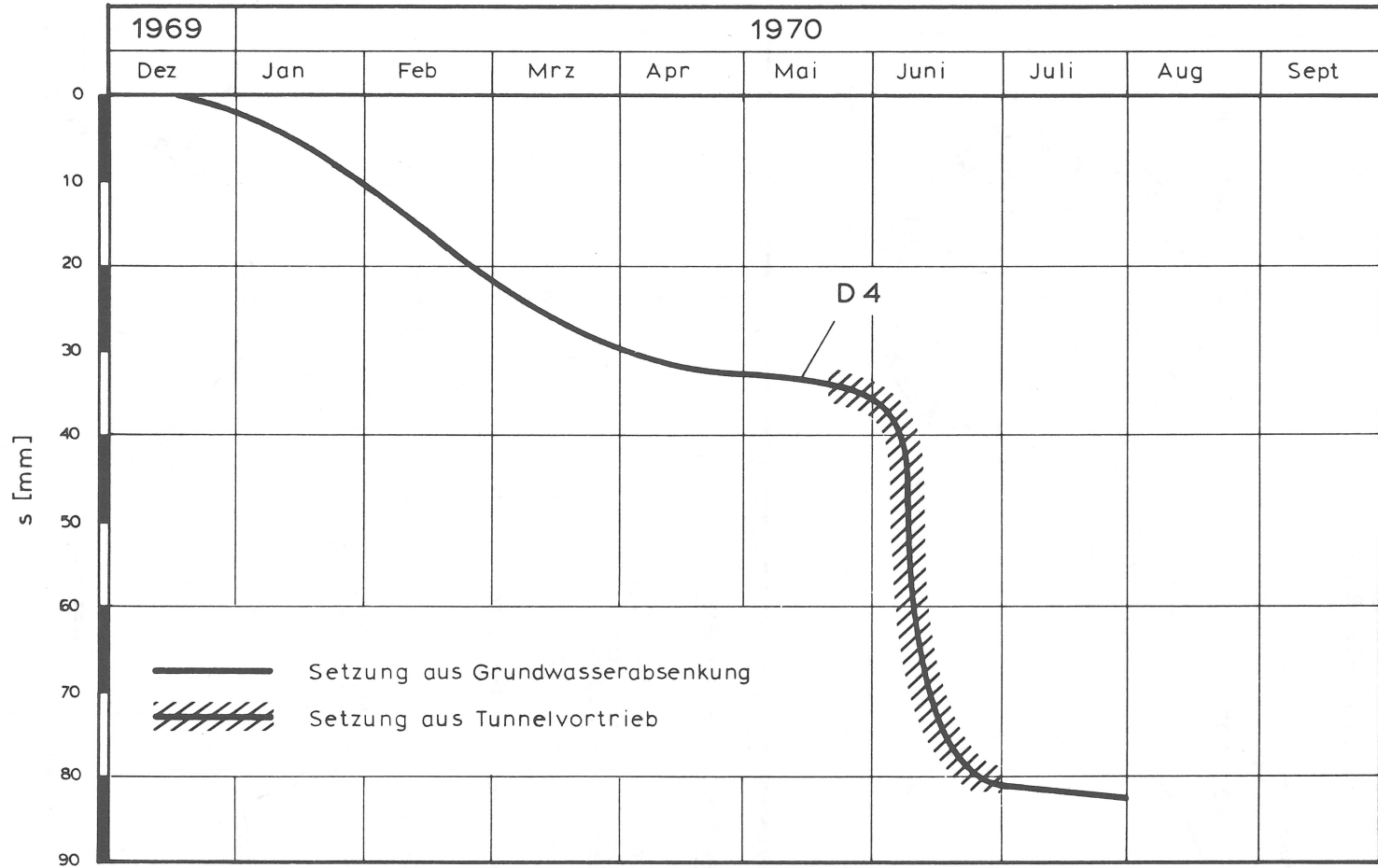


BILD 8 : Neue Österreichische Bauweise Zeit-Setzungs-Kurve
Querschnitt Gerechtigkeitsbrunnen Messpunkt D 4

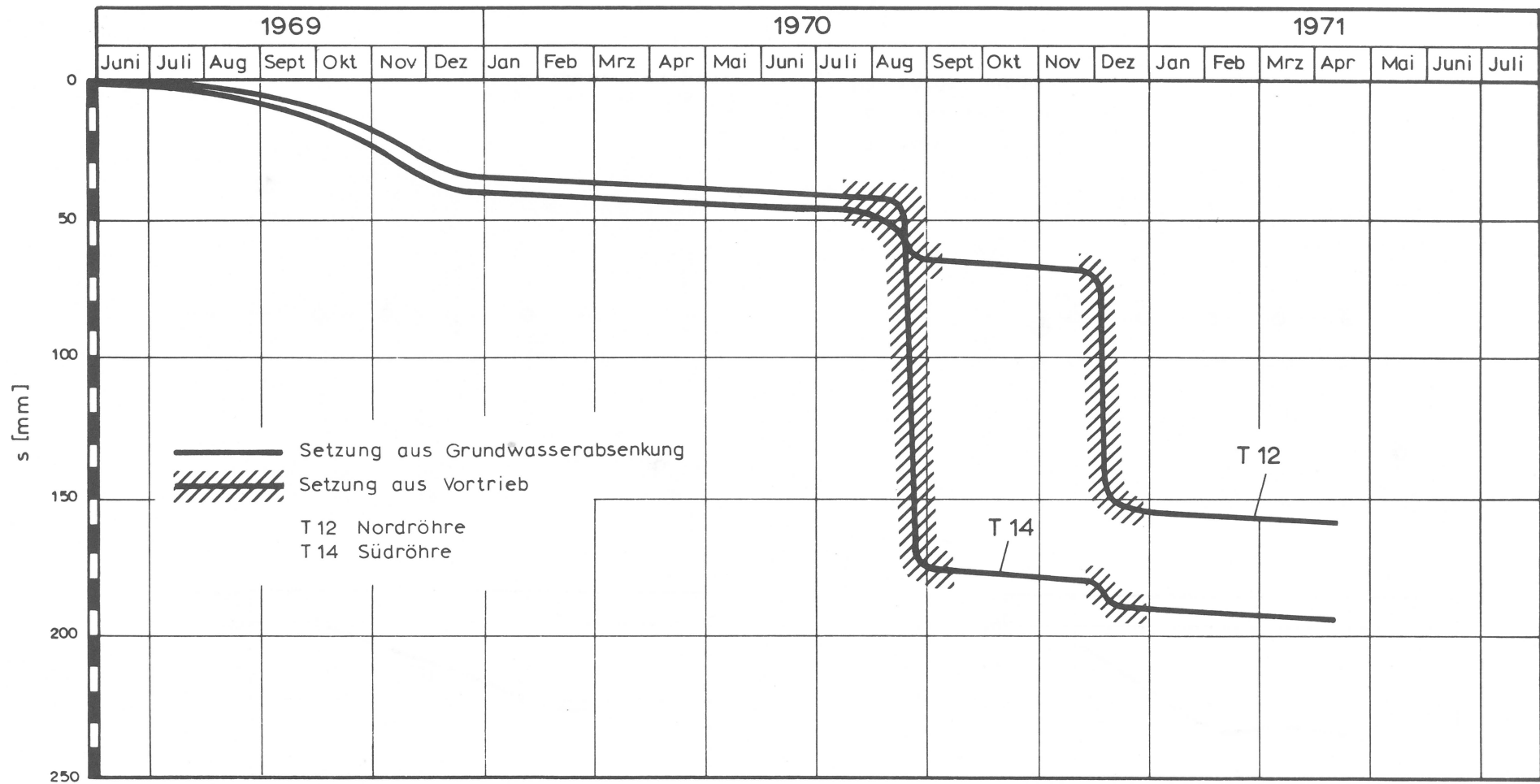
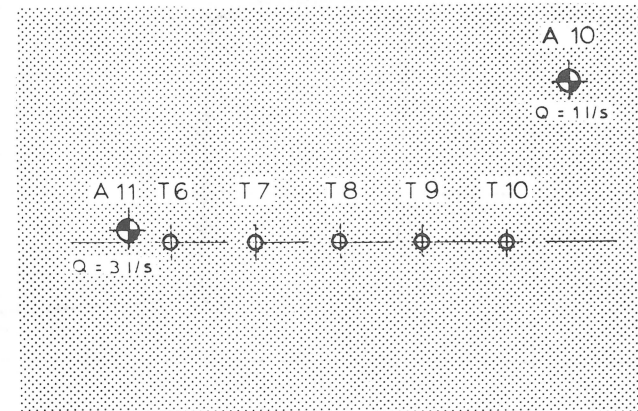
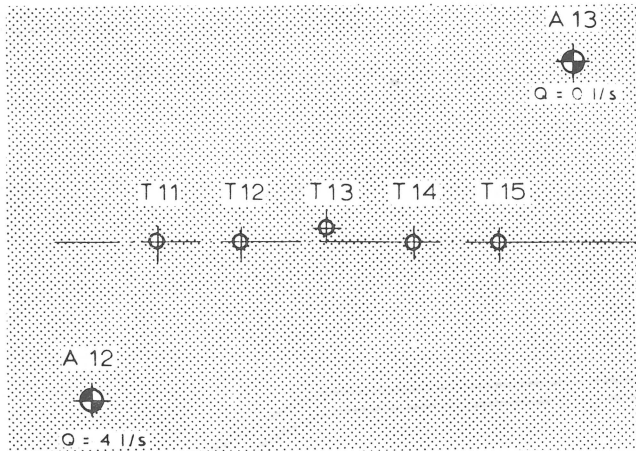
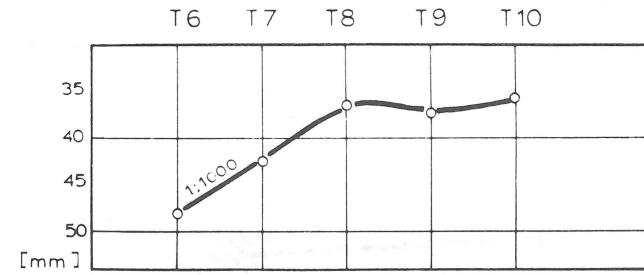
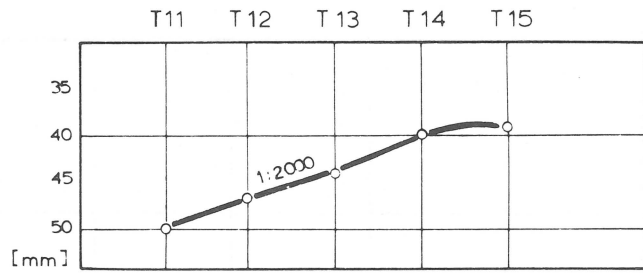


BILD 9 : Zeit - Setzungs - Kurven , Querschnitt Dominikanergasse



- T Messpunkt
- A Absenkbrunnen
- Q Fördermenge

BILD 10 : Setzungsunterschiede infolge Grundwasserabsenkung – Schildstrecke

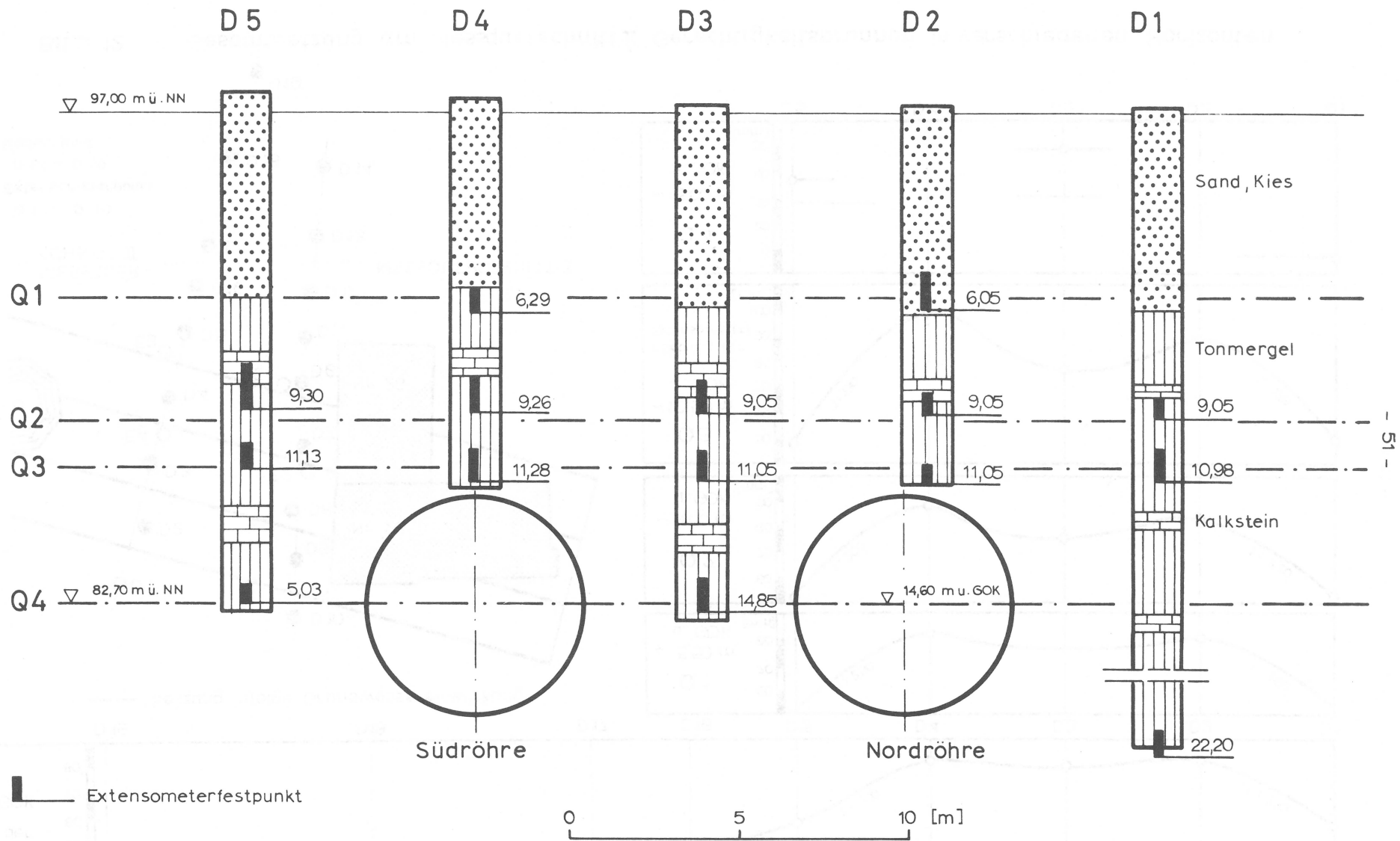
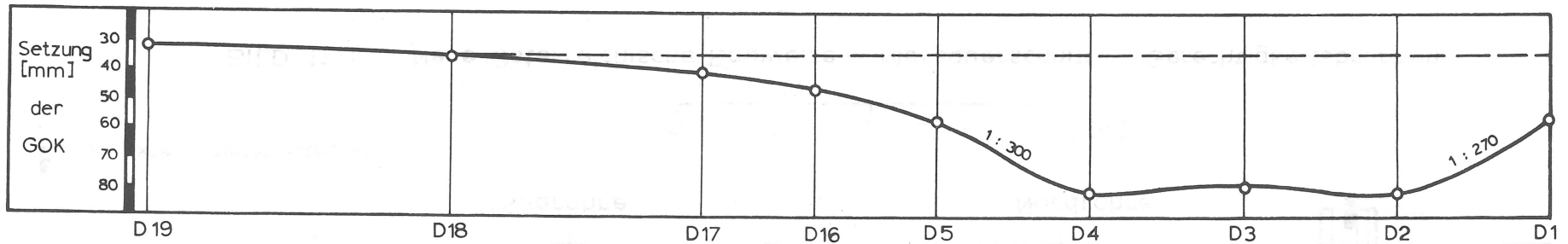


BILD 11 : Neue Österreichische Bauweise – Messquerschnitt II Gerechtigkeitsbrunnen



--- Setzung infolge Grundwassereinwirkung

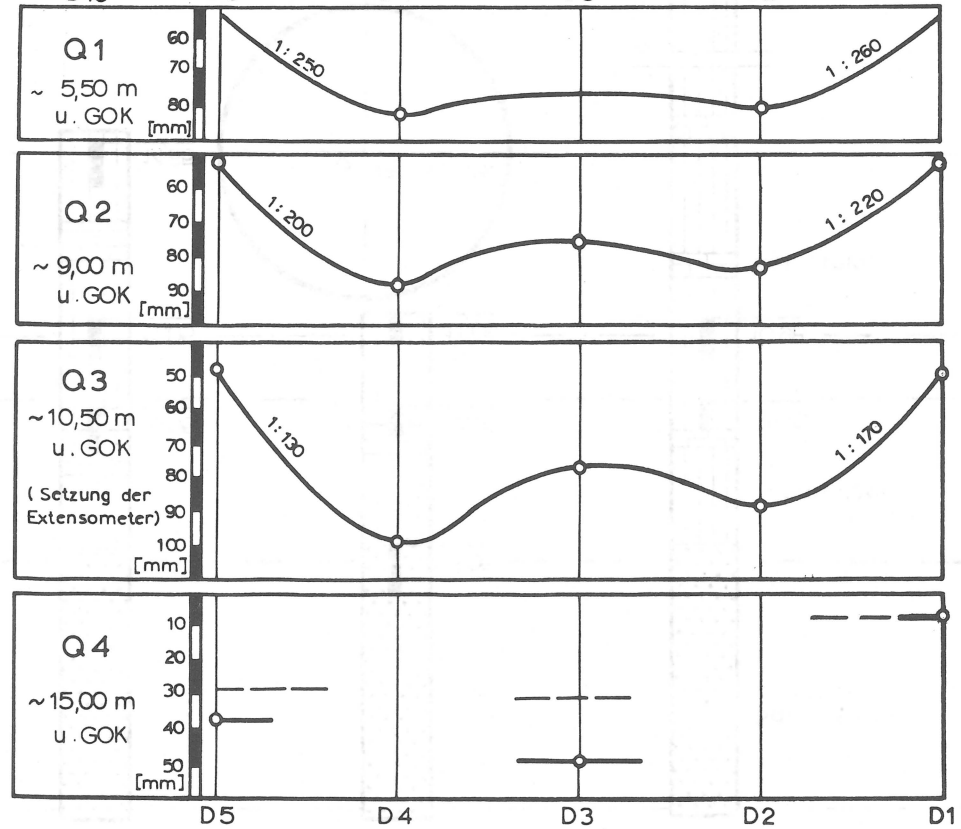
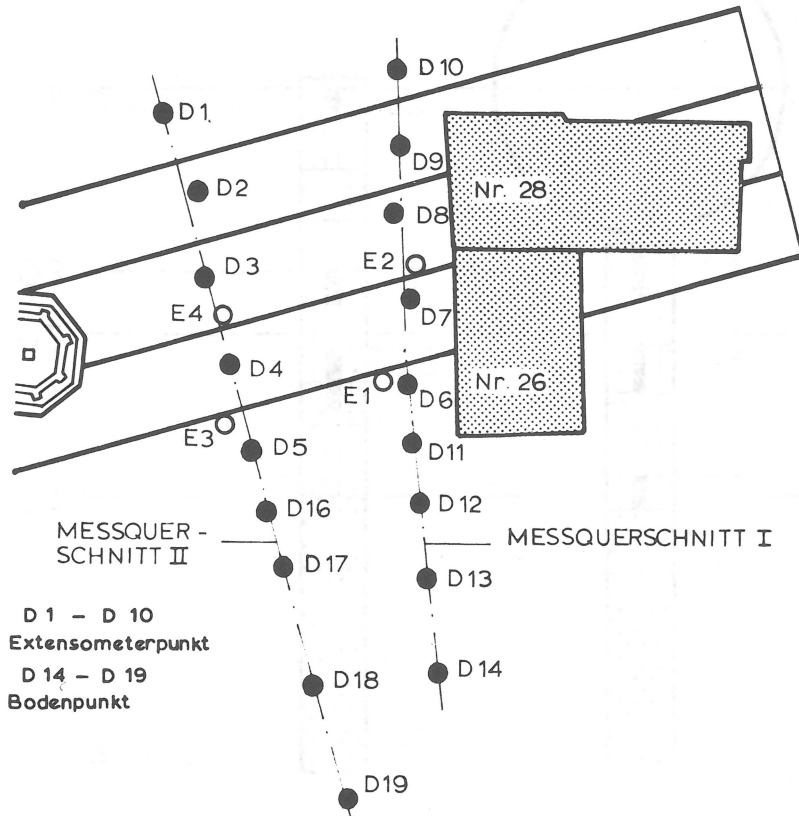


BILD 12 : Gesamtsetzung am Messquerschnitt II Gerechtigkeitsbrunnen in verschiedenen Horizonten

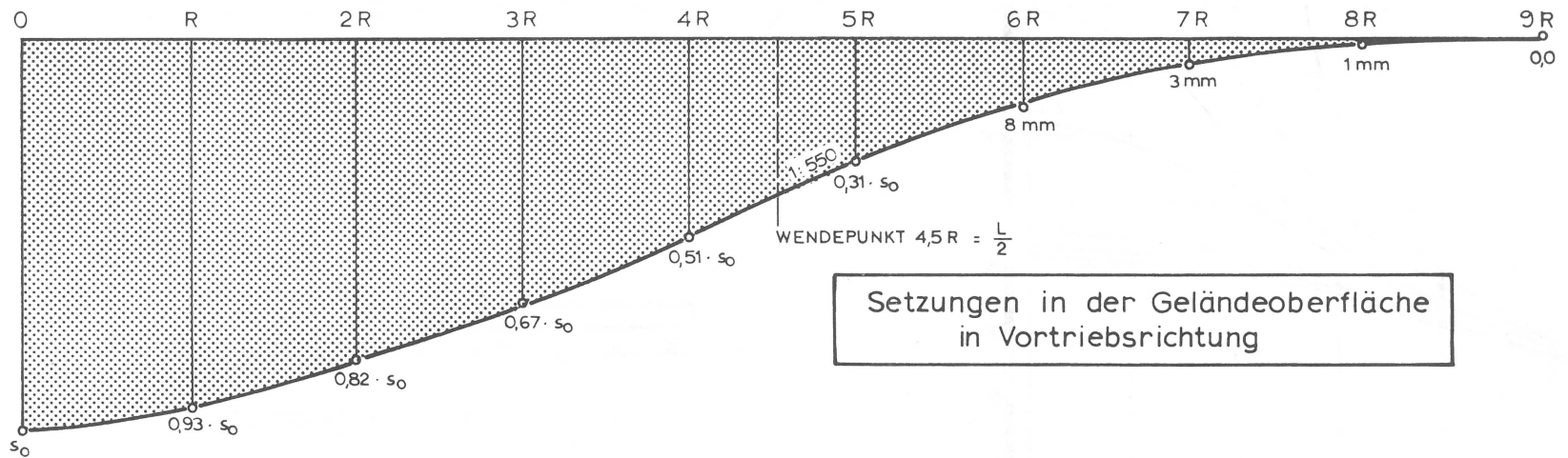
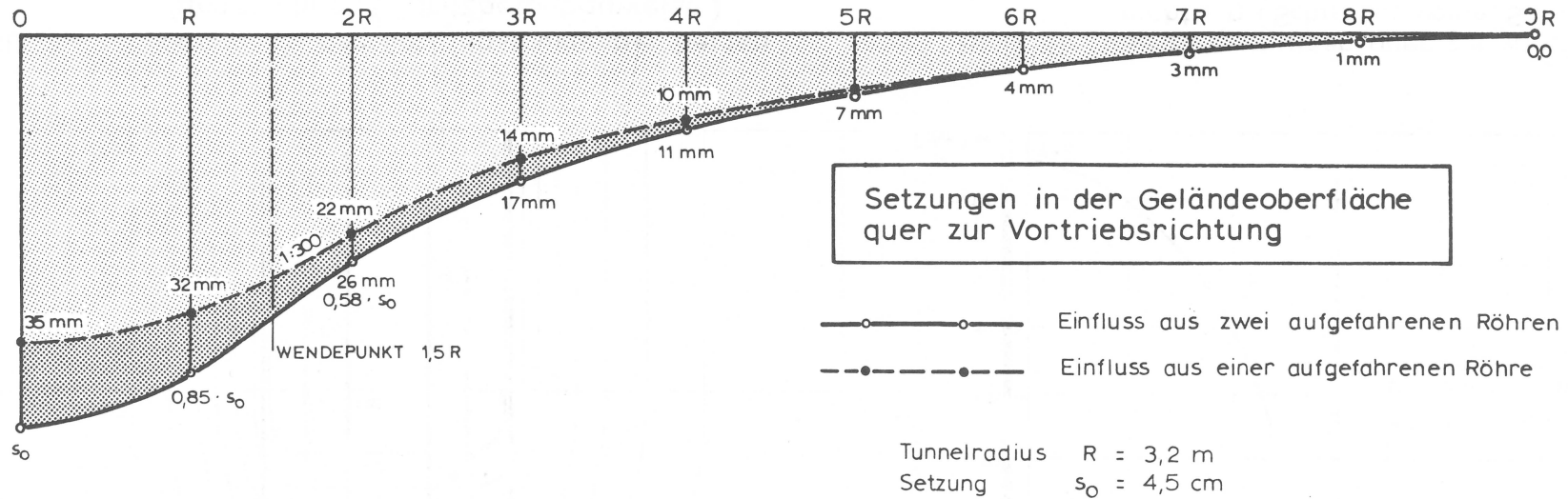


BILD 13 : Neue Österreichische Bauweise – Setzungsmulde in Geländeoberfläche in Quer- und Längsrichtung

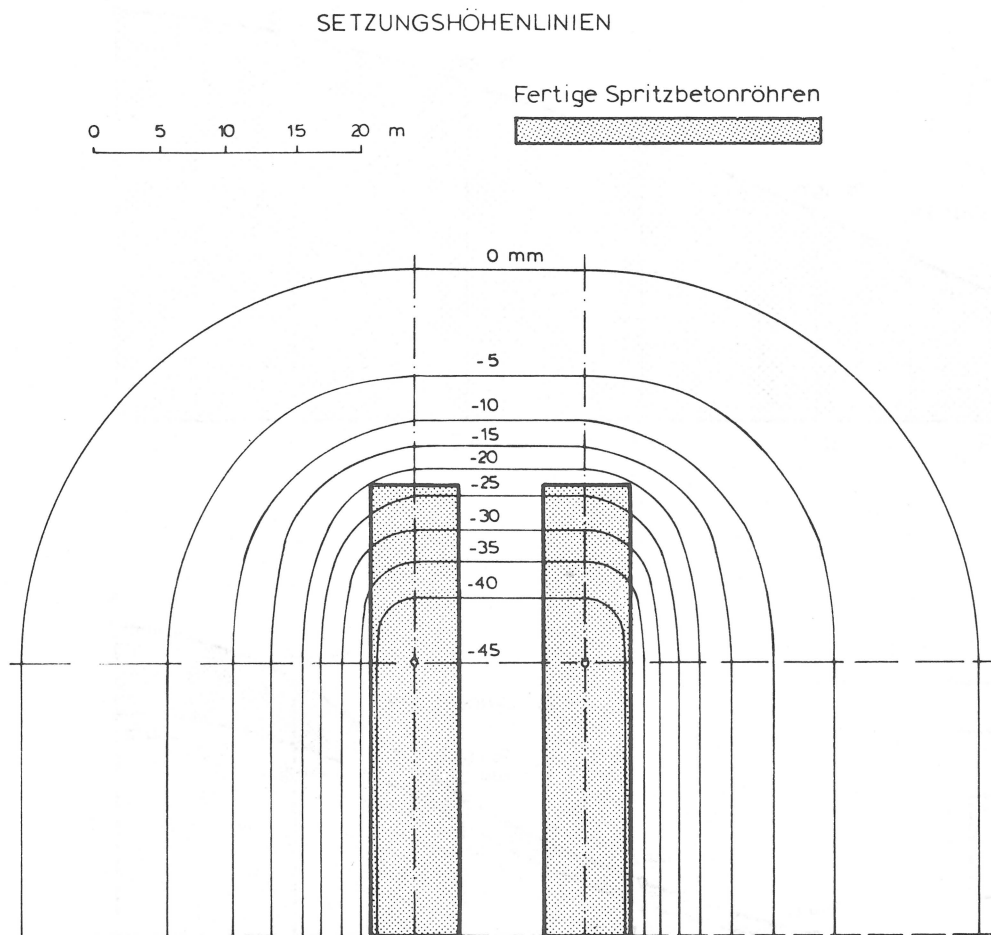


BILD 14 : Grundriss der Setzungsmulde bei beiden Tunnelröhren (Spritzbetonbauweise)

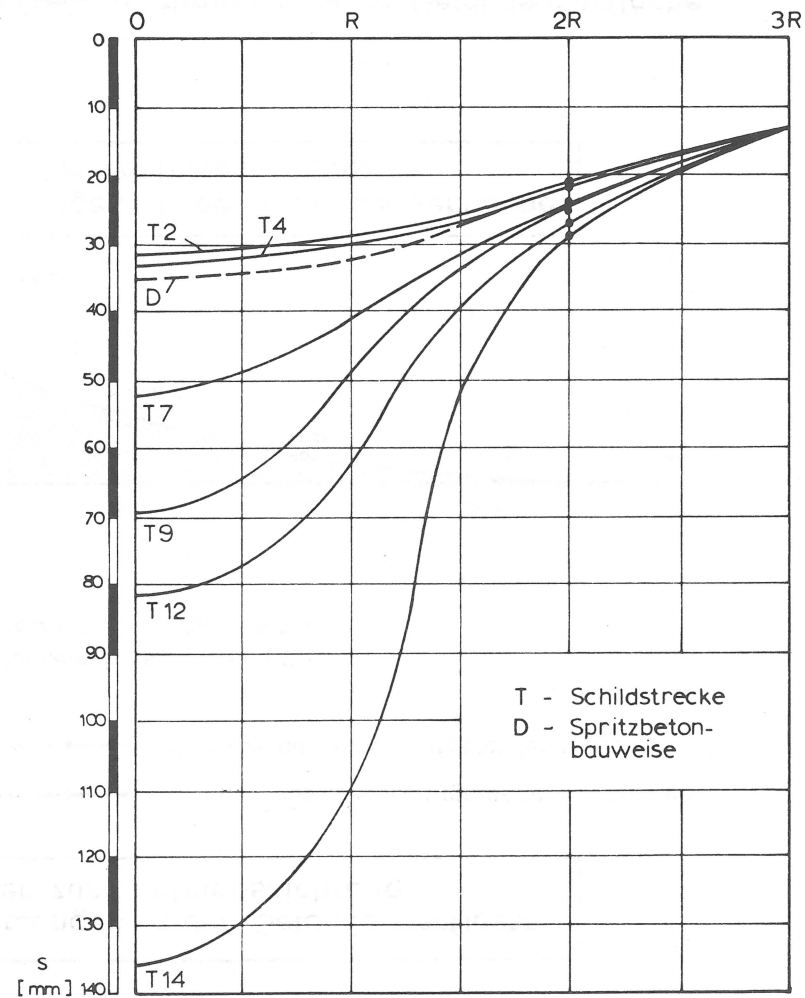


BILD 15 : Setzungsmulden quer zur Vortriebsrichtung (Schildbauweise, Spritzbetonbauweise)

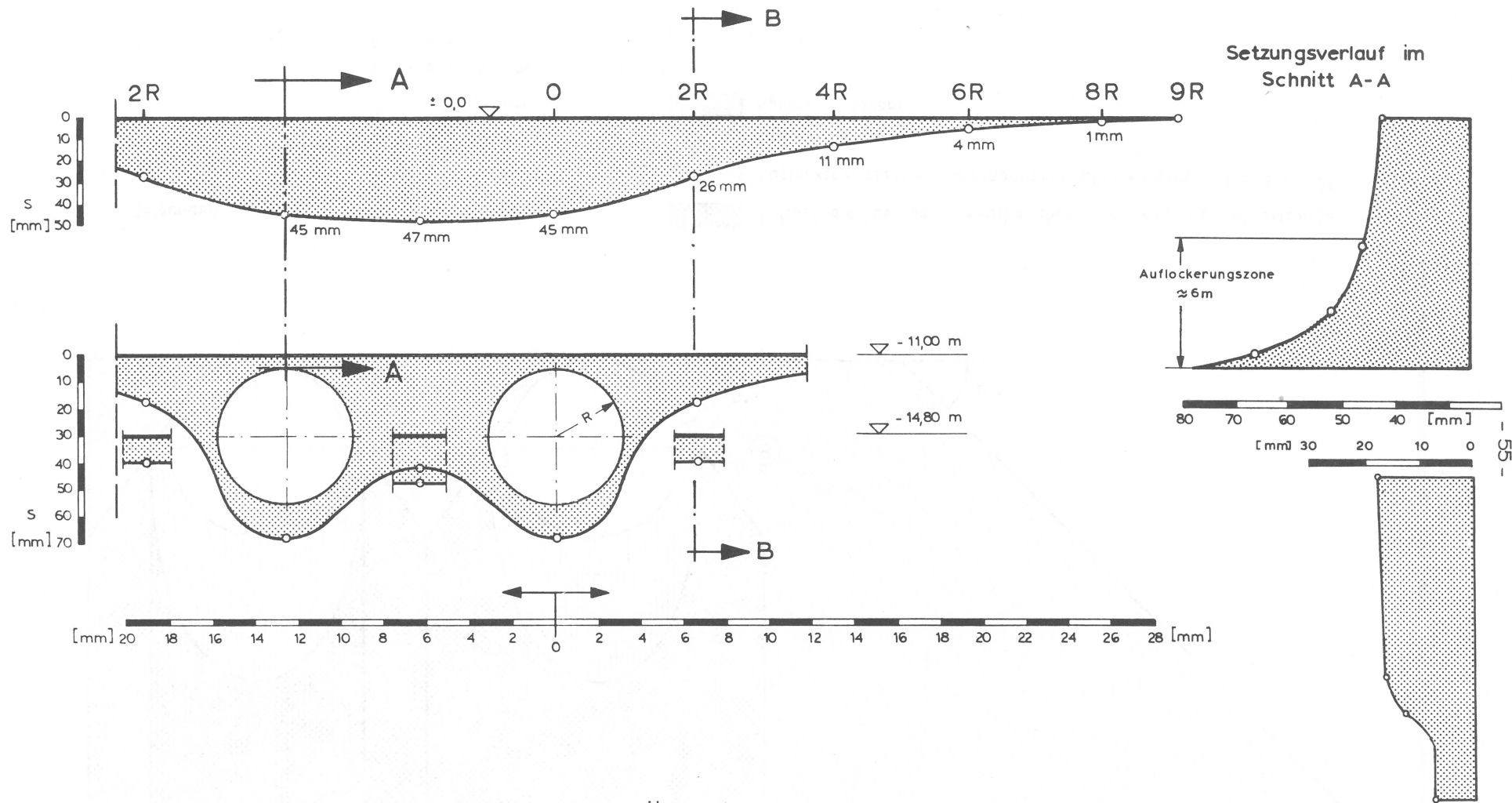
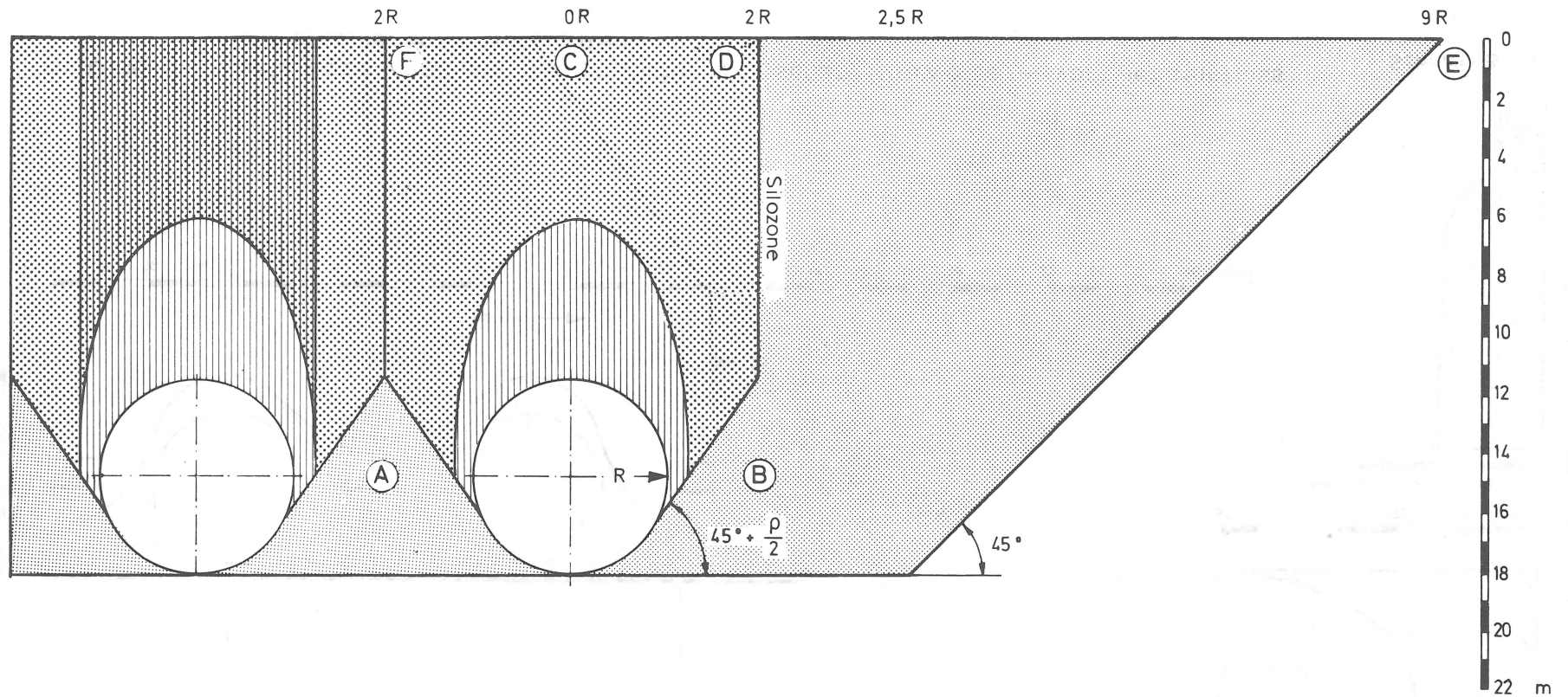


BILD 16 : Setzungsmulden der Neuen Österreichischen Bauweise – Vortriebseinfluss in verschiedenen Horizonten

Schnitt B-B



Setzungen in Punkt

A	$s = 19 \text{ mm}$
B	$s = 8,3 \text{ mm}$
C	$s = 45 \text{ mm}$
D	$s = 26 \text{ mm}$
E	$s = 0 \text{ mm}$
F	$s = 47 \text{ mm}$

- Auflast die über das Gewölbe abgetragen wird, erzeugt Setzungen in A+B
- Auflockerungszone, angenommene Ellipsenform mit $a/b \approx 2,25$
- Gewölbezone
- Ausbreitungszone

BILD 17 : Verformungszonen beim Vortrieb in der Neuen Österreichischen Bauweise

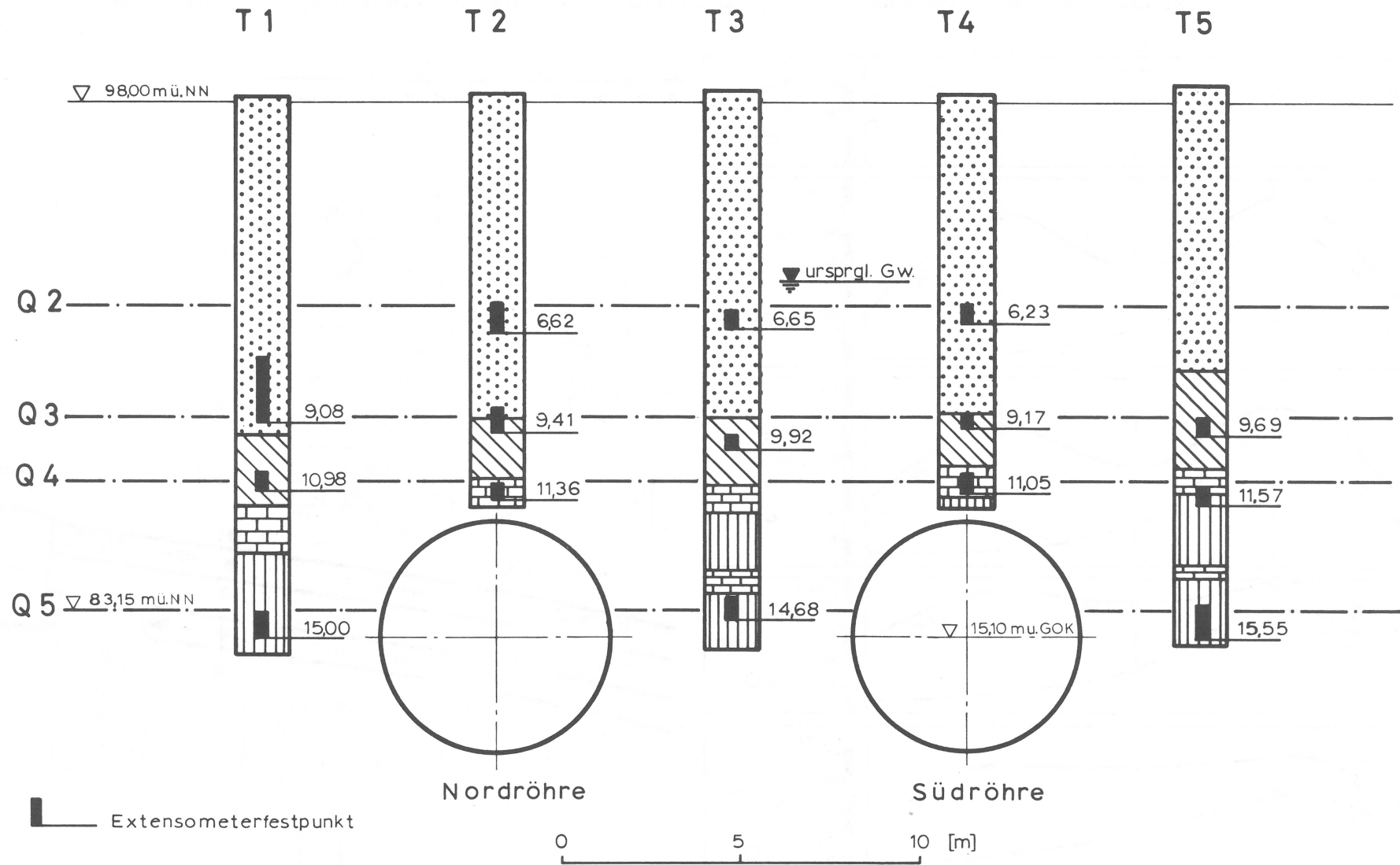
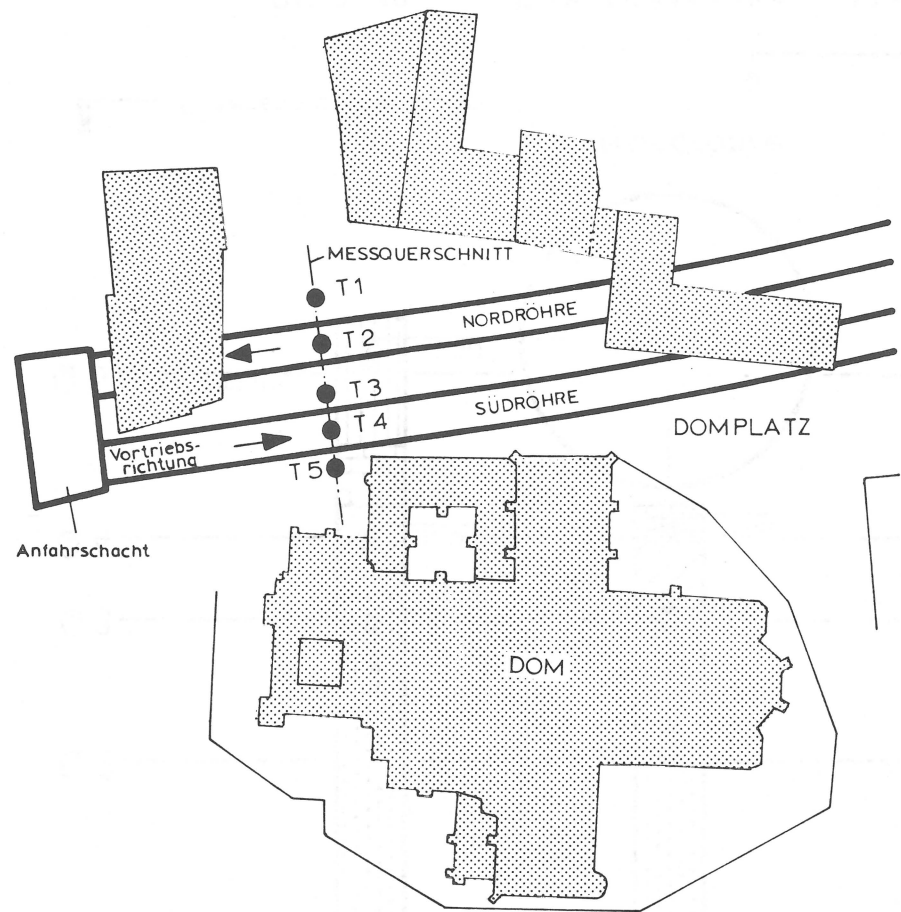


BILD 18 : Schildstrecke – Messquerschnitt Domplatz



- - - - - Setzungsmulde infolge einer Röhre
 ———— Setzungsmulde infolge beider Röhren

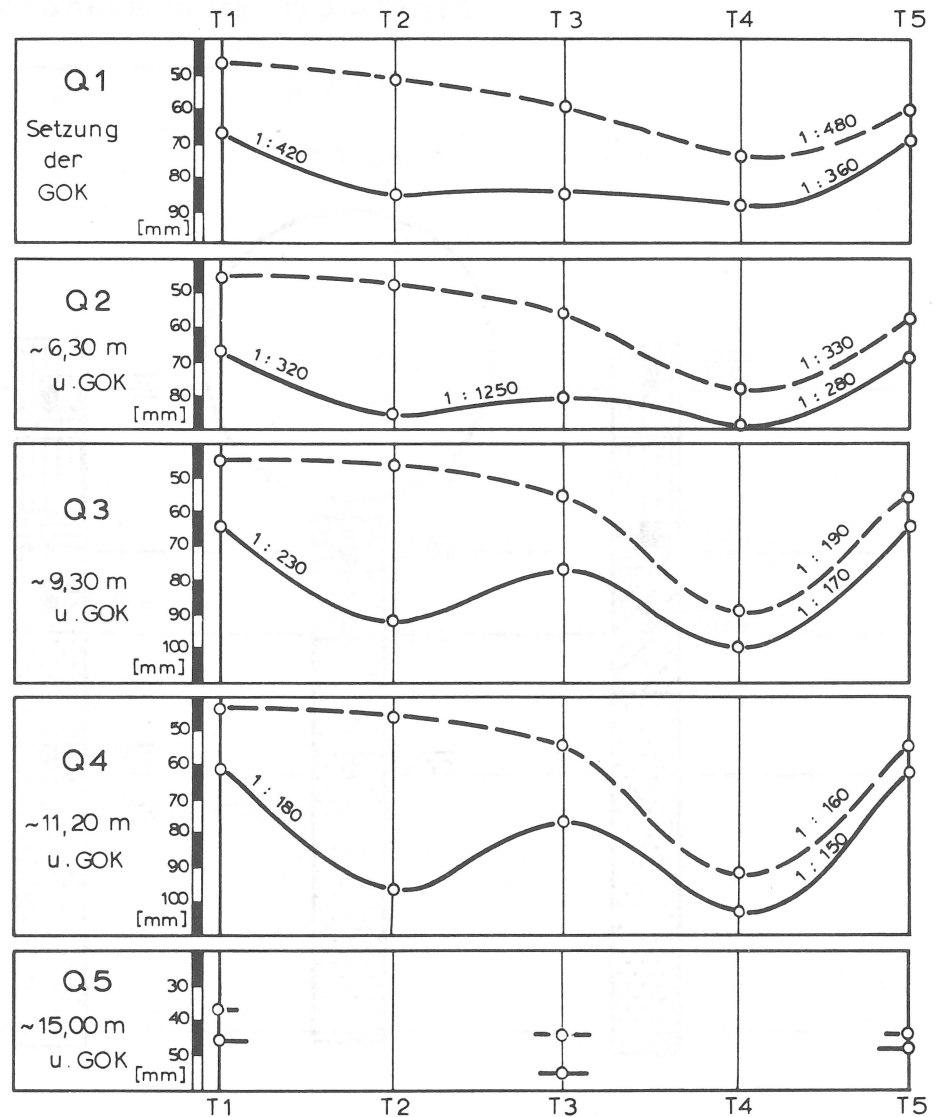


BILD 19 : Gesamtsetzung am Messquerschnitt Dom in verschiedenen Horizonten

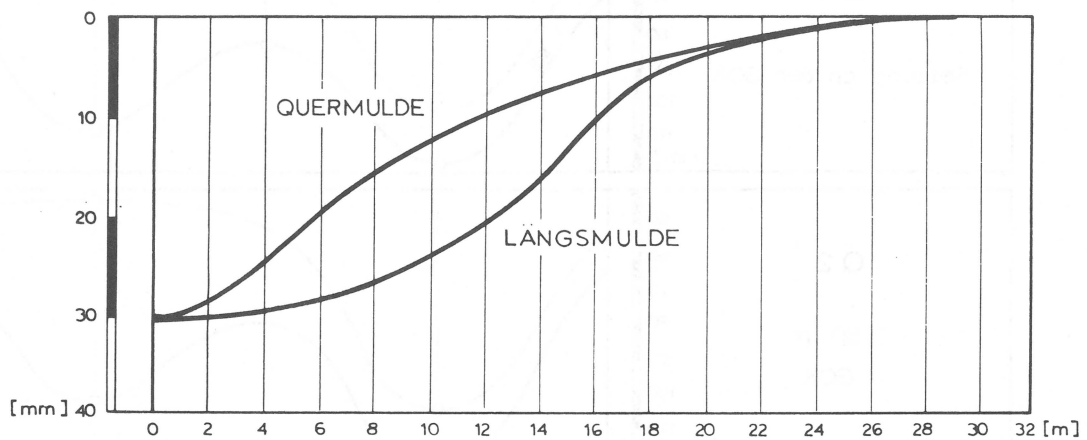


BILD 20 : Längs- und Quermulde Schildstrecke
Querschnitt Domplatz T2

	Schildstrecke	Versuchsstrecke
Überdeckung	11,8 m	11,5 m
max. Absenkung	87 mm	81 mm
Setzung aus Vortrieb	42 mm	45 mm
Ausbreitungslänge der Setzungsmulden	≈ 29 m	≈ 29 m
mittlere Neigung an der GOK	1 : 450	1 : 350
mittlere Neigung im Firstbereich	1 : 150	1 : 130

BILD 21 : Vergleich von Messwerten aus der
Schildstrecke und der Versuchs-
strecke

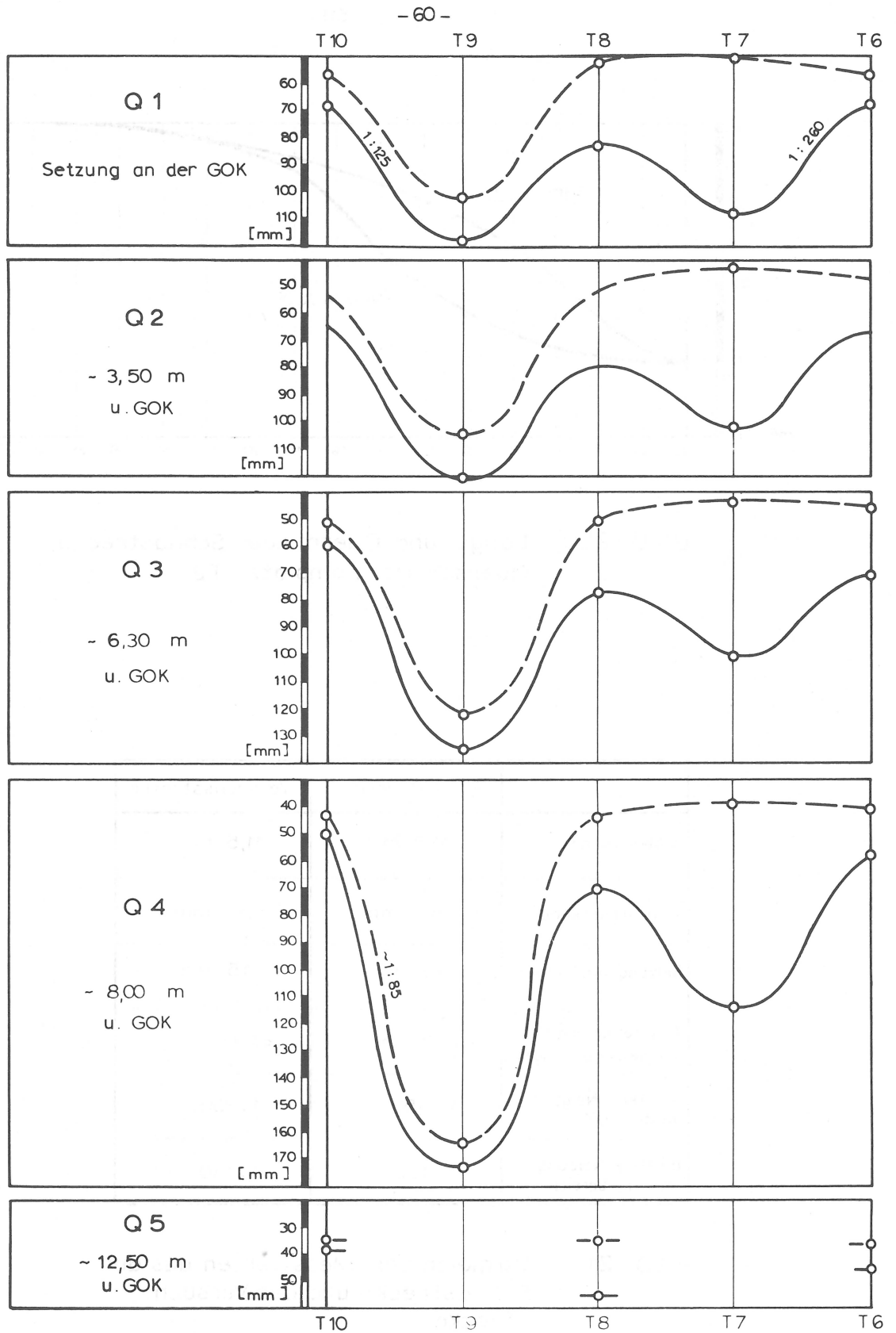


BILD 22: Gesamtsetzung am Messquerschnitt Fahrgasse in verschiedenen Horizonten

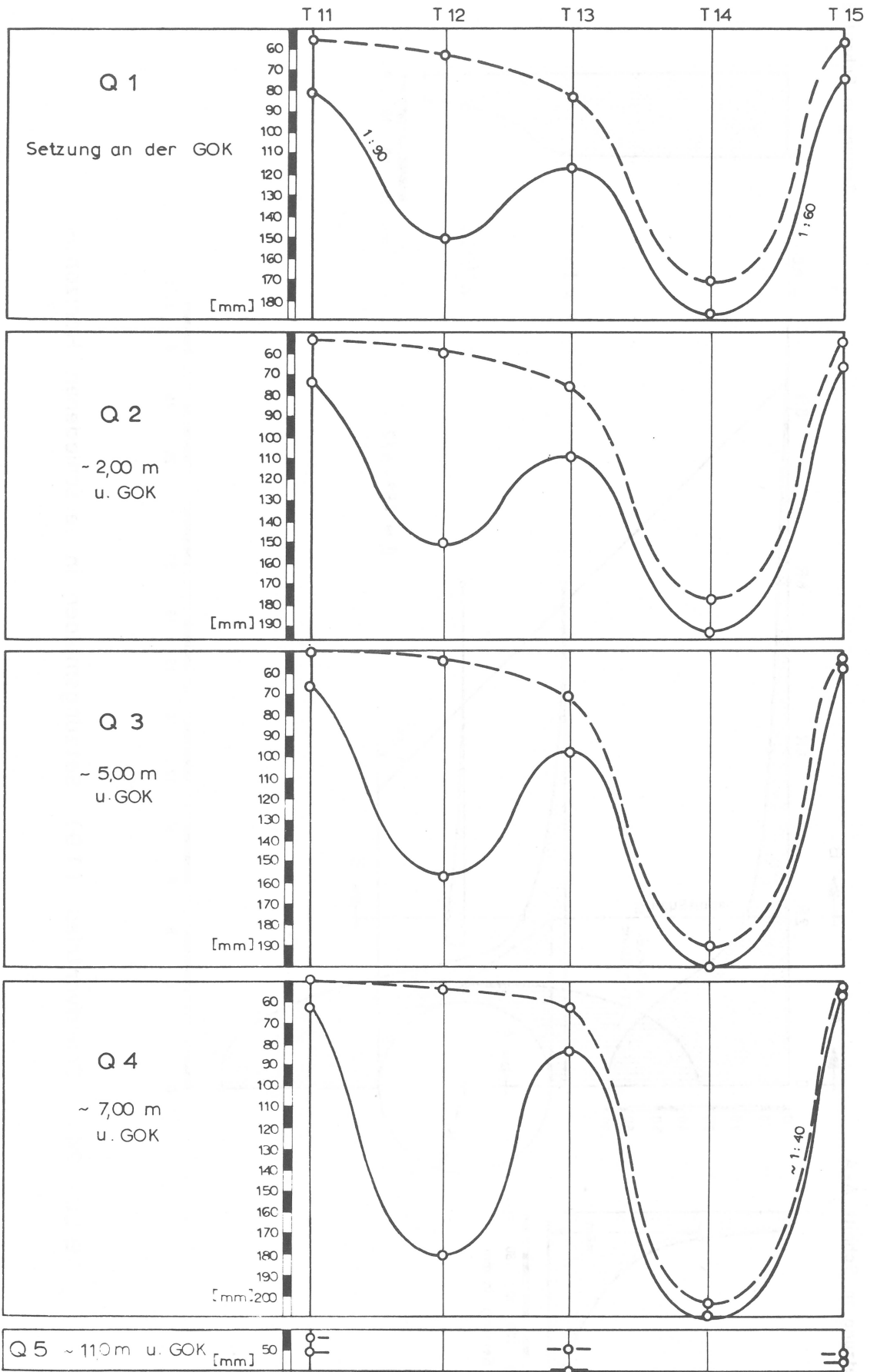
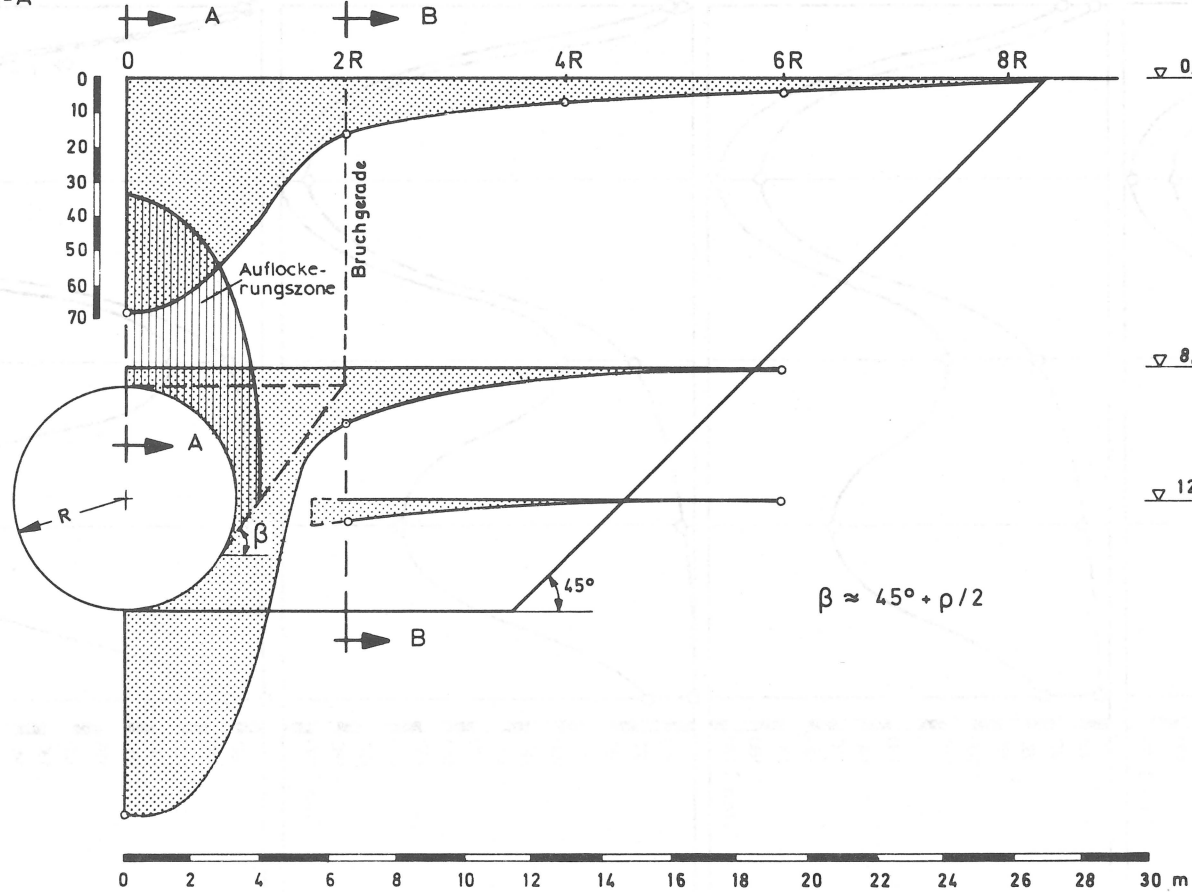
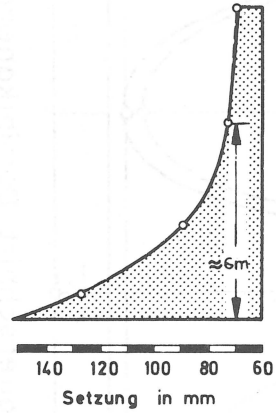


BILD 23: Gesamtsetzung am Messquerschnitt Dominikanergasse in verschiedenen Horizonten

Setzung in Schnitt A-A



Setzung in Schnitt B-B

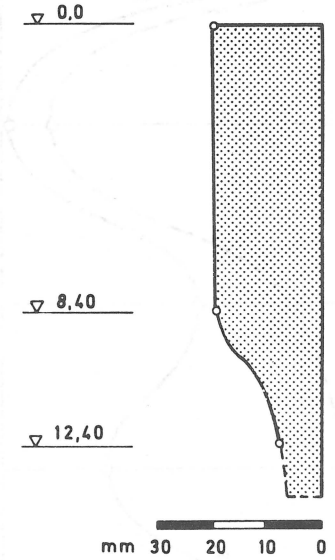
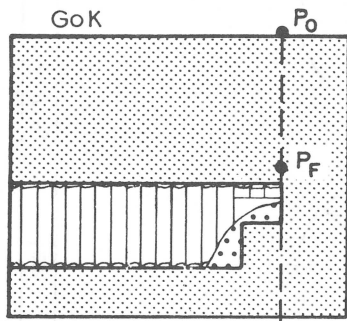
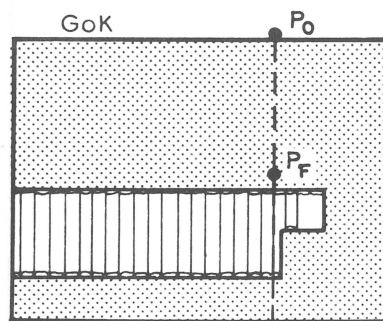


BILD 24: Schildvortrieb (T9) Setzungsmulden in verschiedenen Horizonten

First Kalottenausbruch erreicht den Meßquerschnitt



Sohlschluß im Bereich des Meßquerschnittes



(Römerberg D2)

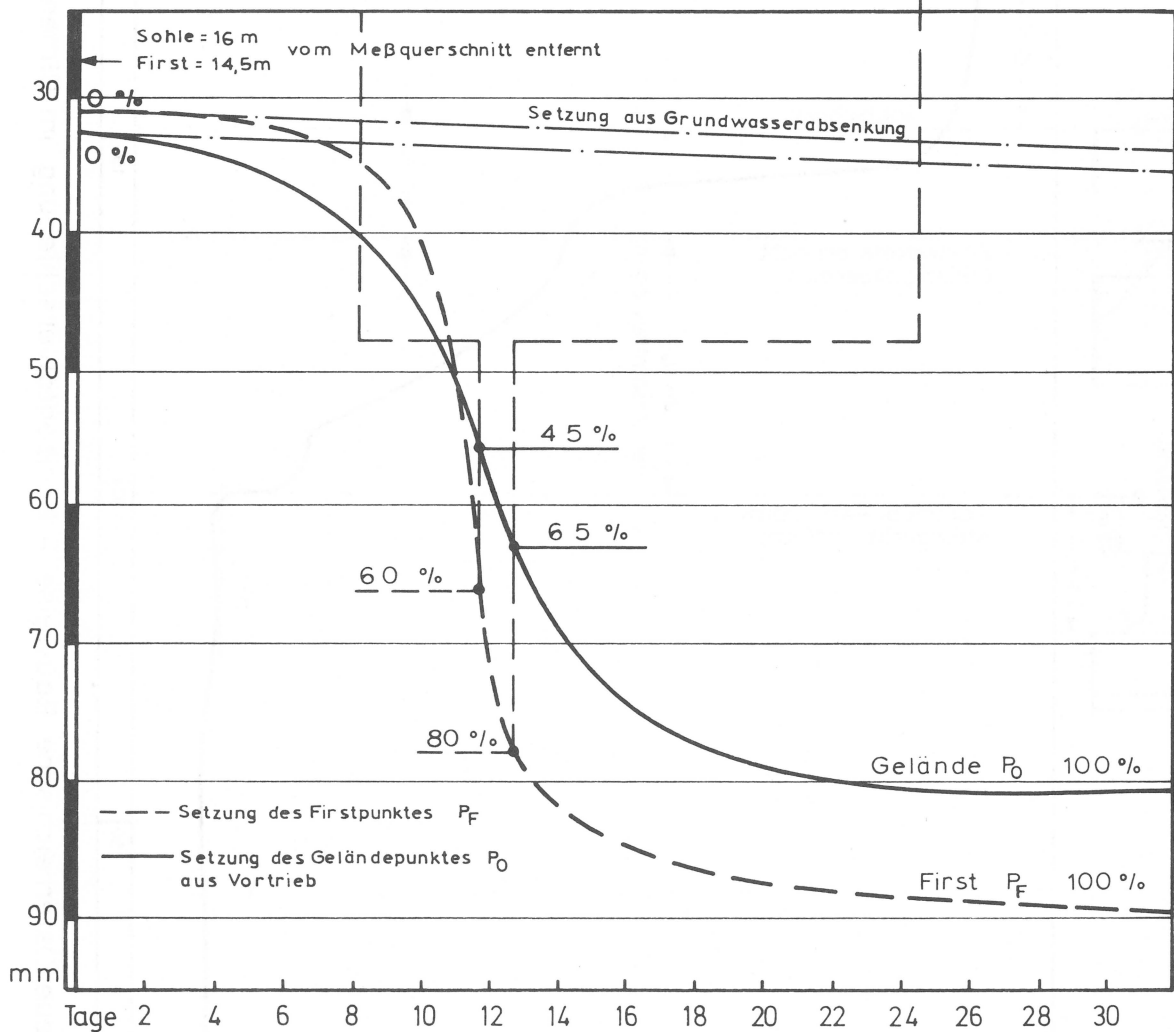


BILD 25: Neue Österreichische Bauweise
Zeitlicher Ablauf der Setzungen

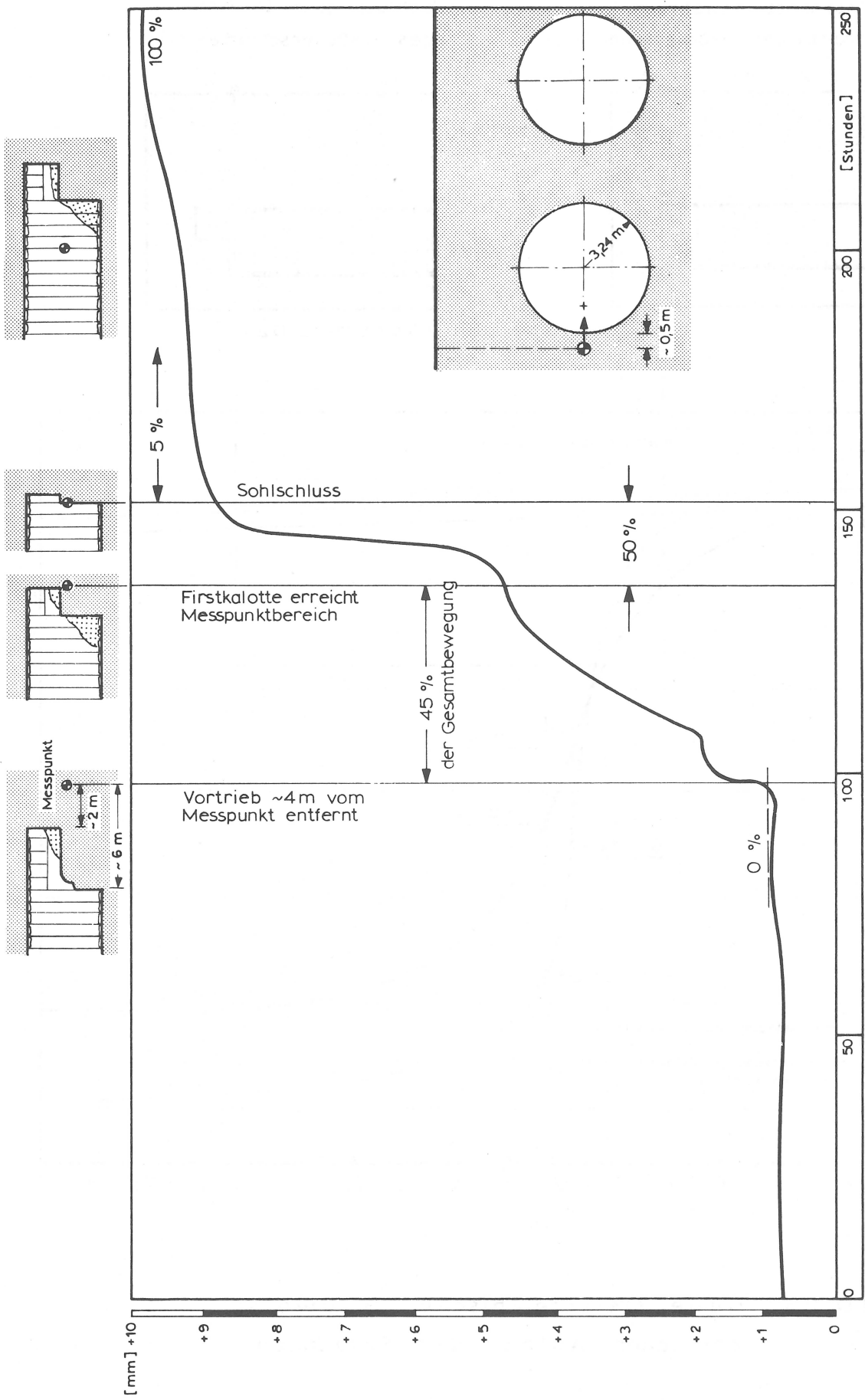


BILD 26 : Neue Österreichische Bauweise - Horizontalverschiebung im Ulmenbereich LI

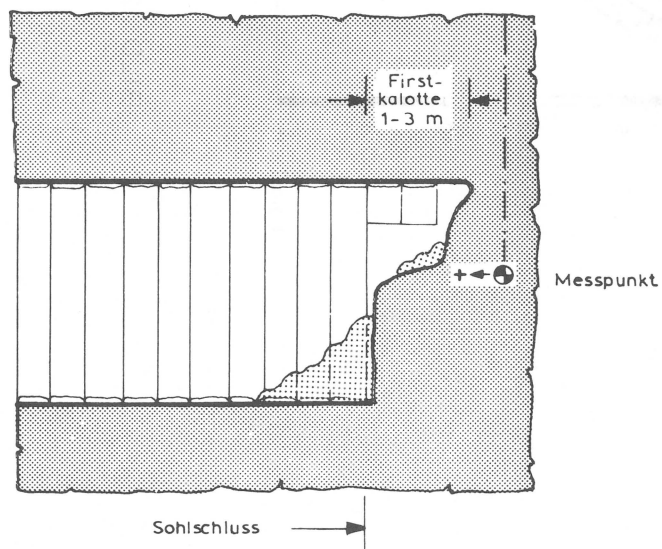
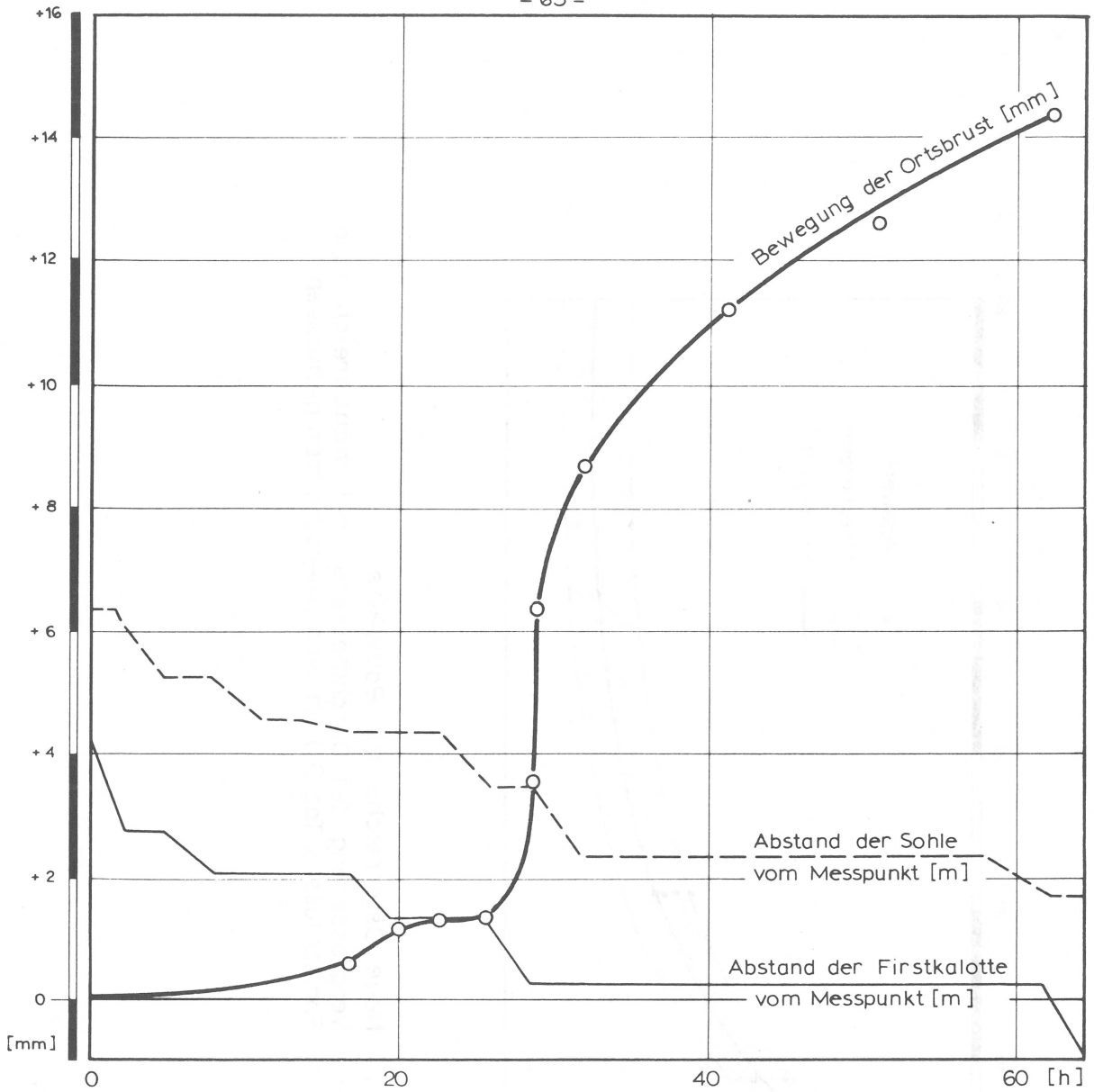


BILD 27 : Verformung der Ortsbrust beim Ausbruch

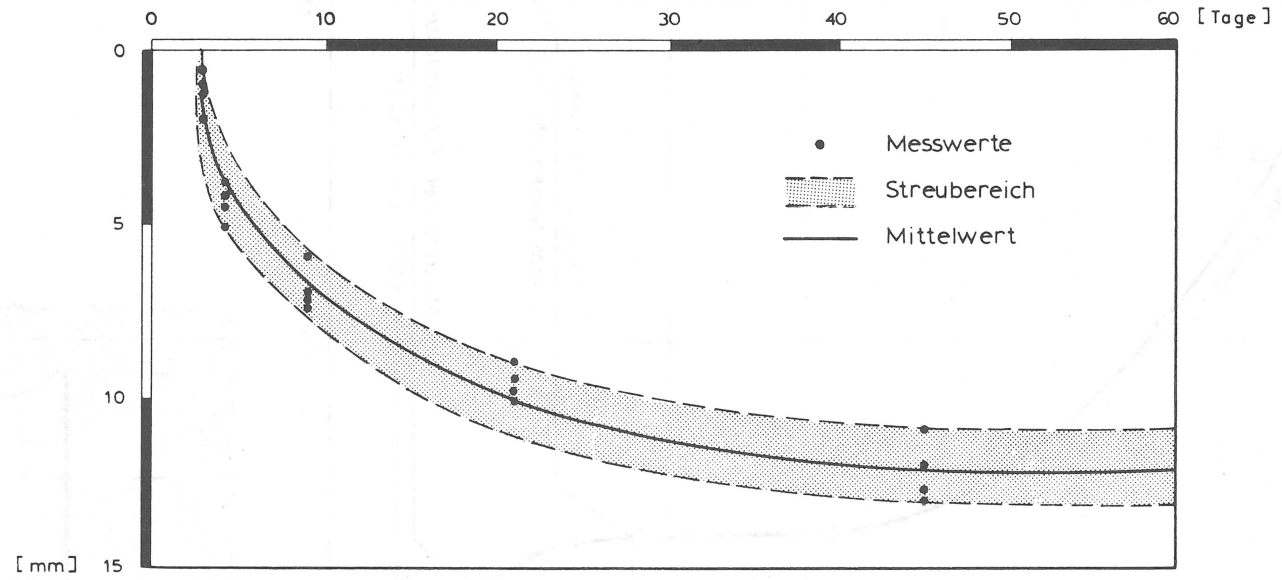


BILD 28 : Neue Österreichische Bauweise
 Vergrößerung des Durchmessers im Ulmenbereich nach
 Sohlschluss (Tag 0) an vier Querschnitten gemessen

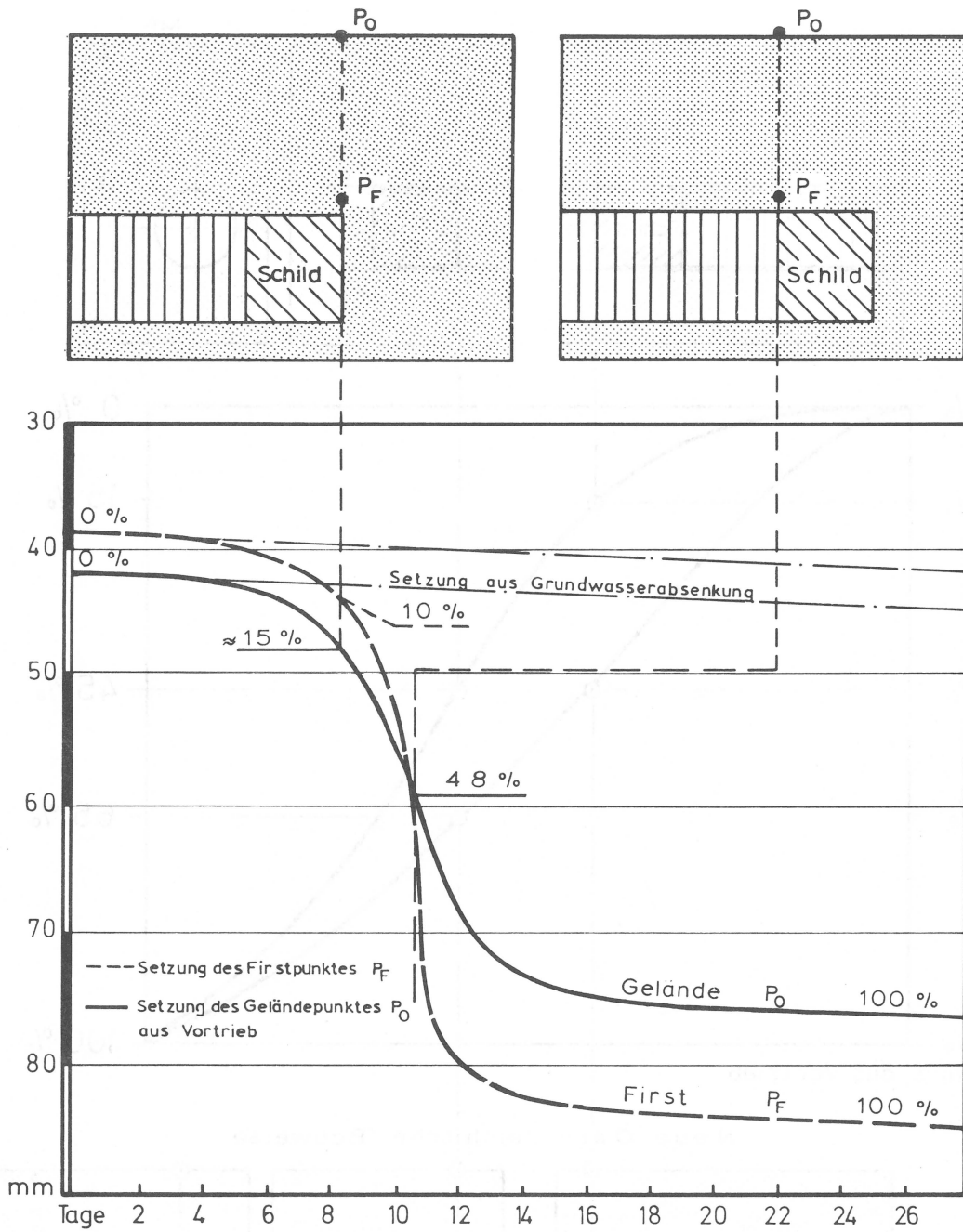
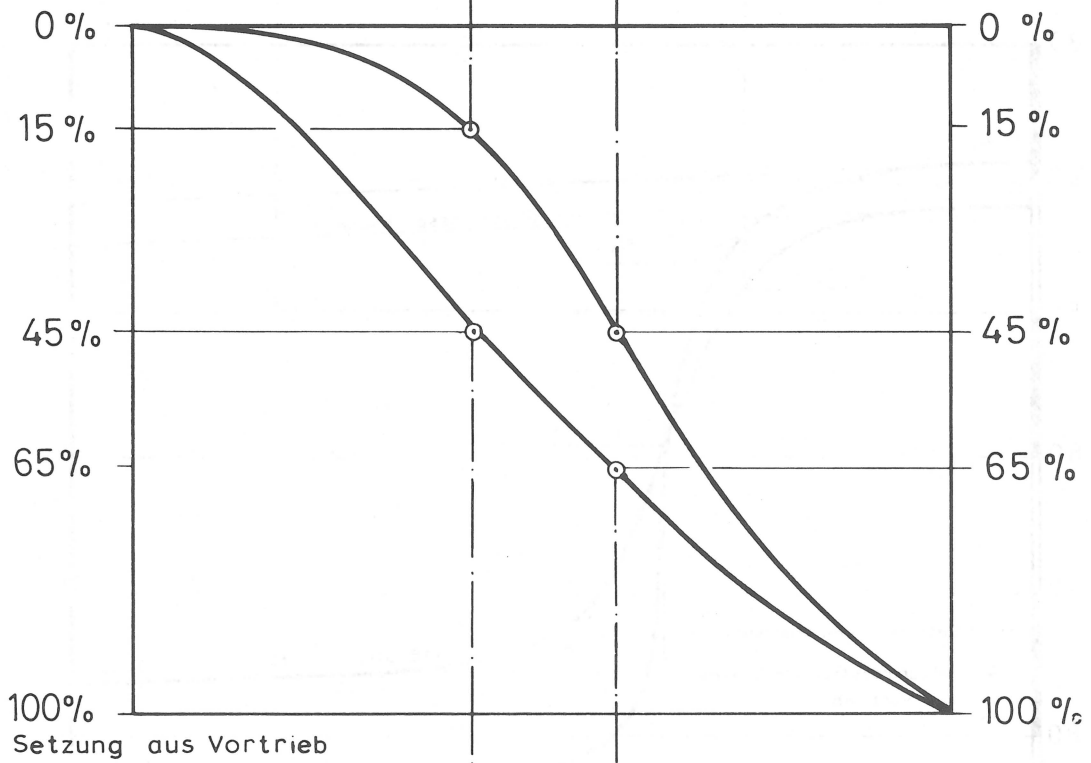
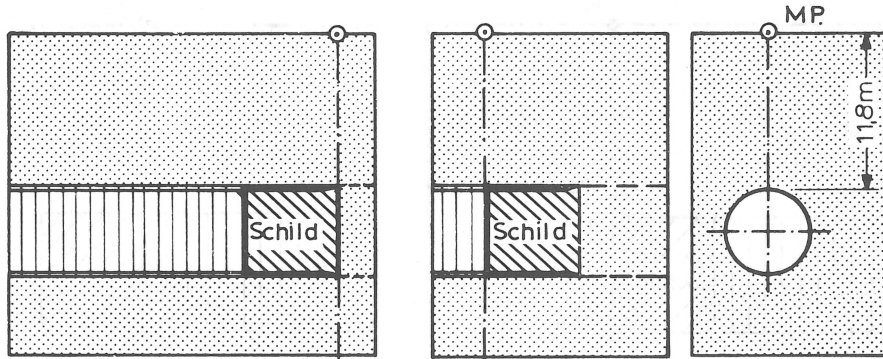
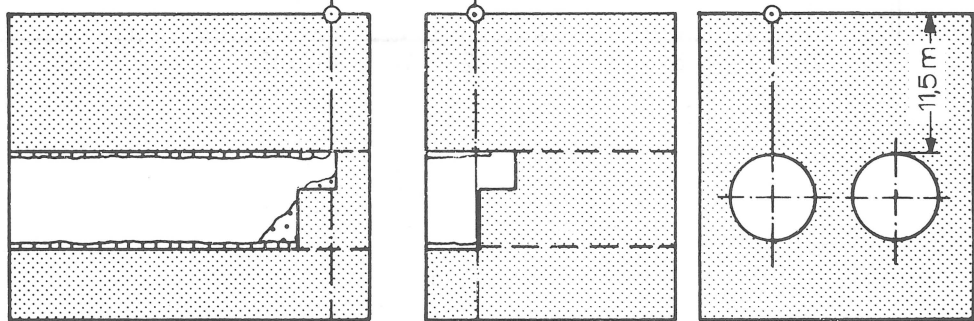


BILD 29 : Schildvortrieb - Zeitlicher Ablauf der Setzungen
(T2 - Vortriebseinfluß der Nordröhre)

Schild Bauweise



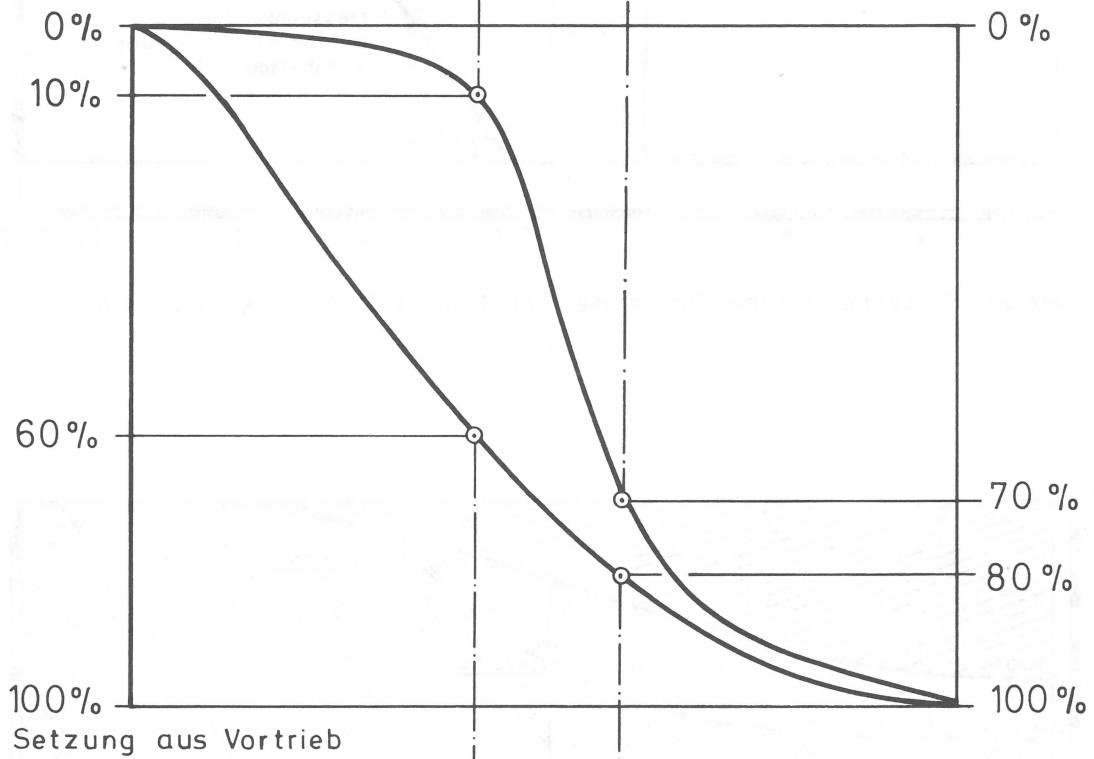
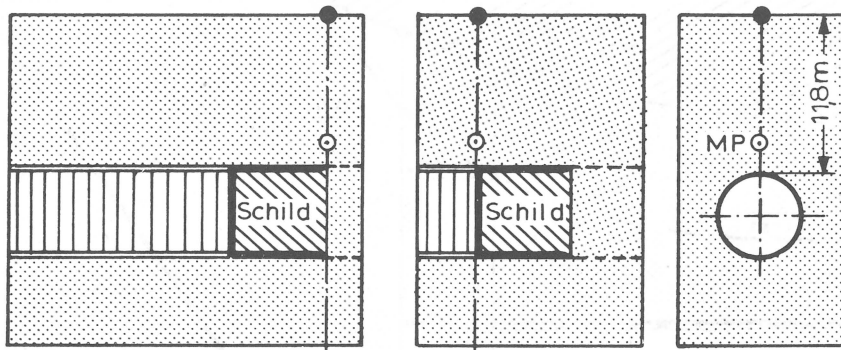
Neue Österreichische Bauweise



Setzungsverlauf in der Geländeoberfläche
(Schild ← → Neue Österreichische Bauweise)

BILD 30

Schild Bauweise



Neue Österreichische Bauweise

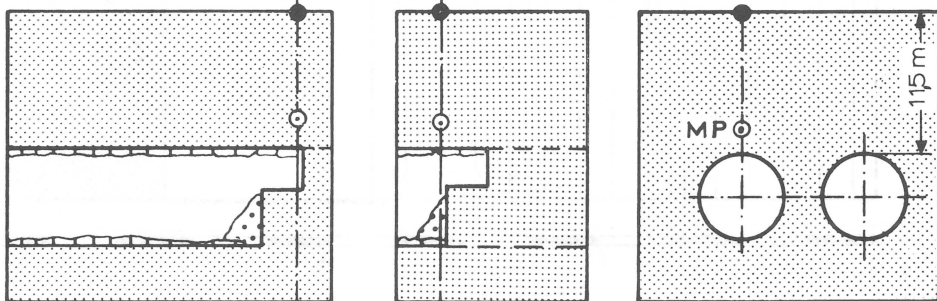
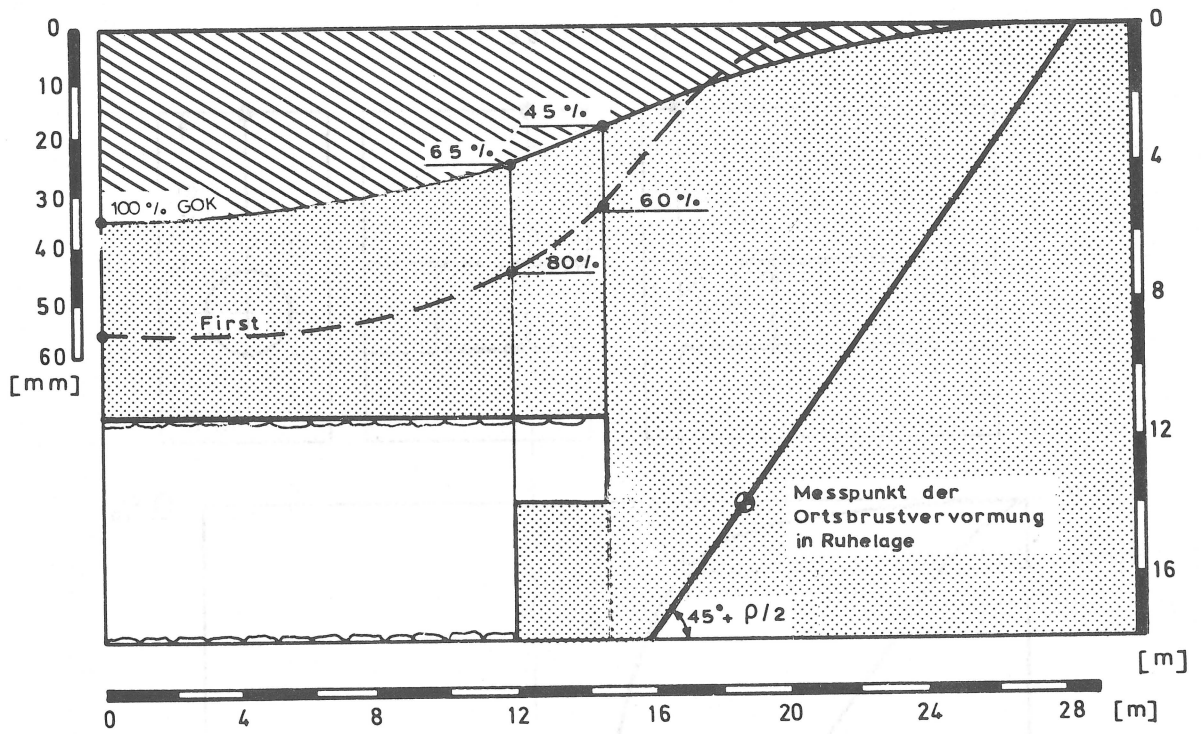
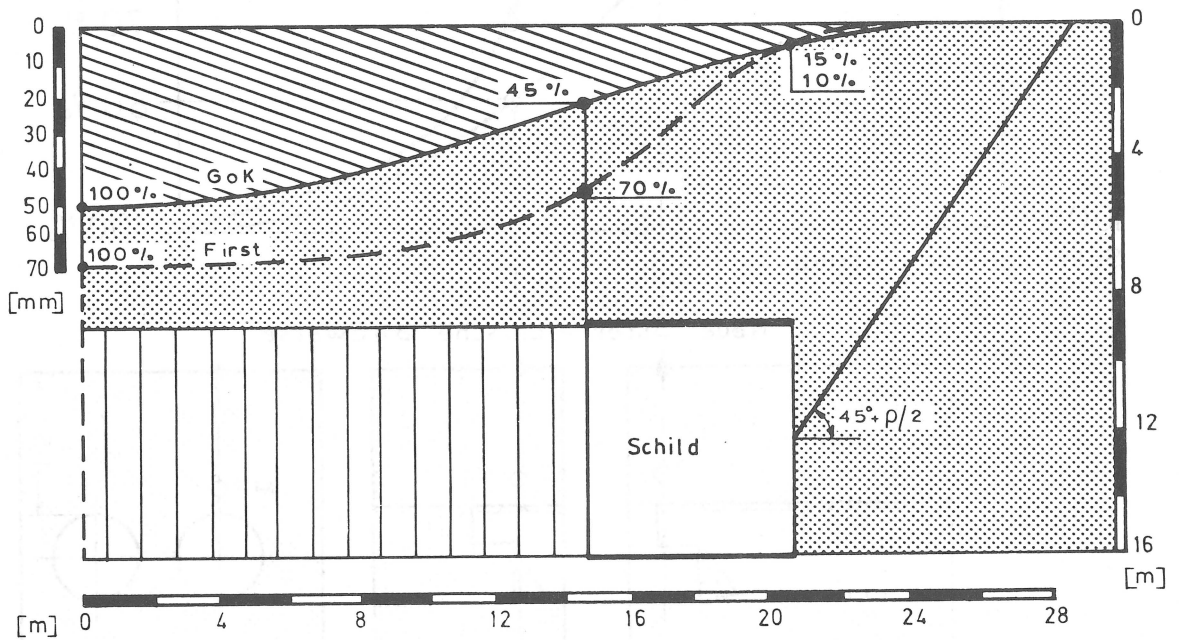


BILD 31 : Setzungsverlauf im First
(Schild ← → Neue Österreichische Bauweise)



Neue Österreichische Bauweise Meßpunkt D 2 Querschnitt II



Schildbauweise Meßpunkt T 7 Fahrgasse

BILD 32 : Setzungsmulden in Längsrichtung und Verformungszone, Setzungseinfluss einer Tunnelröhre

①

$$s = \frac{2R}{10} \cdot \frac{2,2}{2,2 \cdot \sqrt{H/100}}$$

②

$$s = \frac{2R - \chi \cdot H}{10}$$

③

$$s = \frac{25}{25 \cdot \sqrt{H}} \cdot \frac{2R}{10}$$

④

$$s = \frac{\pi \cdot \tilde{B} (h^2 \cdot \gamma / E_s \cdot \Delta)}{8(\tilde{B} + 2h \operatorname{tg} \beta)(1 + h/2t) + t \cdot \operatorname{ctg} \rho}$$

⑤

$$s = \frac{p_v \cdot R}{E_s} \cdot \alpha$$

[3] Szechy Seite 824 - 833

[7] Kastner Seite 70

Nr.	FORMEL	s (mm)
1	Briggs	55
2	Goldreich	61
3	Karawaljew	56
4	Szēchy	15
5	Kastner	22
6	gemessene Setzung(Mittel)	33

s = maximale Setzung [mm]

R = 3,2 m Tunnelradius

H = 11,5m Firstüberdeckung

 \tilde{B} = $\approx 12,4$ m (s.Bild 35, $\tilde{B} = 2B$) γ = 1,85 Mp/m³ Raumgewicht Ton E_s = 2500 Mp/m² Steifeziffer Ton ρ' = 20° Reibungswinkel Ton β = 45° + $\rho/2$ p_a = $\gamma \cdot h$ aktivierter Ausbauwiderstand p_v = $\gamma \cdot H - p_a = \gamma \cdot t$ α = 1,667 elastischer Verschiebungsbeiwert [7] χ = 0,03 empirischer Setzungsbeiwert [3]

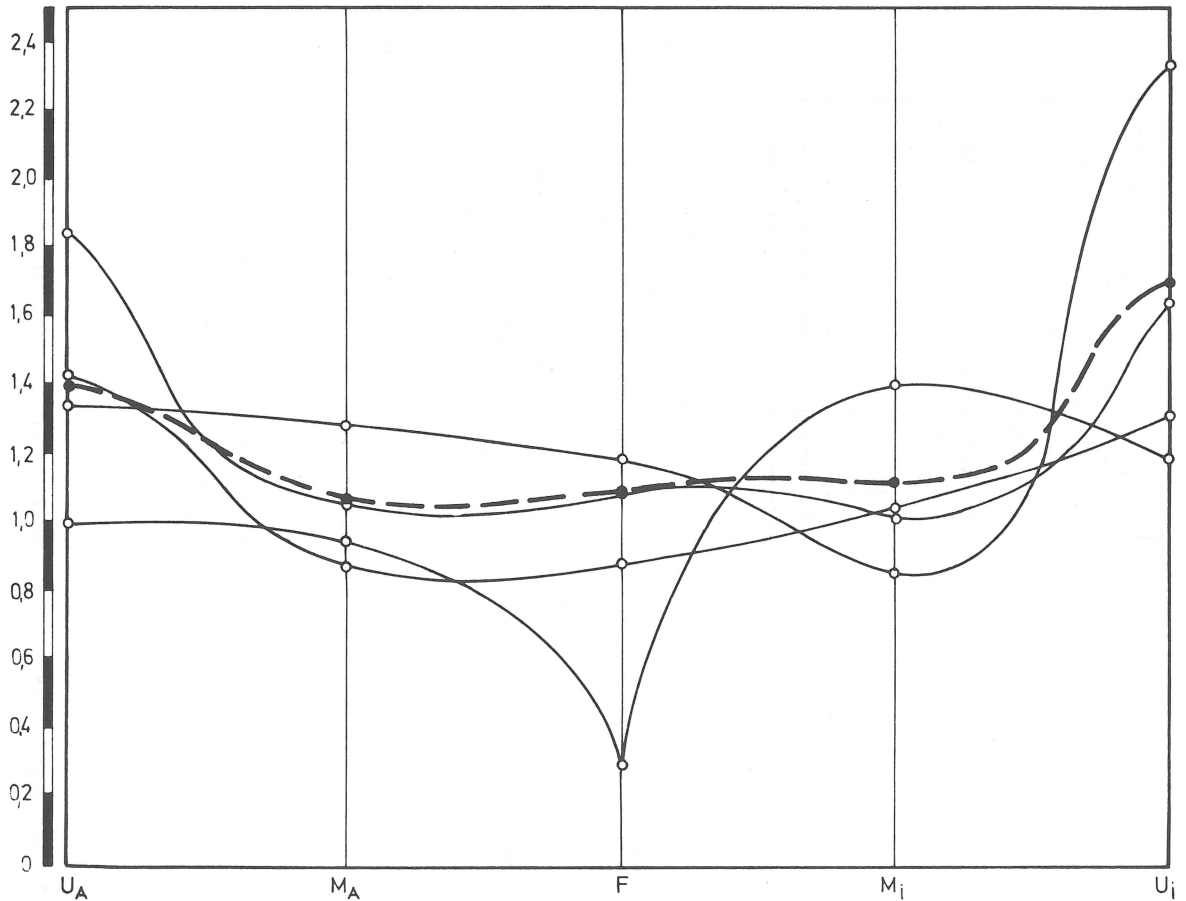
h = 6 m (s.Bild 35)

t = H - h = 5,5 m

 Δ = 0,1 m Ringspalt

BILD 33 ; Näherungsformeln zur Setzungsberechnung

[kp/cm²]



—●—●—●—●—●— mittlerer gemessener Erddruck

F First
U Ulrne

MITTLERE WERTE [kp/cm²]

$U_A = 1,4$

$F = 1,07$

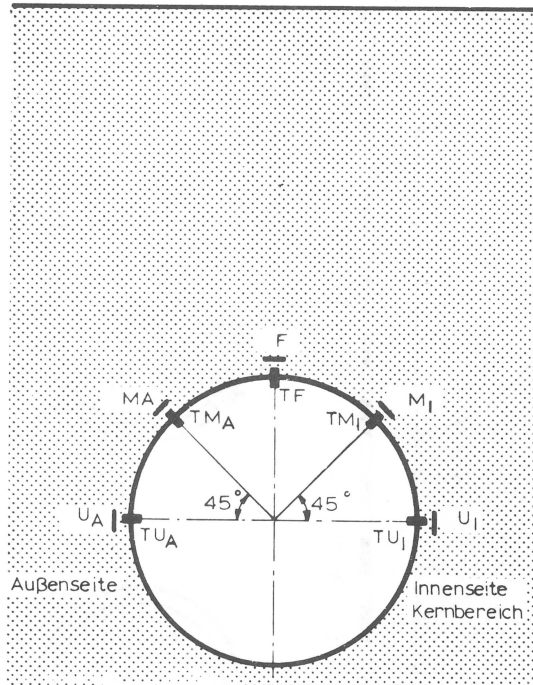
$M_A = 1,05$

$U_i = 1,6$

$M_i = 1,1$

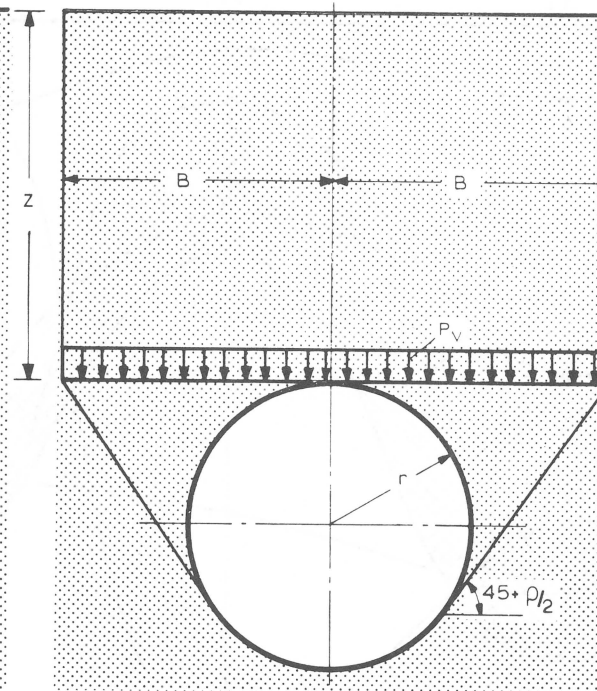
BILD 34 : Neue Österreichische Bauweise — Druckdosenmessung
Erddruck auf Spritzbetonauskleidung

Anordnung der Druckdosen



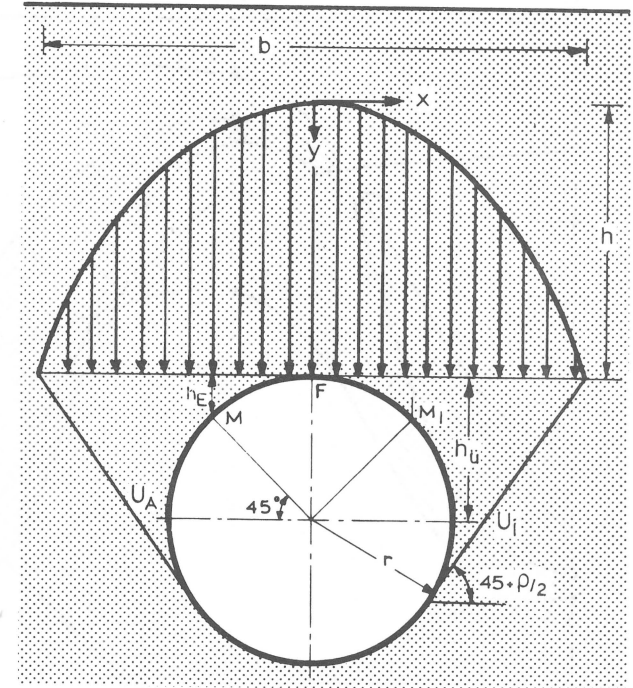
- T = Tangentialdruck
- F = First
- U = Ulmen
- M = Meßdose unter 45°
- A = Tunnelaußenseite
- I = Tunnelinnseite

Silodruck nach Terzaghi



$$P_v = B \frac{\gamma - c/B}{\lambda \cdot \operatorname{tg} \rho} \cdot (1 - e^{-\lambda \operatorname{tg} \rho \cdot z/B})$$

Theorie nach Protodjakonow



$$y = x^2 \cdot \frac{2}{b \cdot f}$$

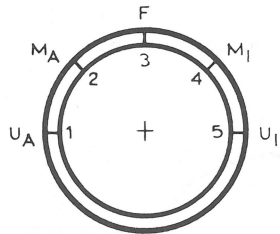
$$h = \frac{b}{2 \cdot f}$$

$$P_{\max} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{b}{f}$$

f = 1 für Tonboden

BILD 35: Druckdosenanordnung und Berechnungsannahmen

Anordnung der
Glötzl-Dosen
im Spritzbeton



 mittlerer Druck

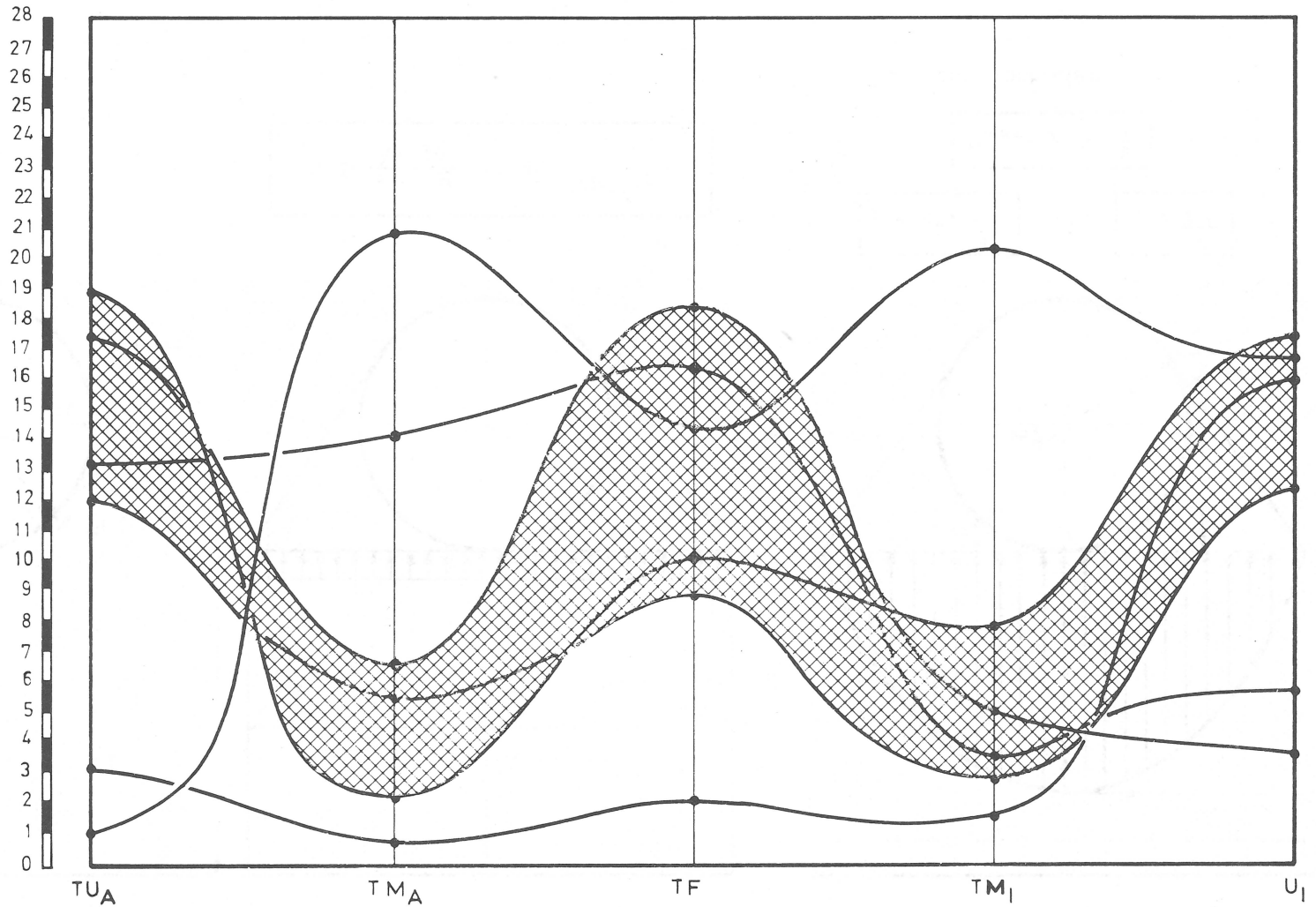


BILD 36: Normalspannungen in der Spritzbetonauskleidung

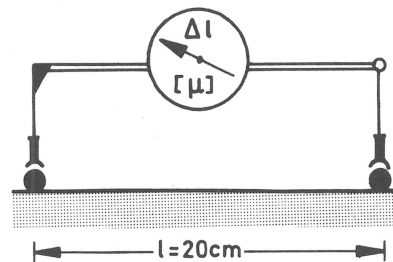
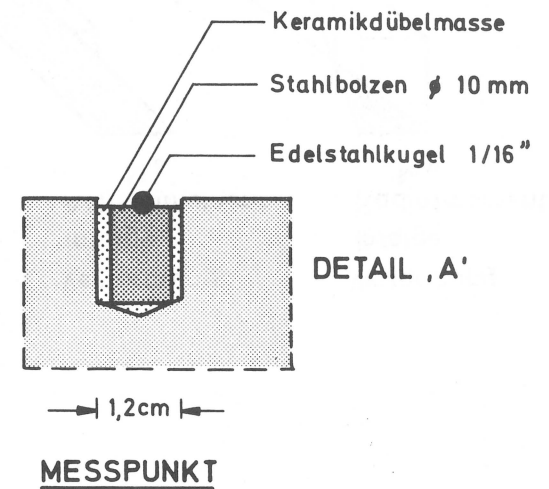
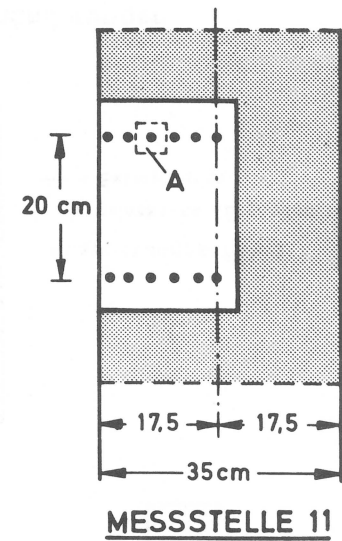
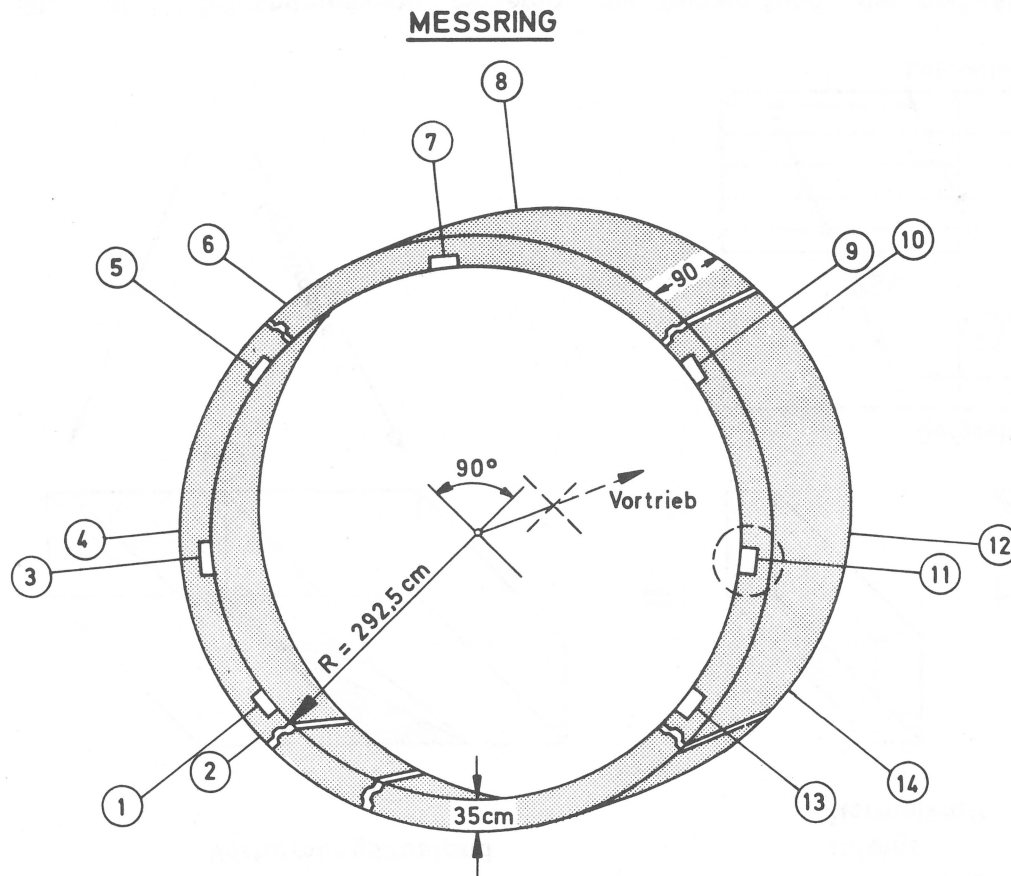
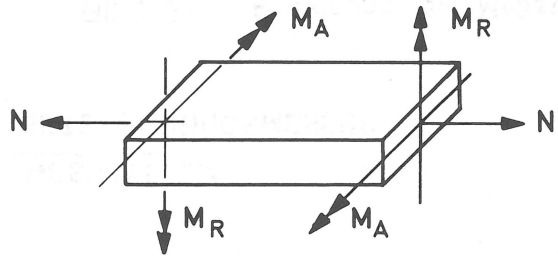


BILD 37 : Anordnung der Meßstellen an den Tübbing

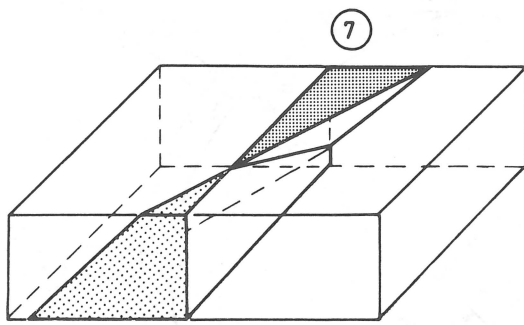


Allgemeiner
Verformungszustand

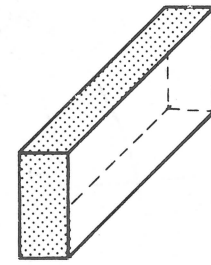
Verformung
infolge
Normalkraft
 N

Verformung
infolge
Achsmoment
 M_A

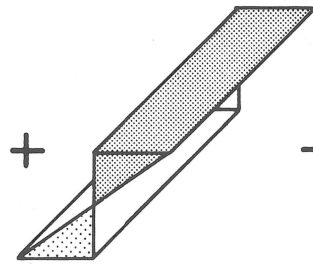
Verformung
infolge
Radialmoment
 M_R



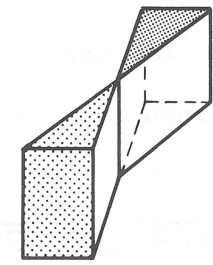
=



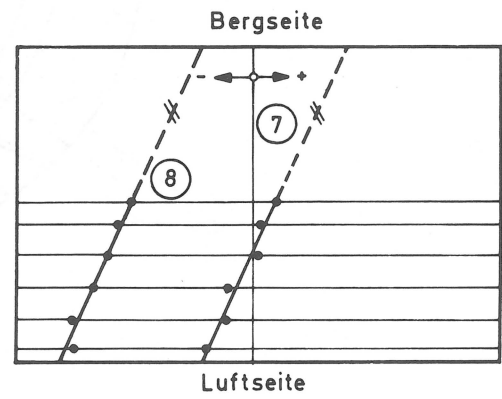
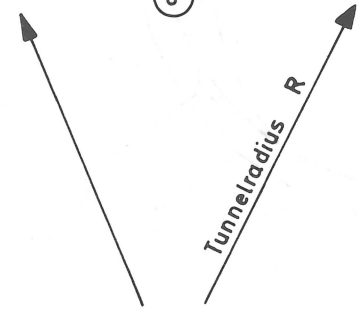
+



+



8



Auswertungsschema
 ● gemessene Längenänderung
 --- Extrapolation

BILD 38 : Tübbingmessung Schema der Auswertung der gemessenen Längenänderungen

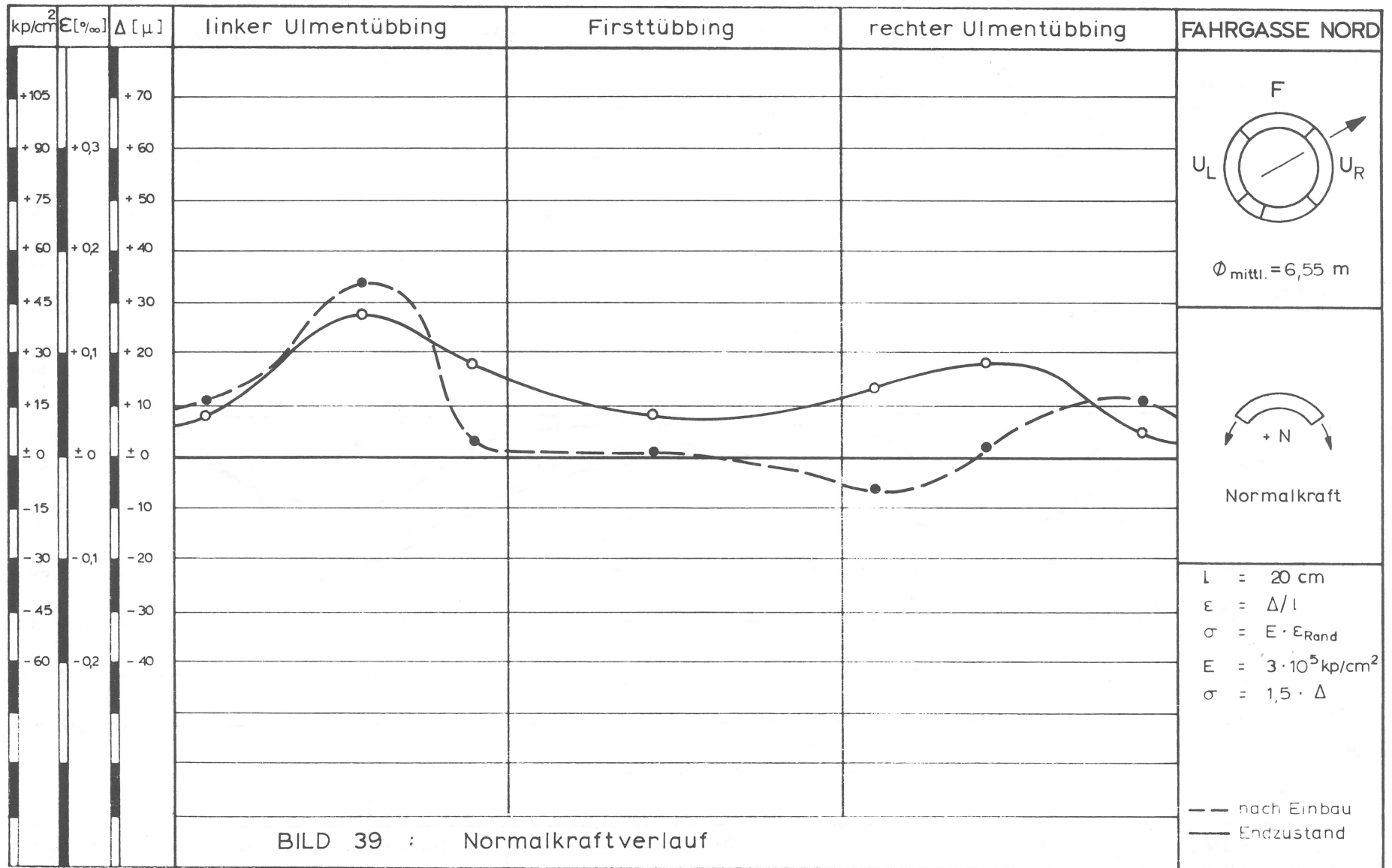
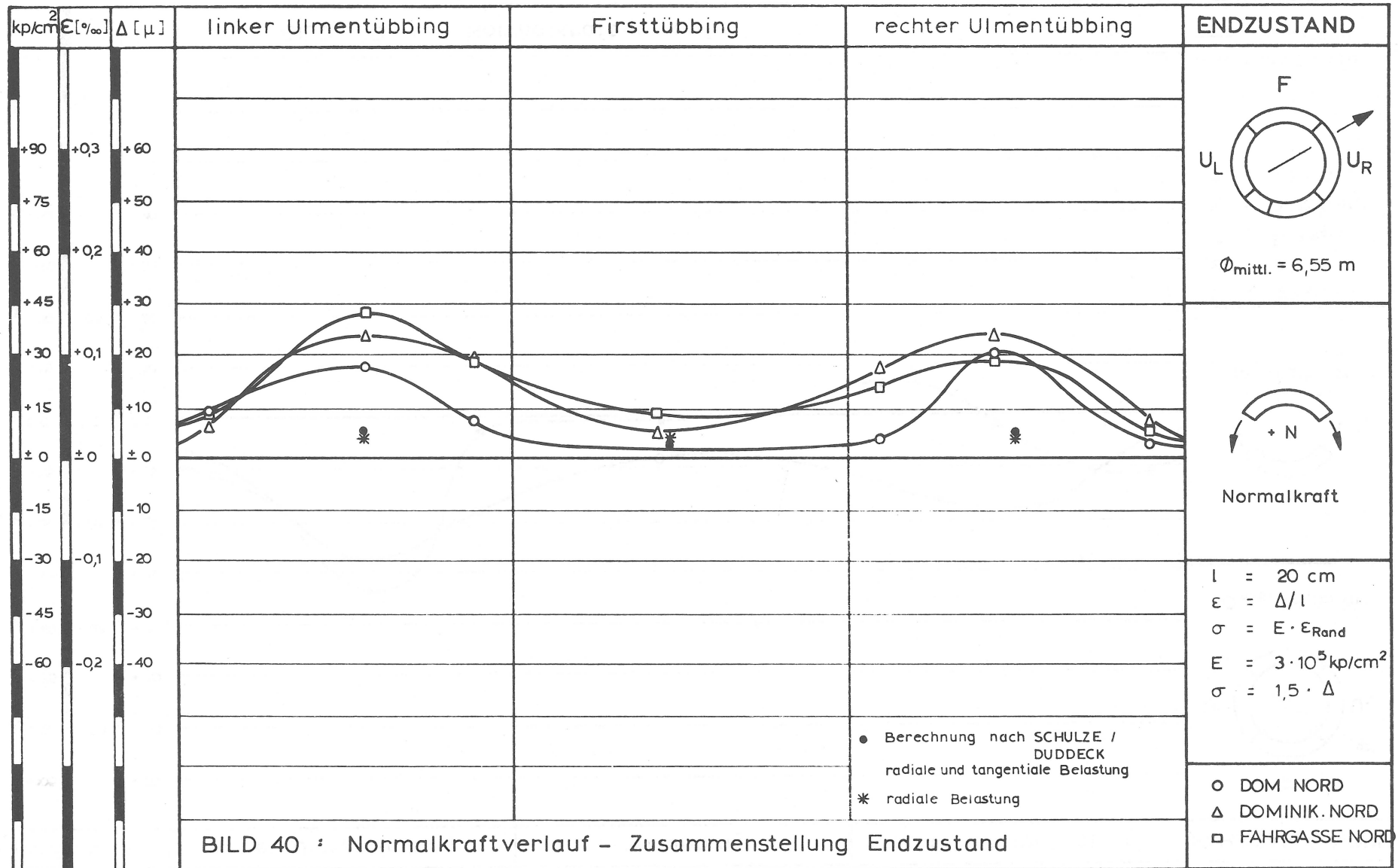
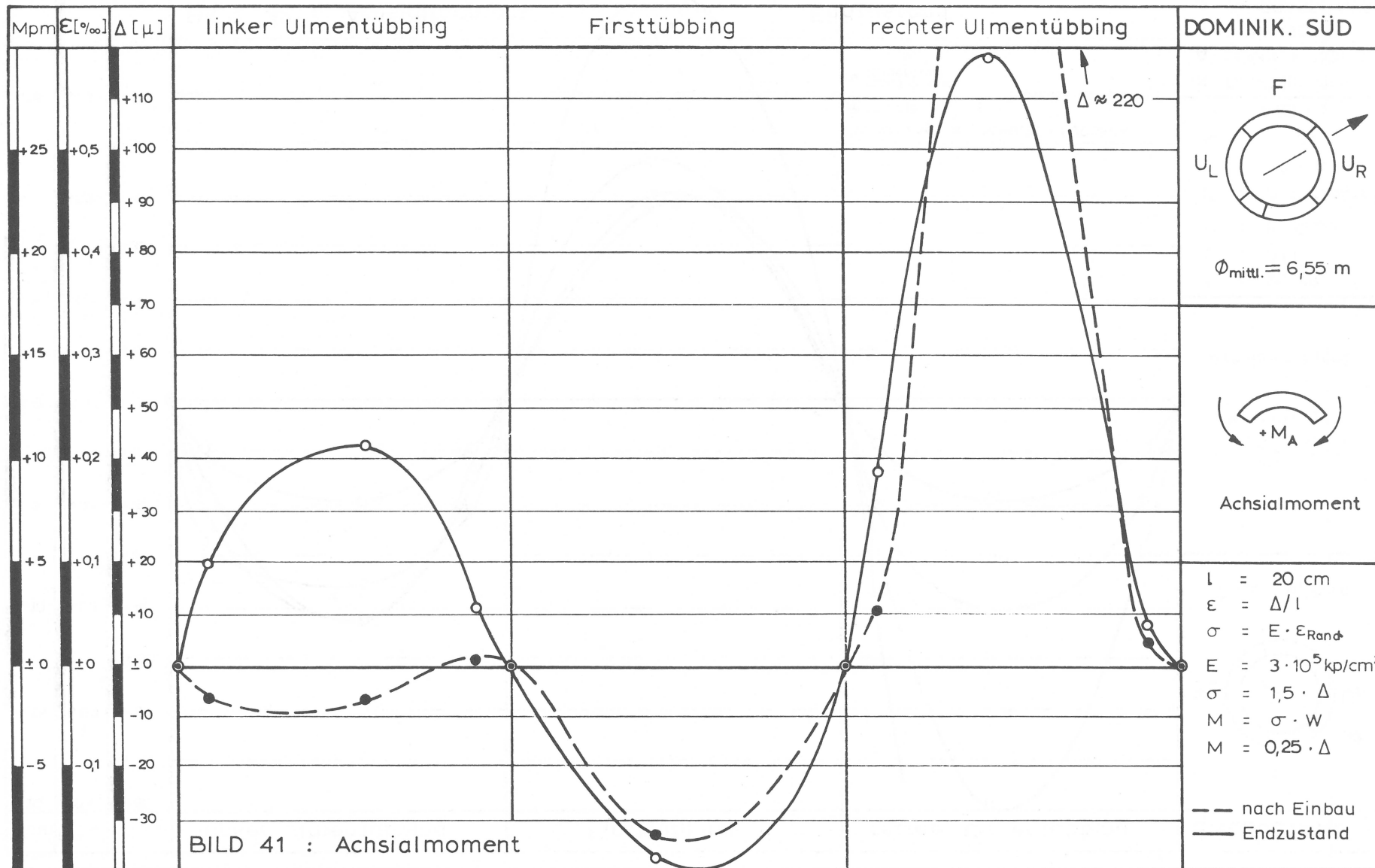
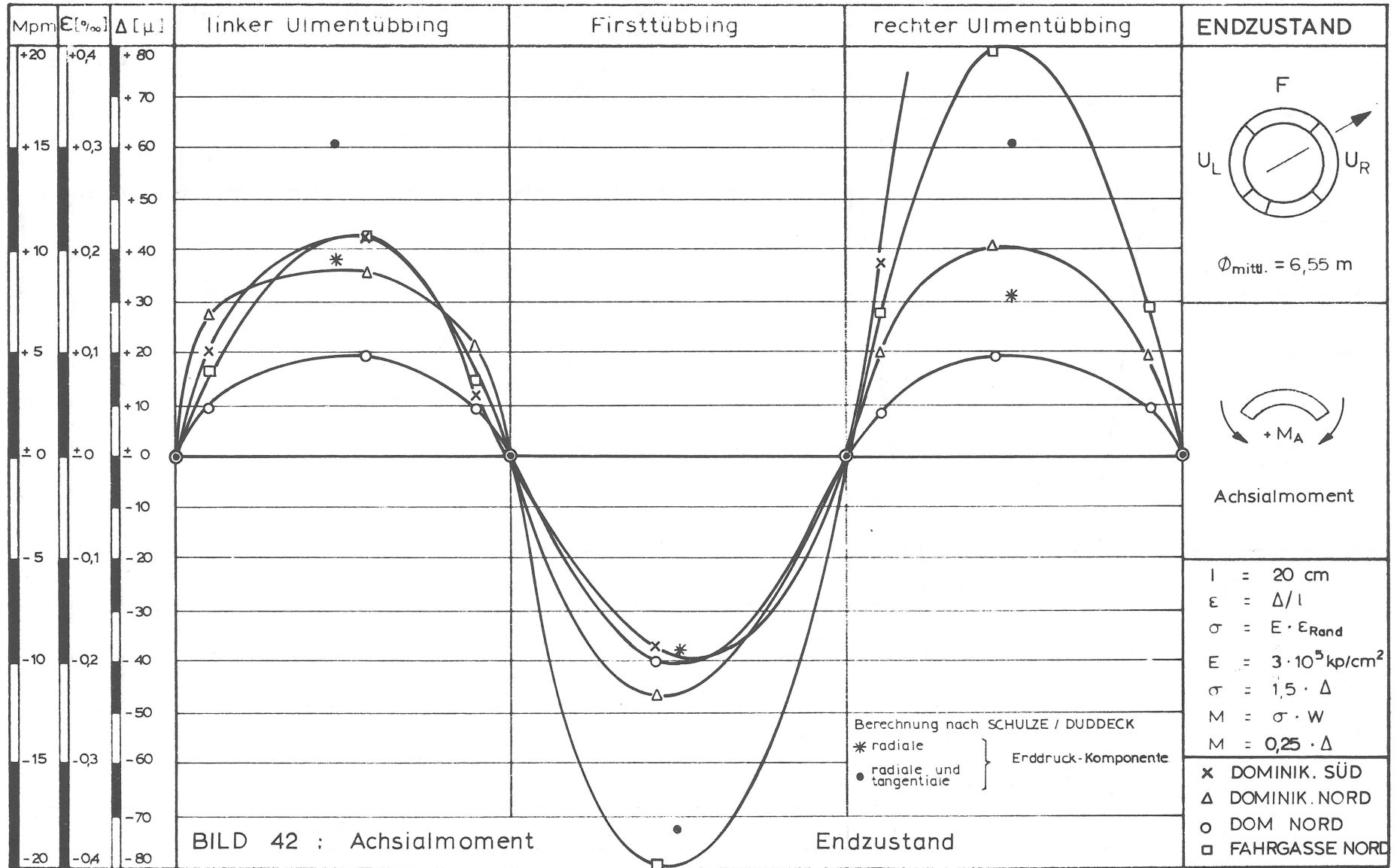


BILD 39 : Normalkraftverlauf







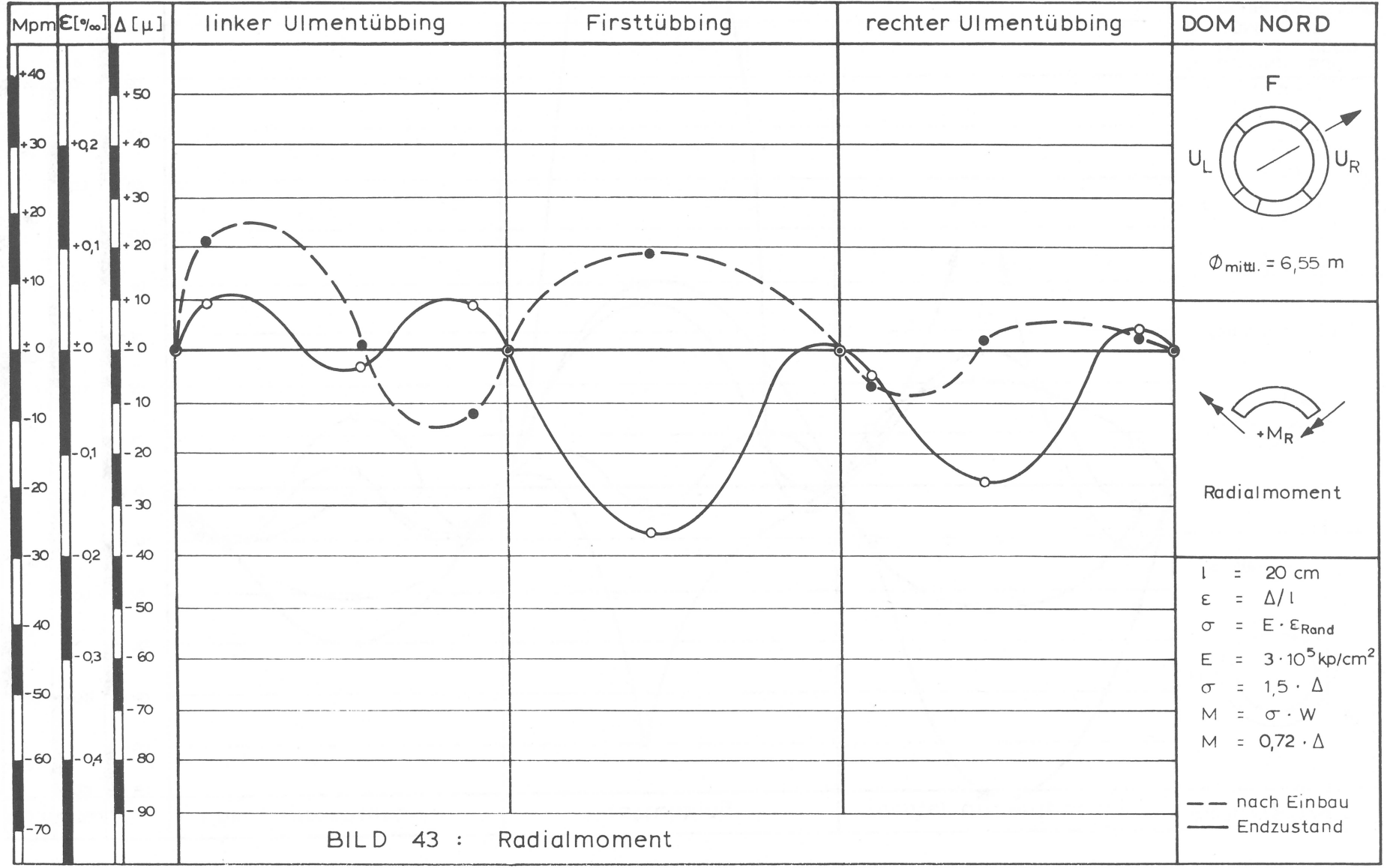
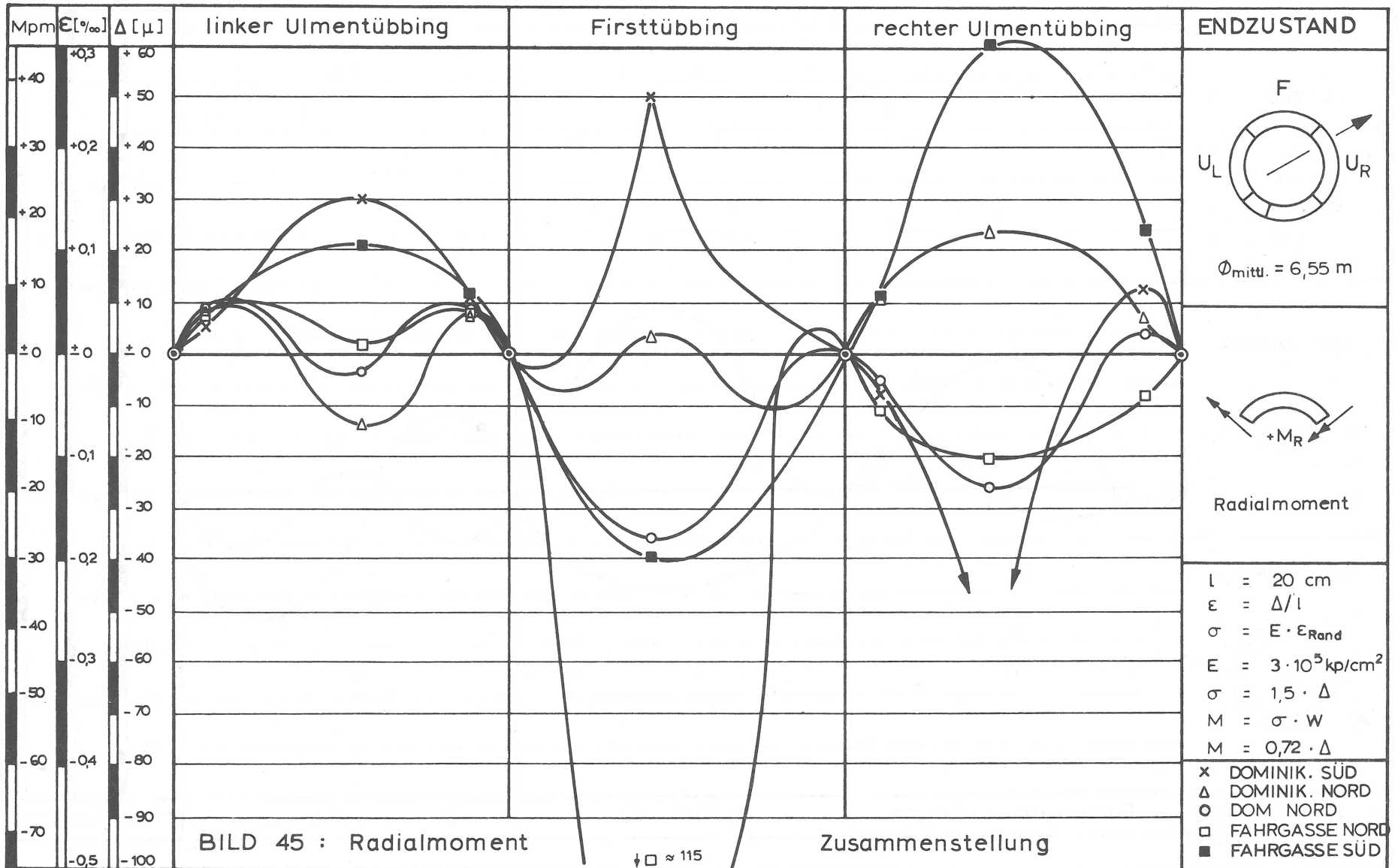
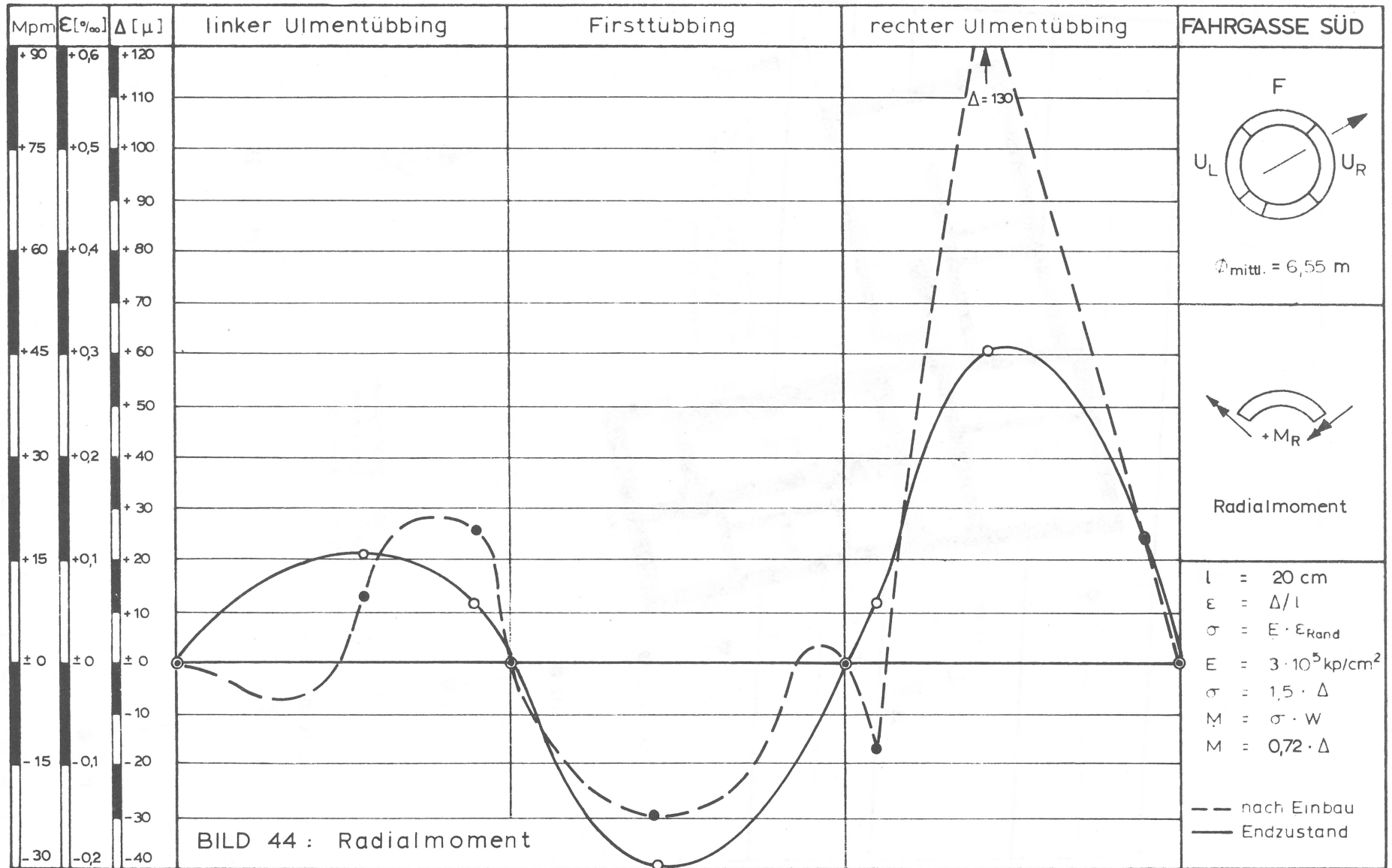


BILD 43 : Radialmoment



↓ □ ≈ 115



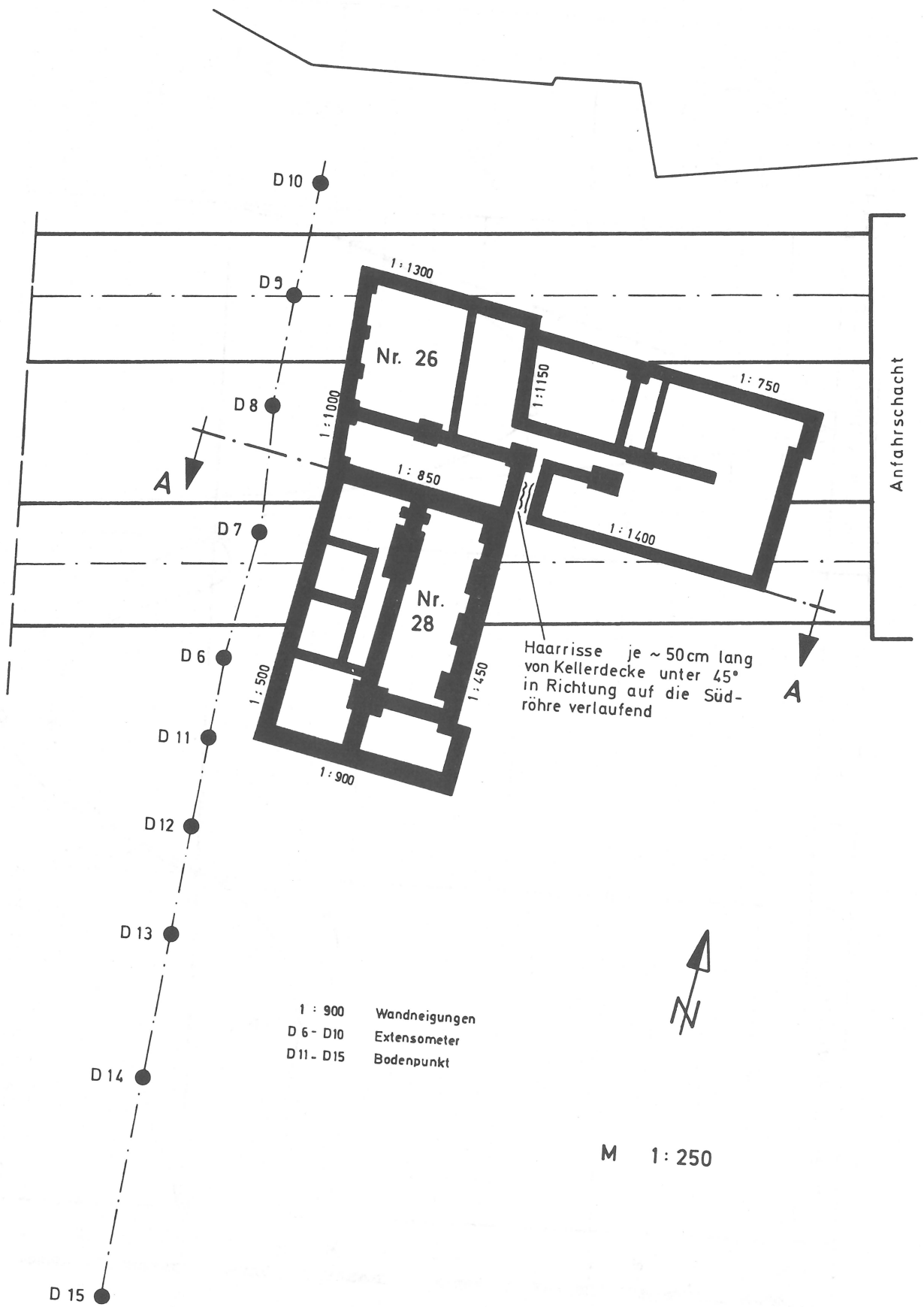


BILD 46 : Fundamentplan Römerberg 26 - 28

Setzung des Hauses
(Römerberg 26,28)
in Abhängigkeit vom
Vortrieb

Schnitt A-A M 1:200
Neue Österreichische Bauweise

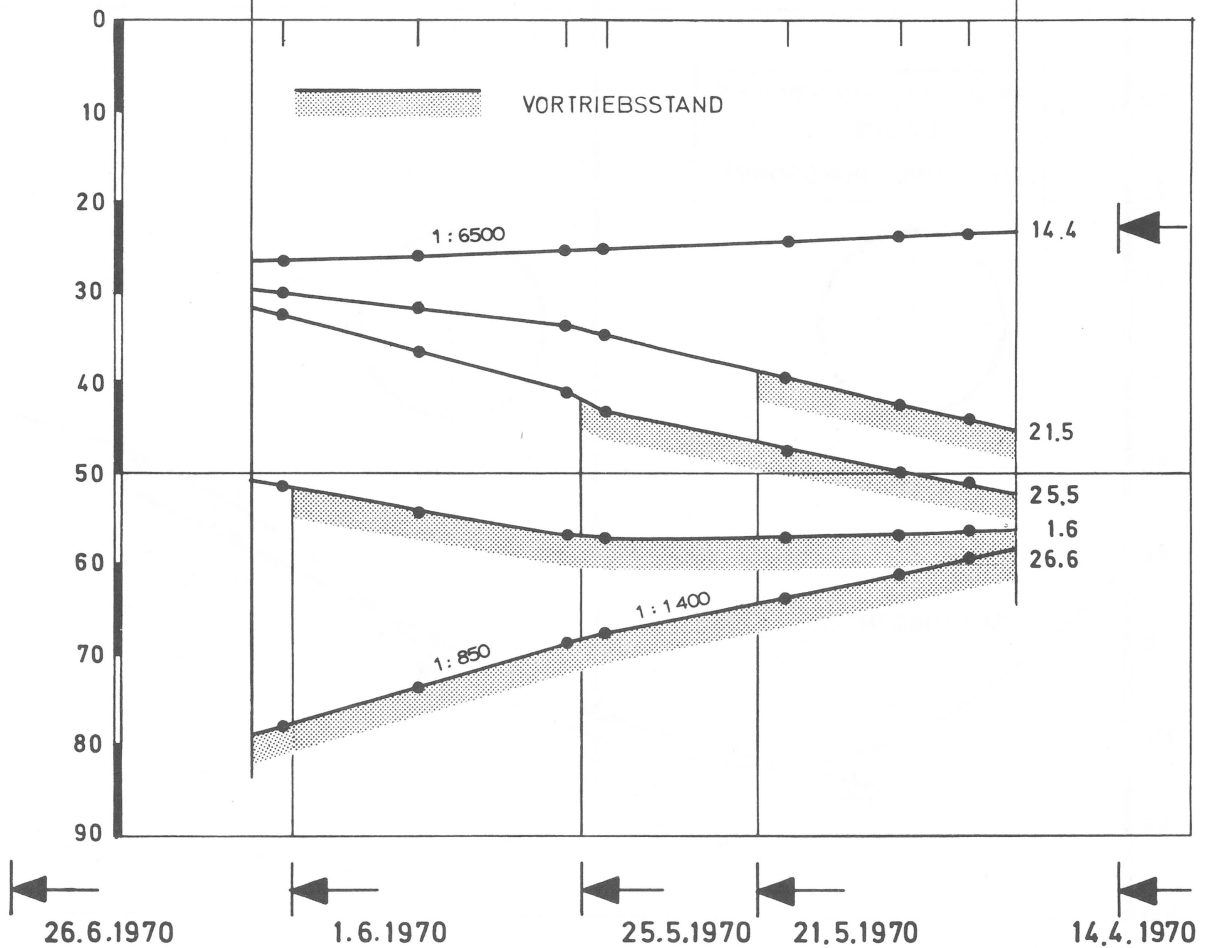
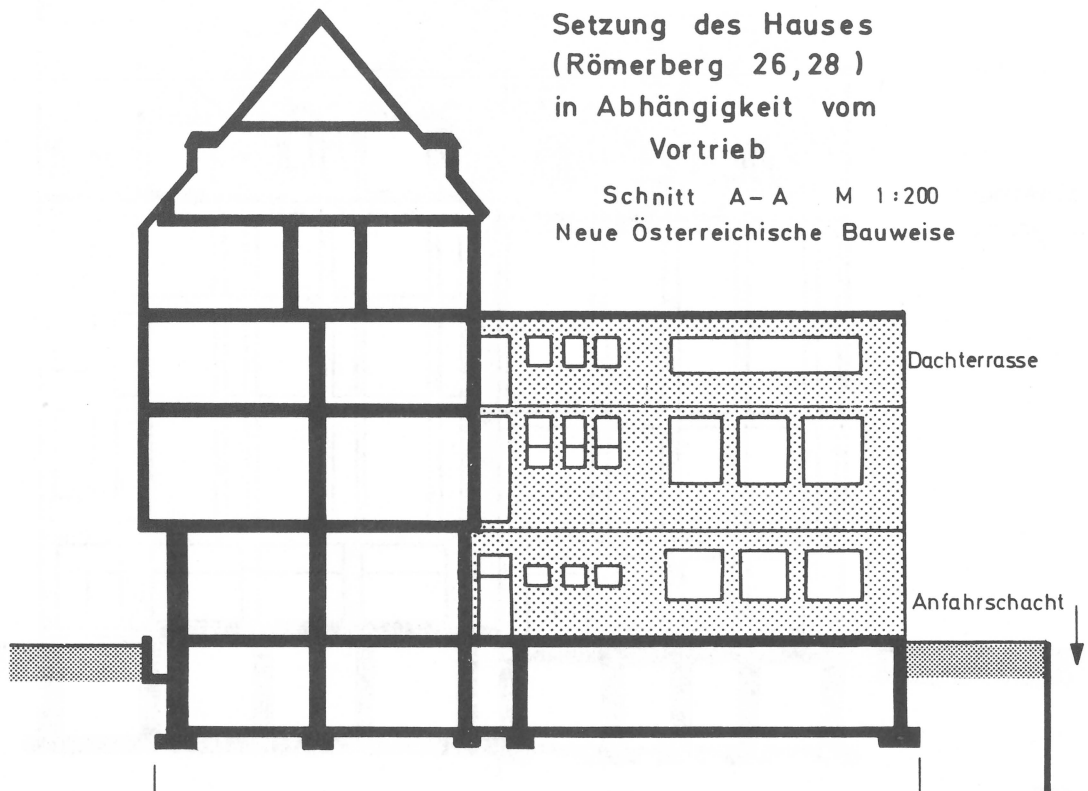


BILD 47 : Setzung der Häuser Römerberg 26 - 28

Römerberg
Nr. 26, 28

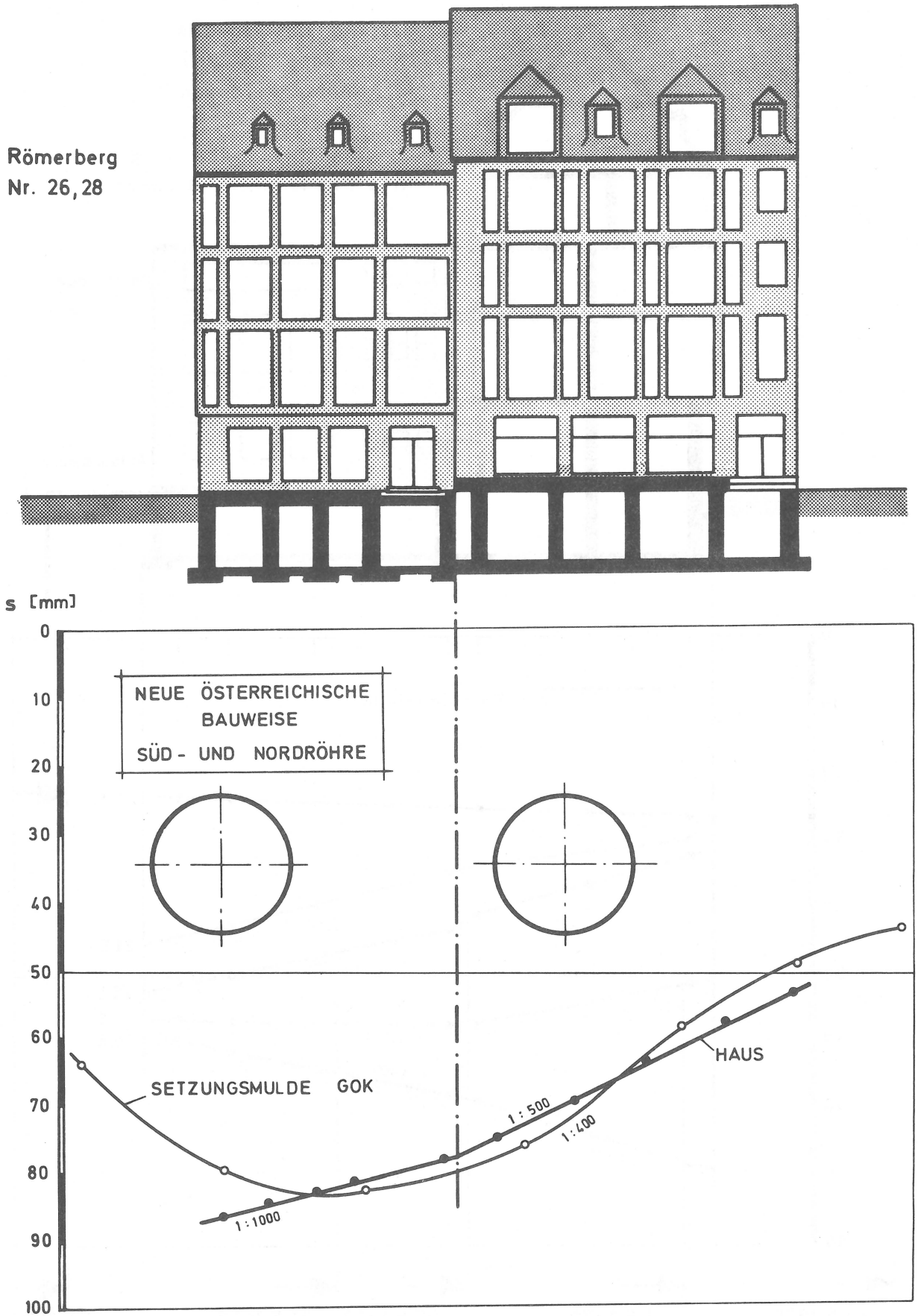
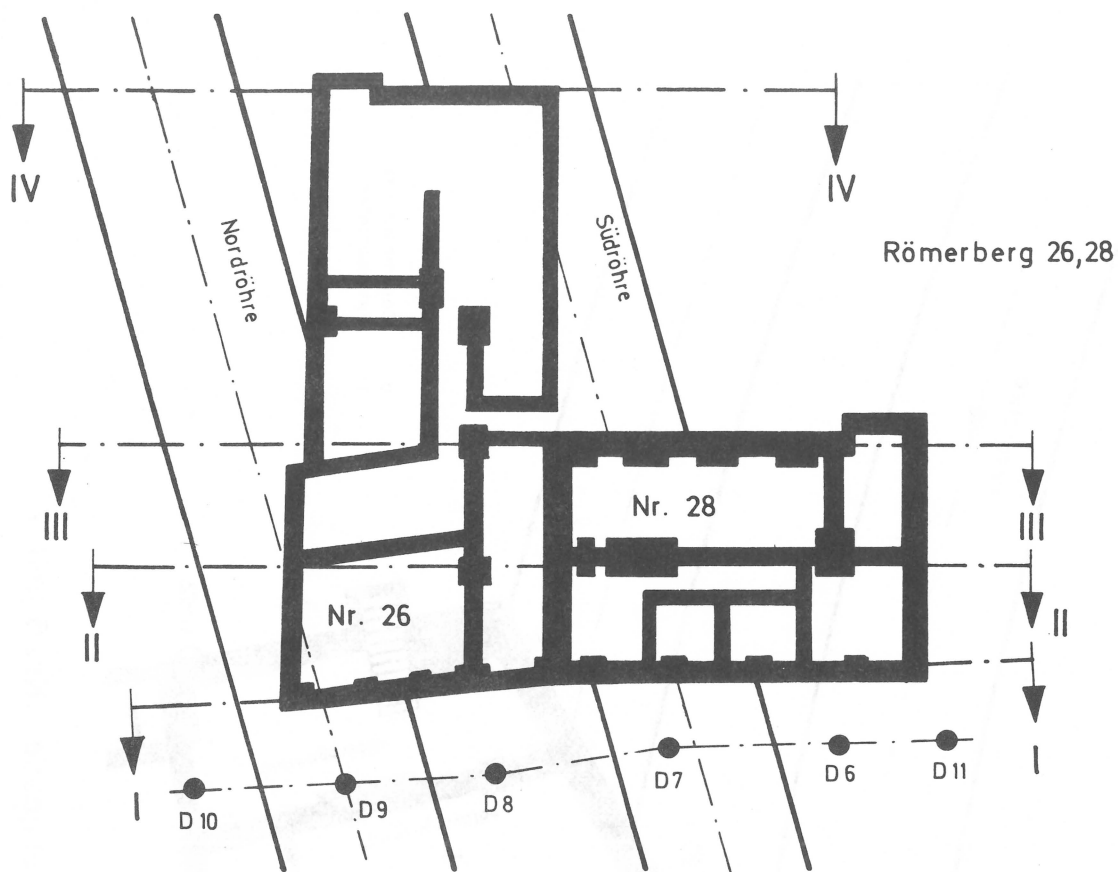


BILD 48 : Geländesetzung und Gebäudesetzung



Fundamentplan mit Setzungsquerschnitten

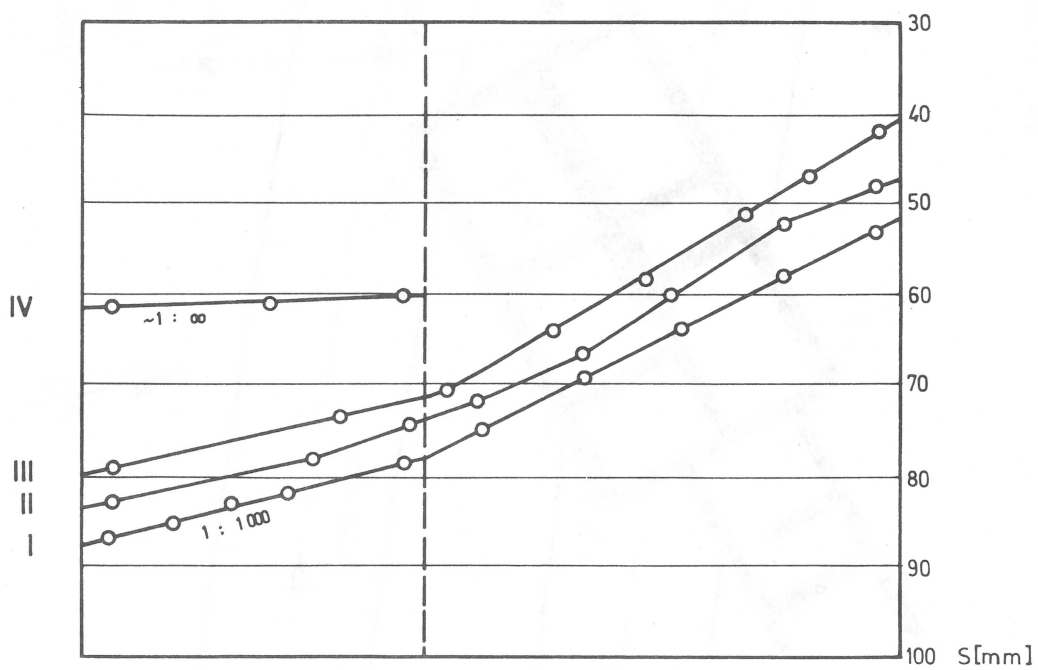
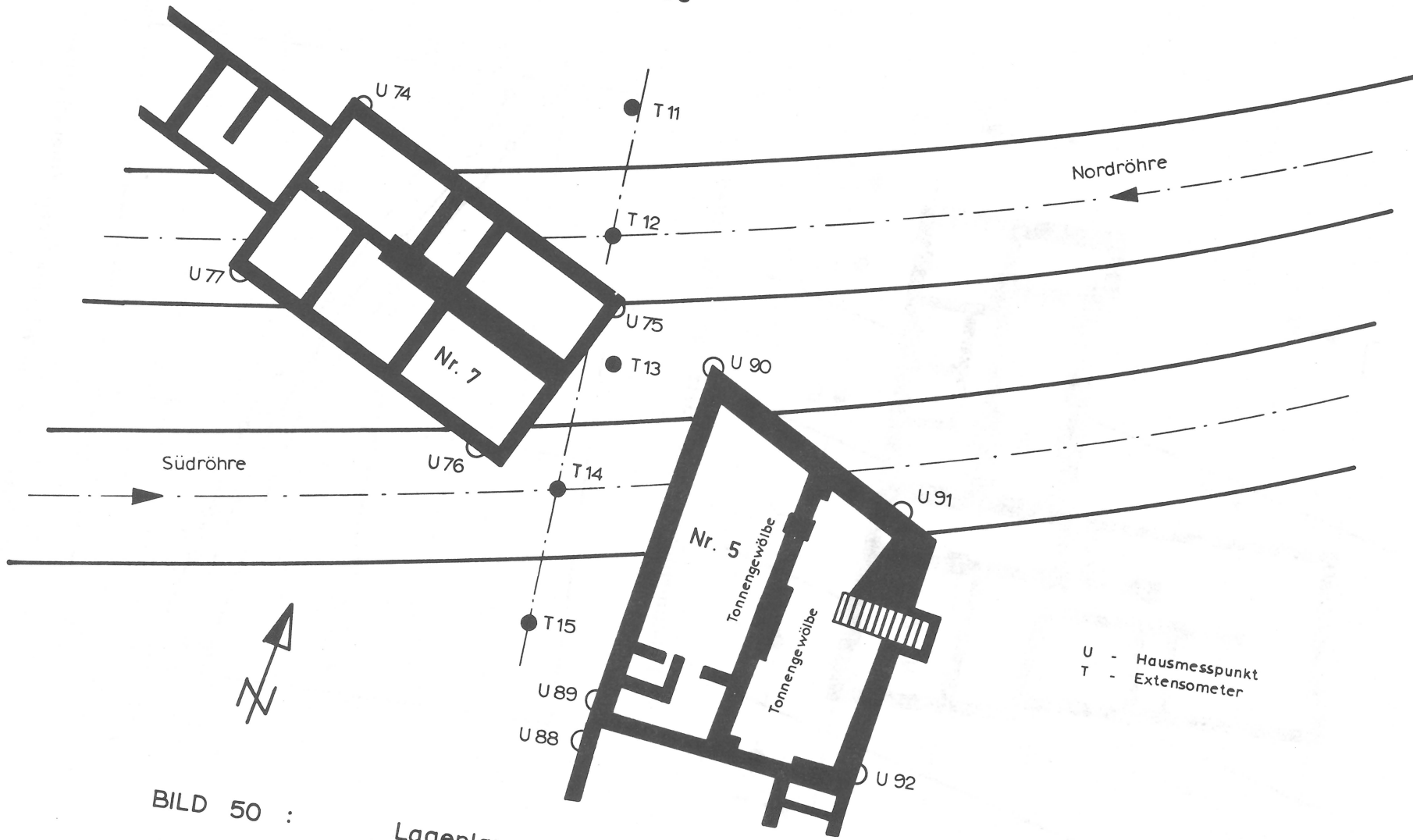


BILD 49 : Gebäudesetzung in verschiedenen Querschnitten

M 1:250



U - Hausmesspunkt
T - Extensometer

BILD 50 :

Lageplan Dominikanergasse Nr. 5 und 7

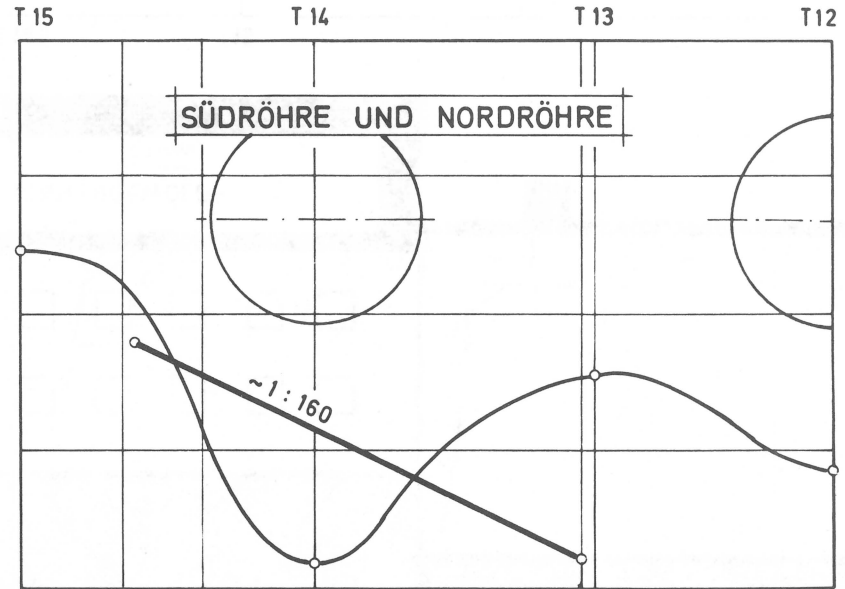
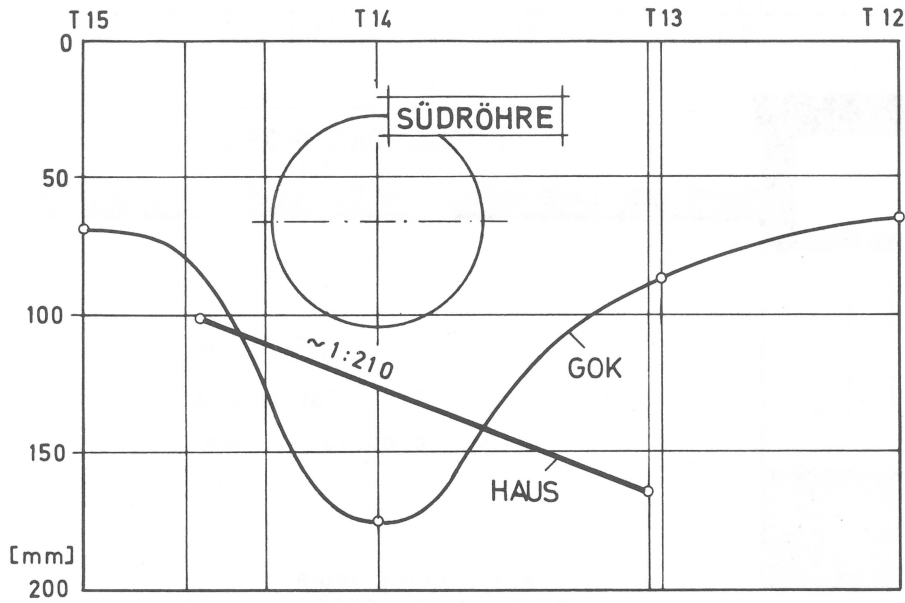
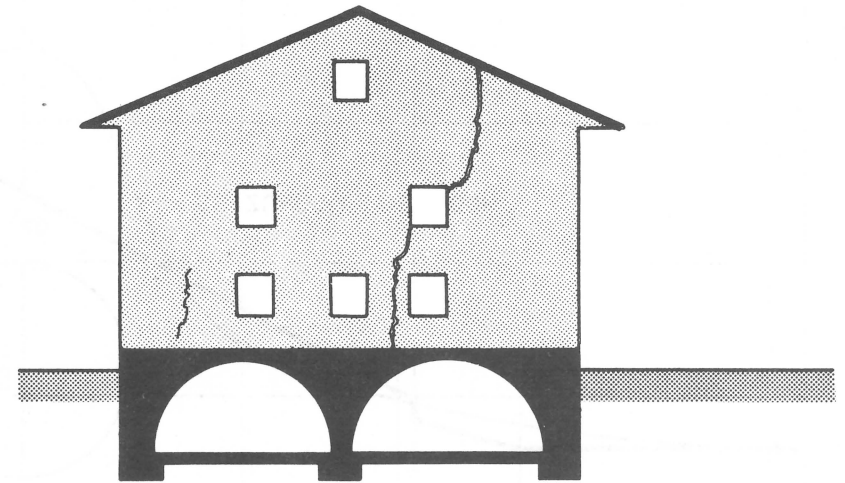
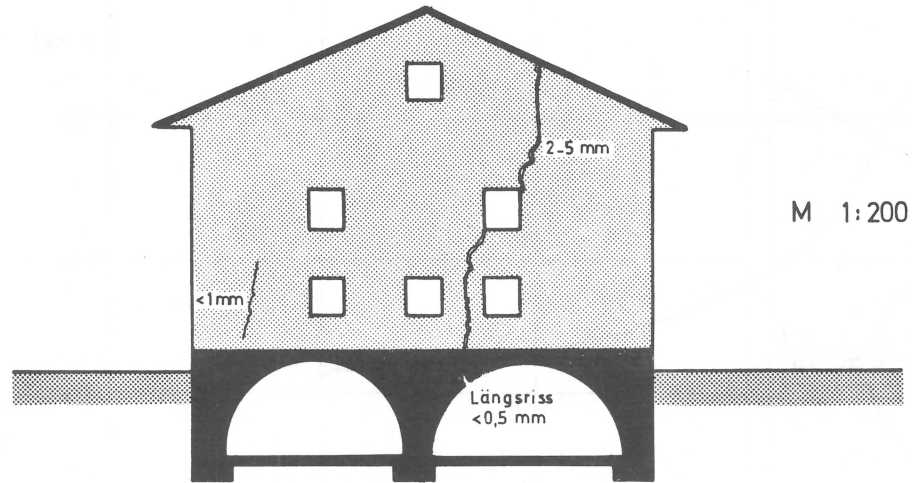


BILD 51 : Dominikanergasse Nr. 5 - Nordseite - Schildvortrieb

BILD 52 : Gebäudesetzung bei einer Tunnelröhre

Dominikanergasse Nr. 5
Westseite
M 1:200

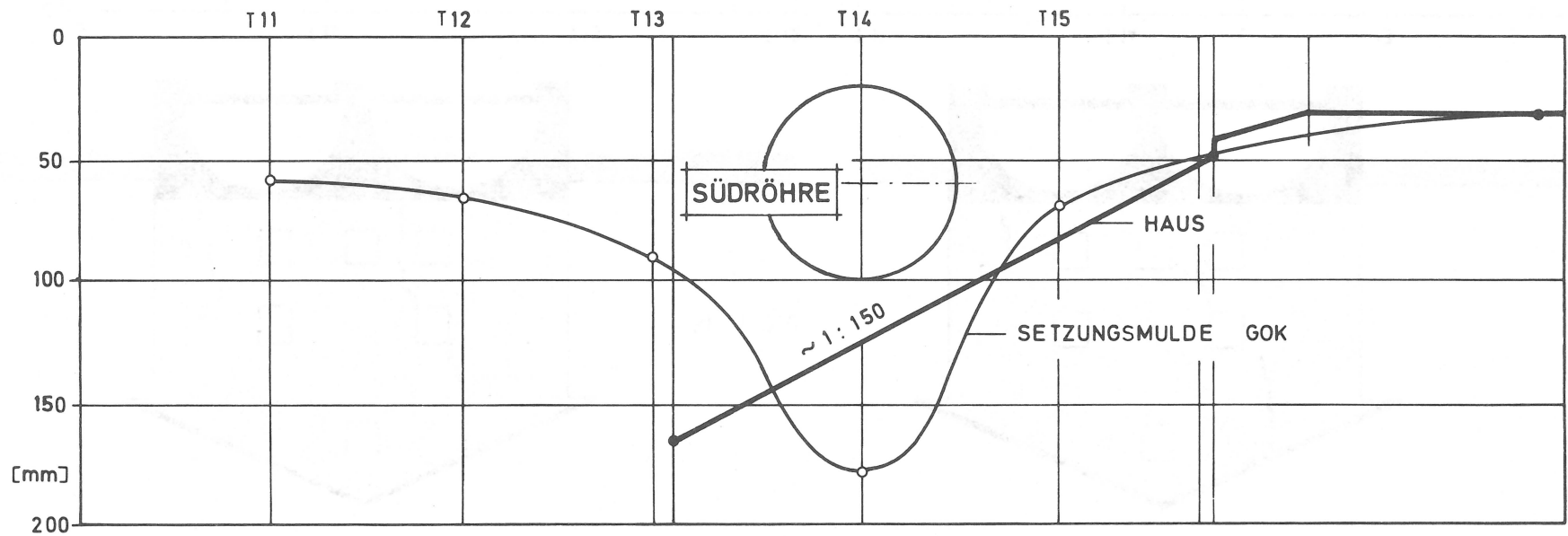
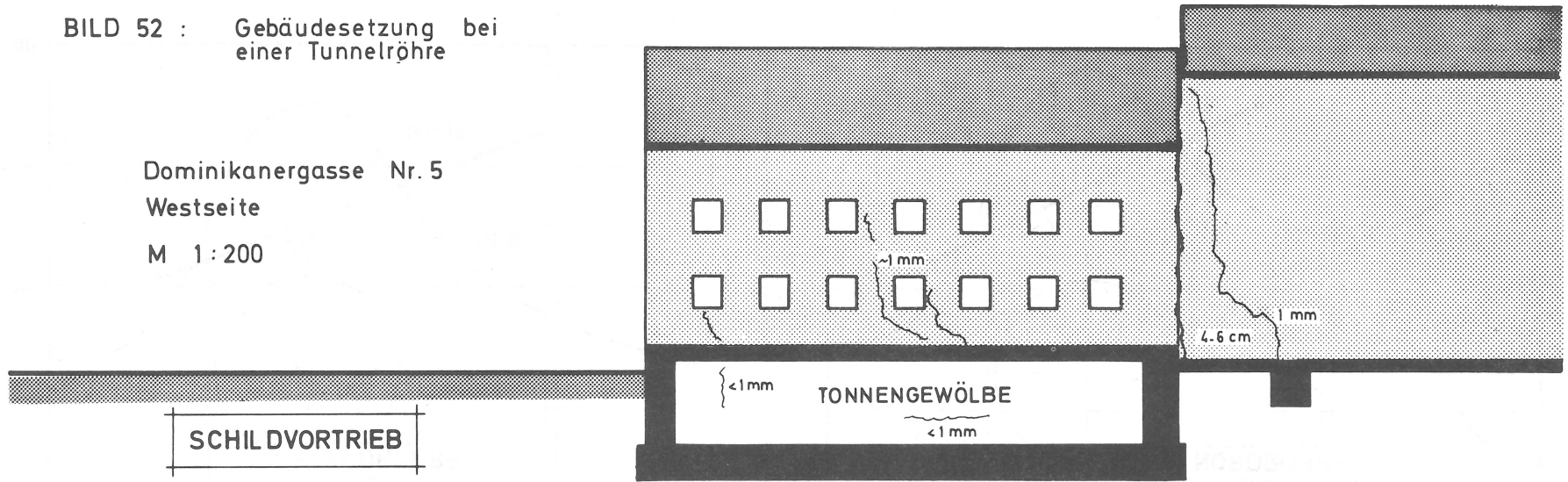
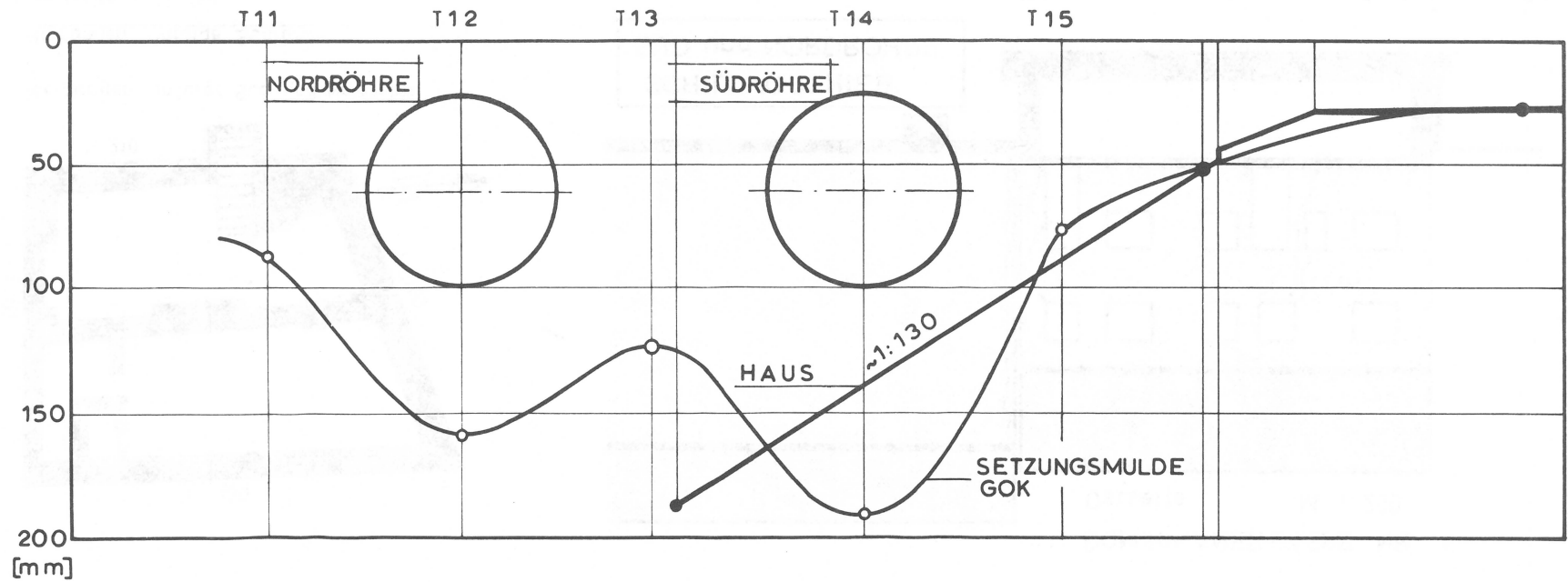
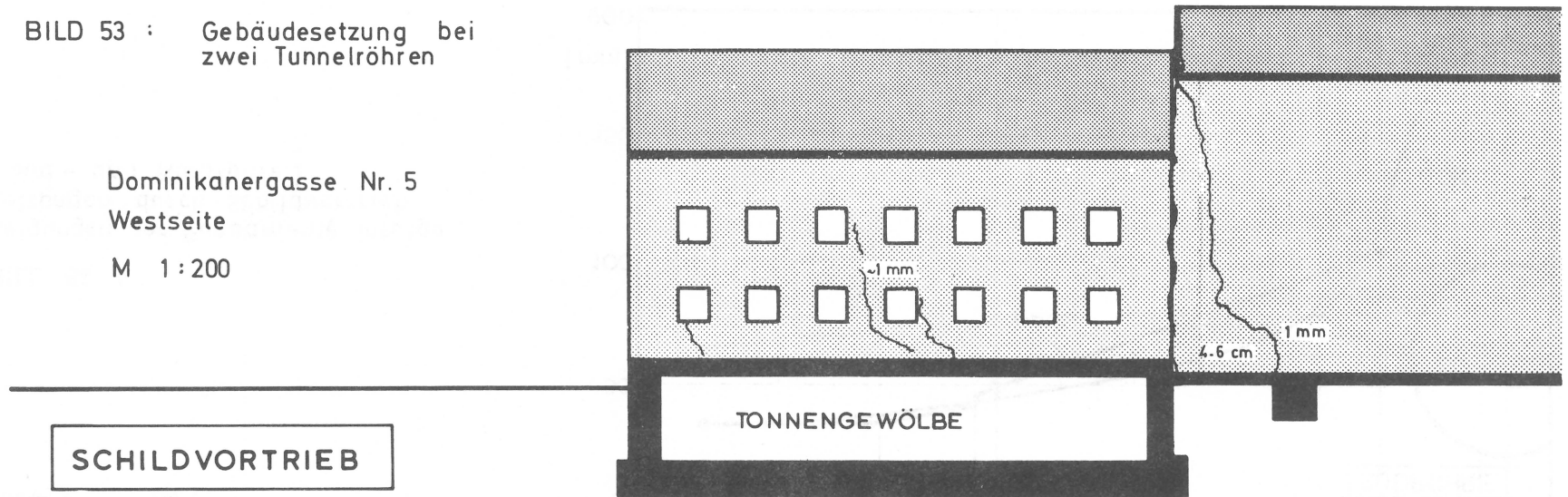


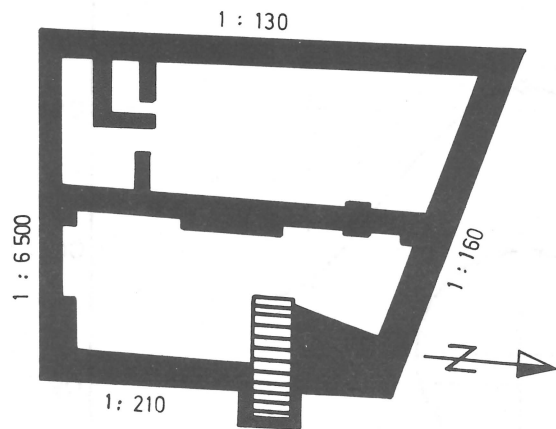
BILD 53 : Gebäudesetzung bei zwei Tunnelröhren

Dominikanergasse Nr. 5

Westseite

M 1:200





Neigungen infolge Süd- und Nordröhre

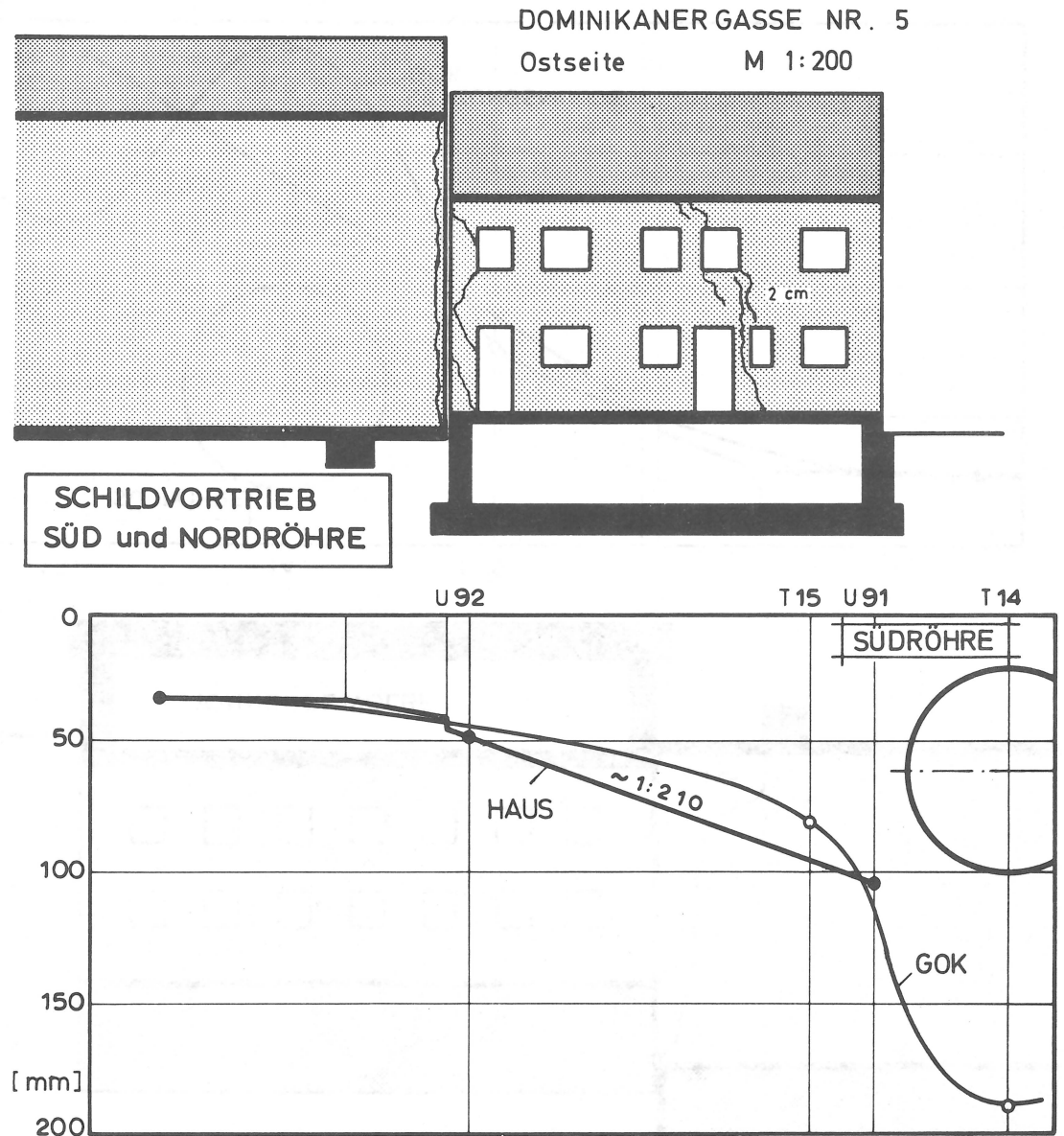
Neigungen infolge Südröhre :

Westseite : 1:150

Nordseite : 1:210

BILD 54 :

Neigungen der Fundamente infolge
Setzungen durch Schildvortrieb
(Süd - und Nordröhre)



DOMINIKANERGASSE NR.7
 OSTSEITE M 1: 200
 SCHILDVORTRIEB

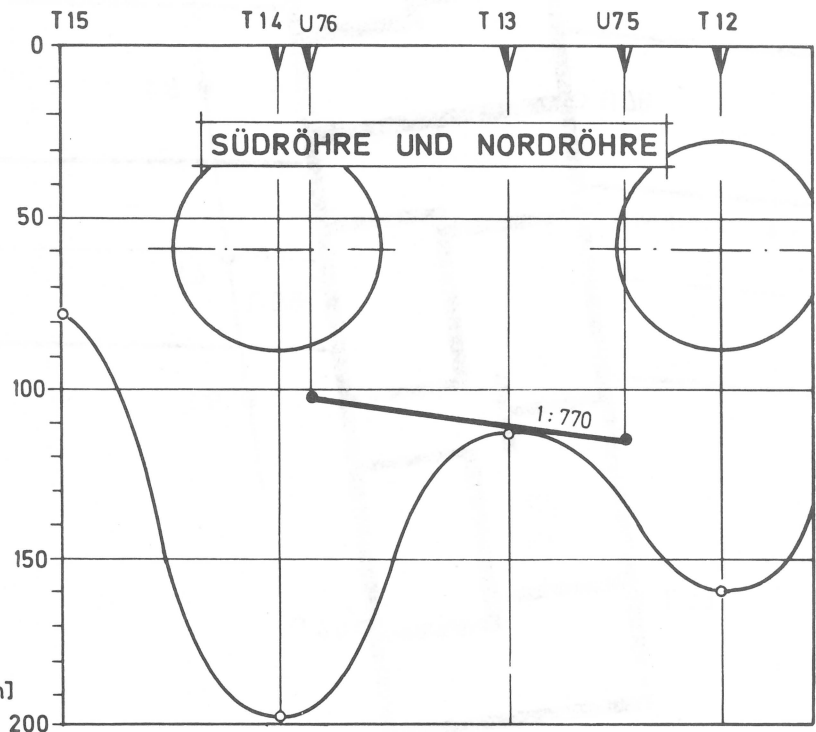
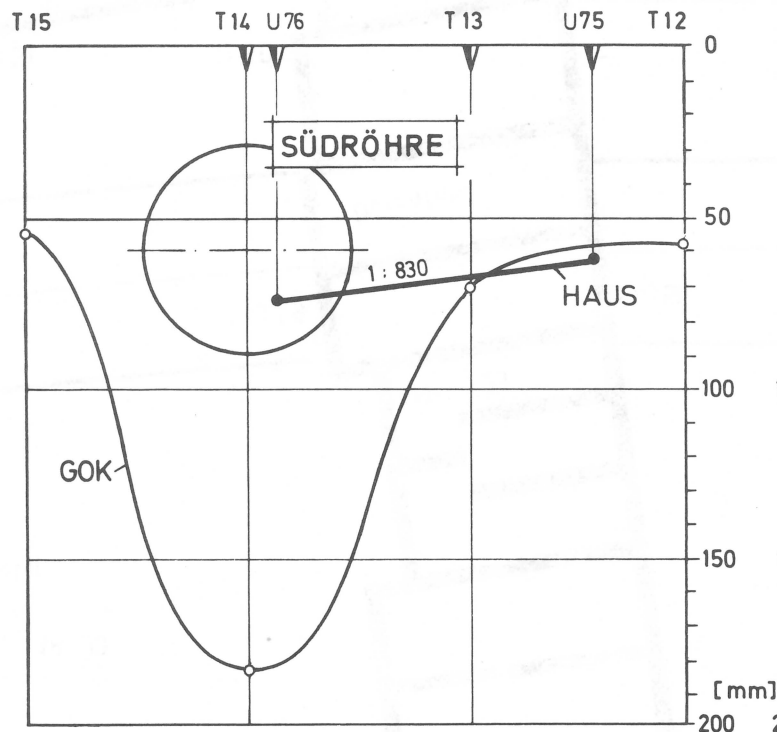
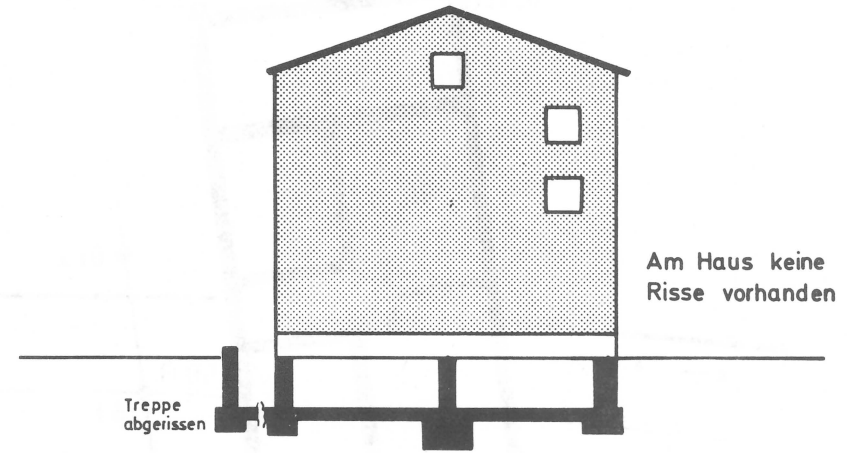
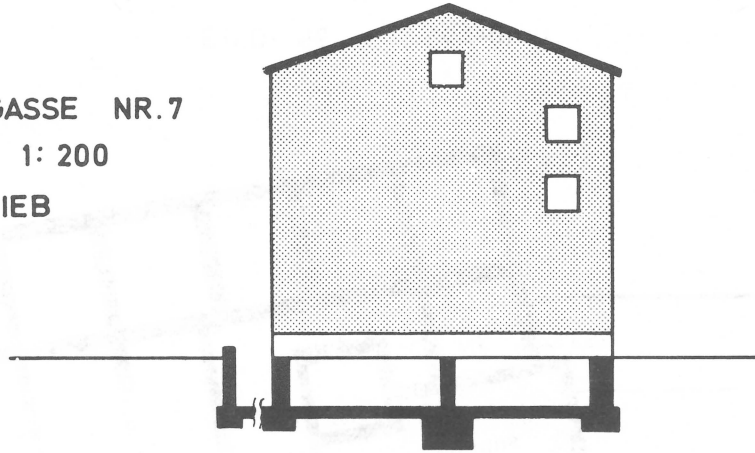


BILD 55 : Gebäudesetzung infolge einer und zwei Tunnelröhren

Fahrgasse Nr. 21, 23
Nr. 18, 20

T - Extensometer
U - Hausmeßpunkt

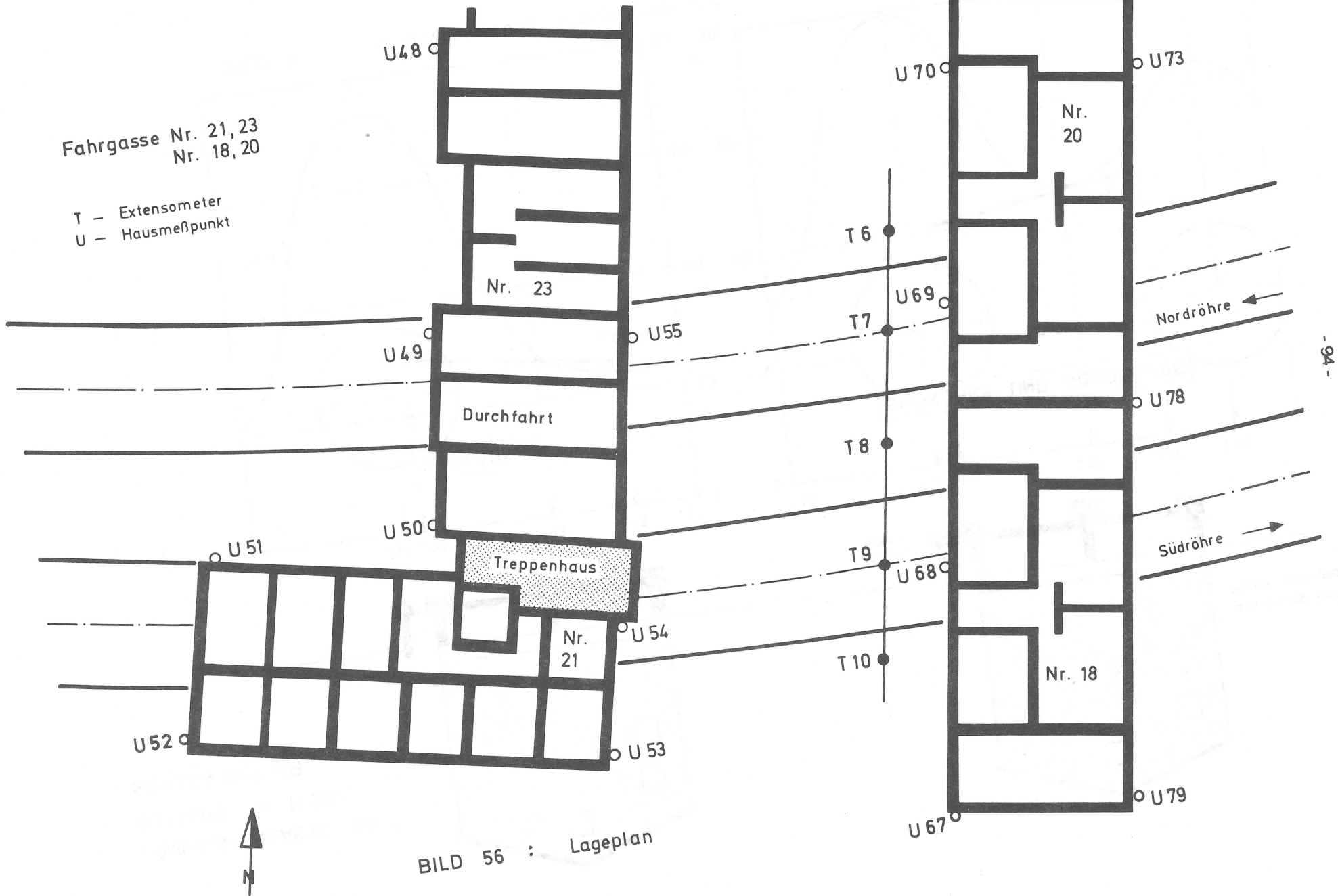


BILD 56 : Lageplan

-94-

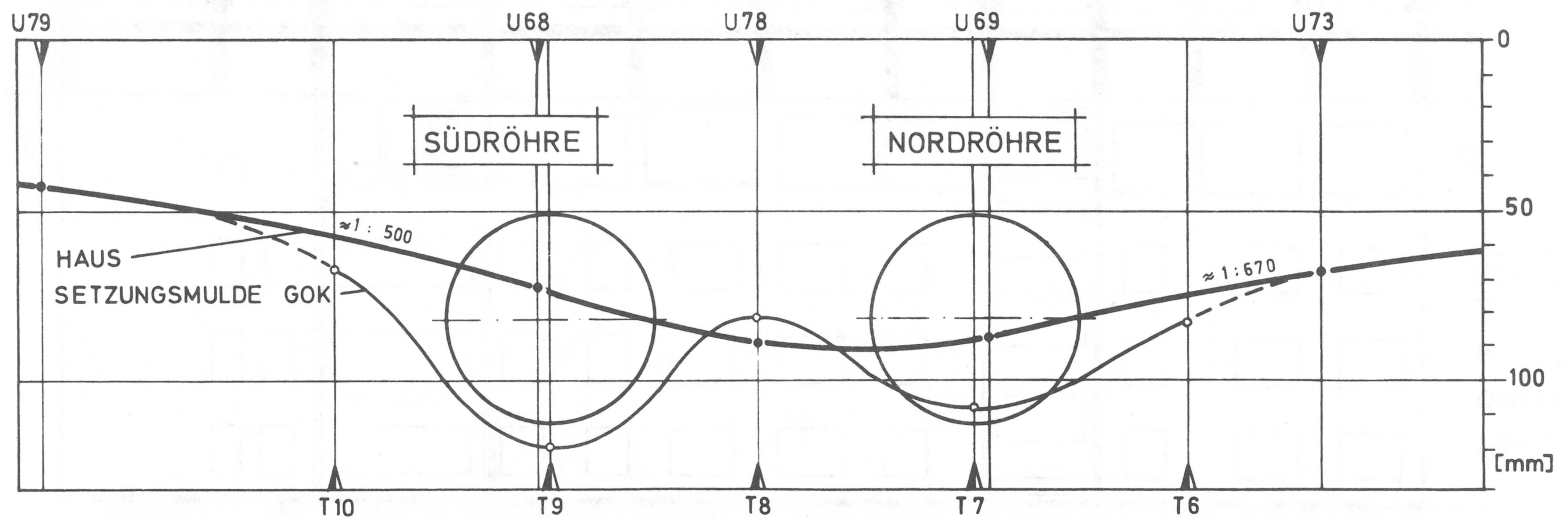
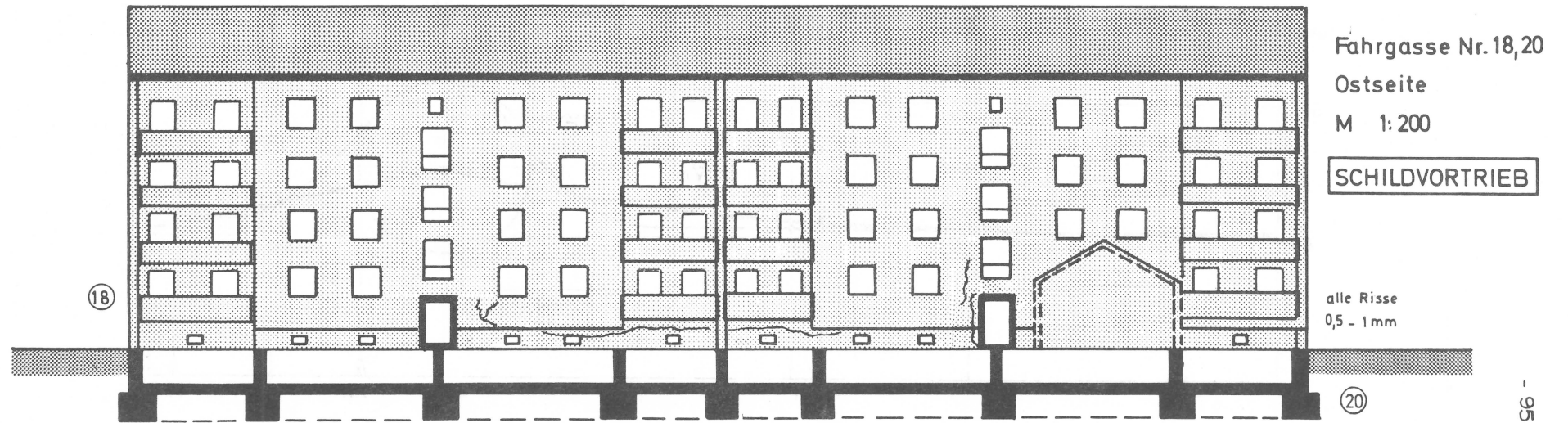


BILD 57 : Gebäudesetzung infolge zwei Tunnelröhren

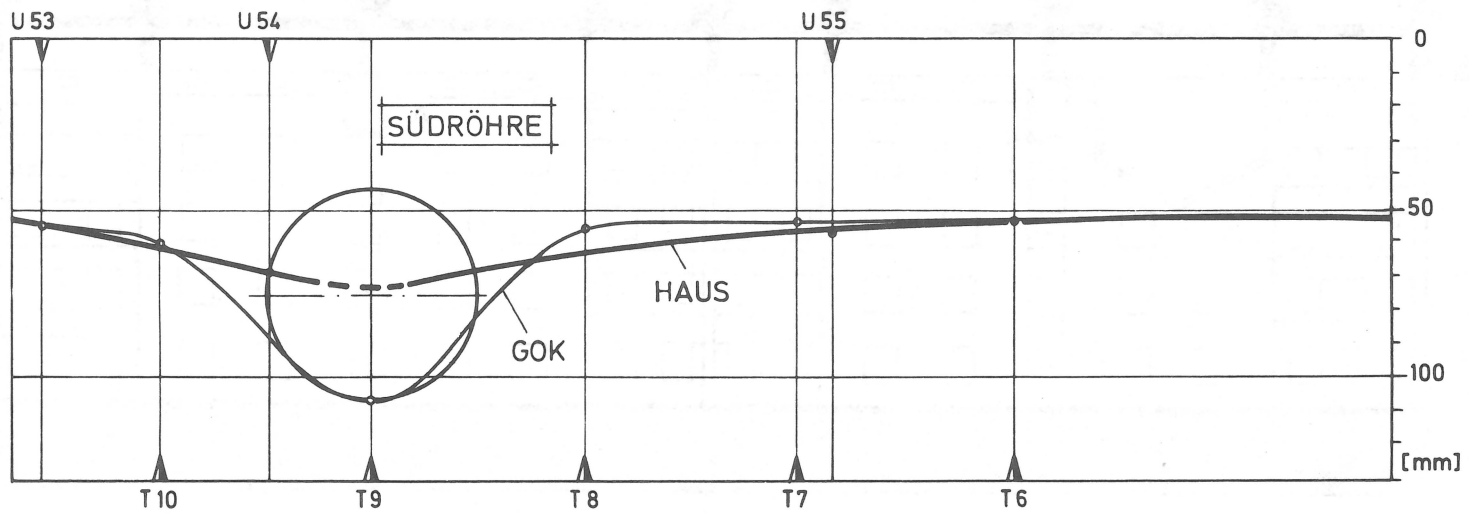
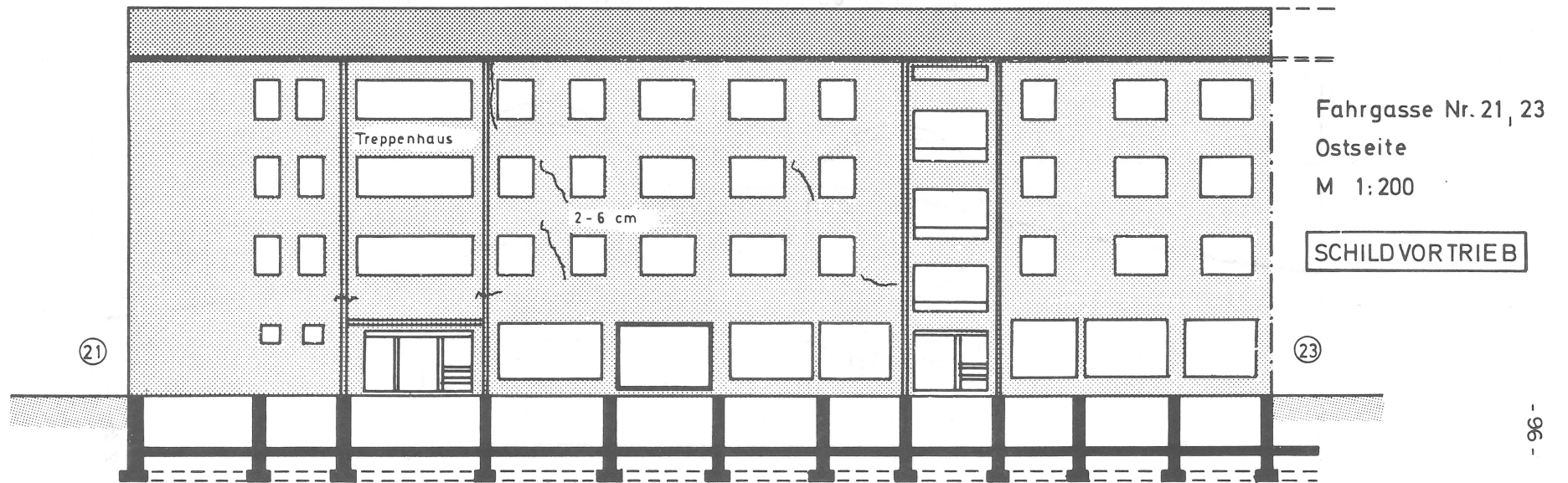


BILD 58 : Gebäudesetzung infolge einer Tunnelröhre

Fahrgasse Nr. 21, 23

Westseite

M 1:200

SCHILDVORTRIEB

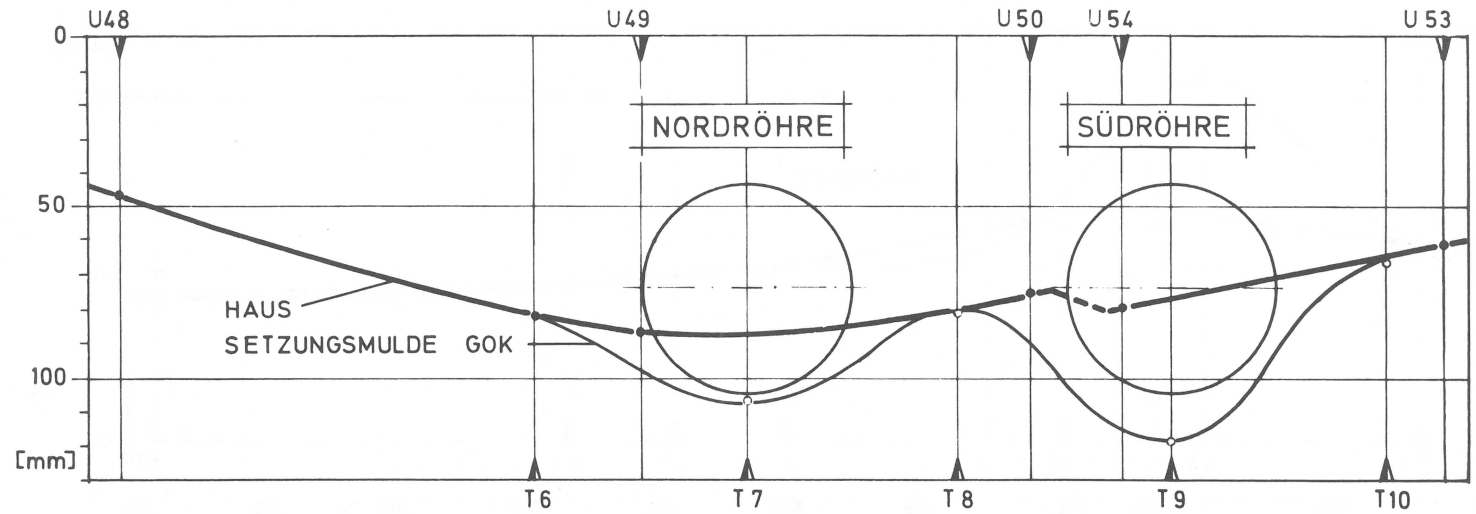
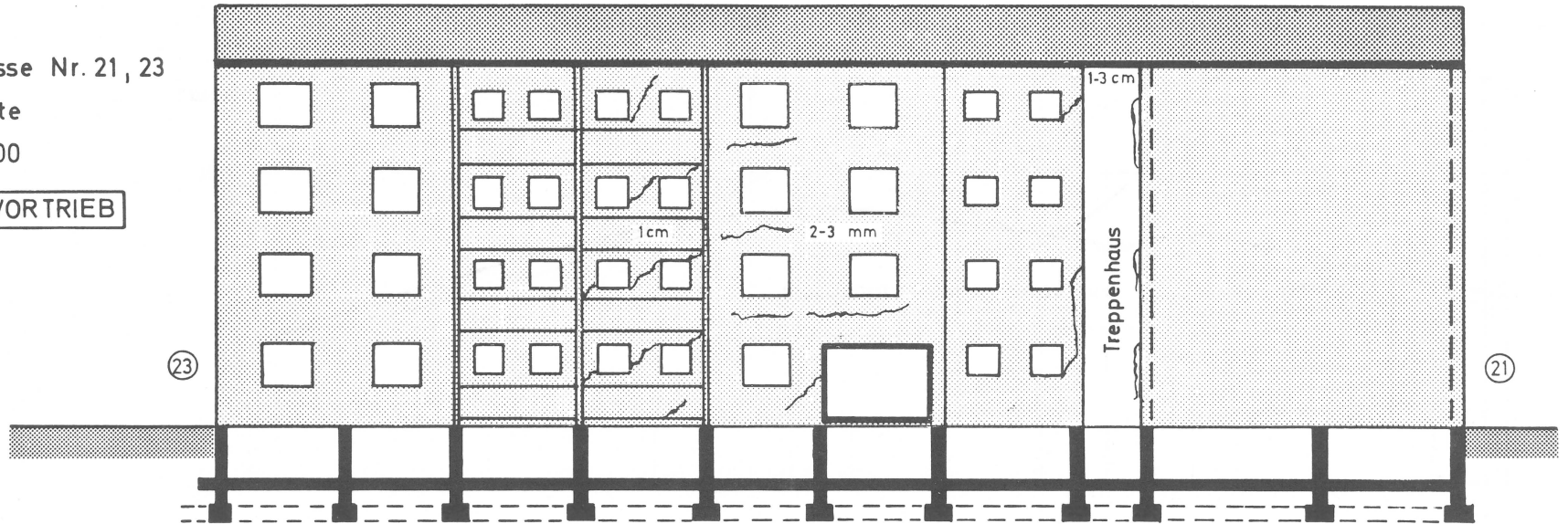


BILD 59 : Gebäudesetzung infolge zwei Tunnelröhren

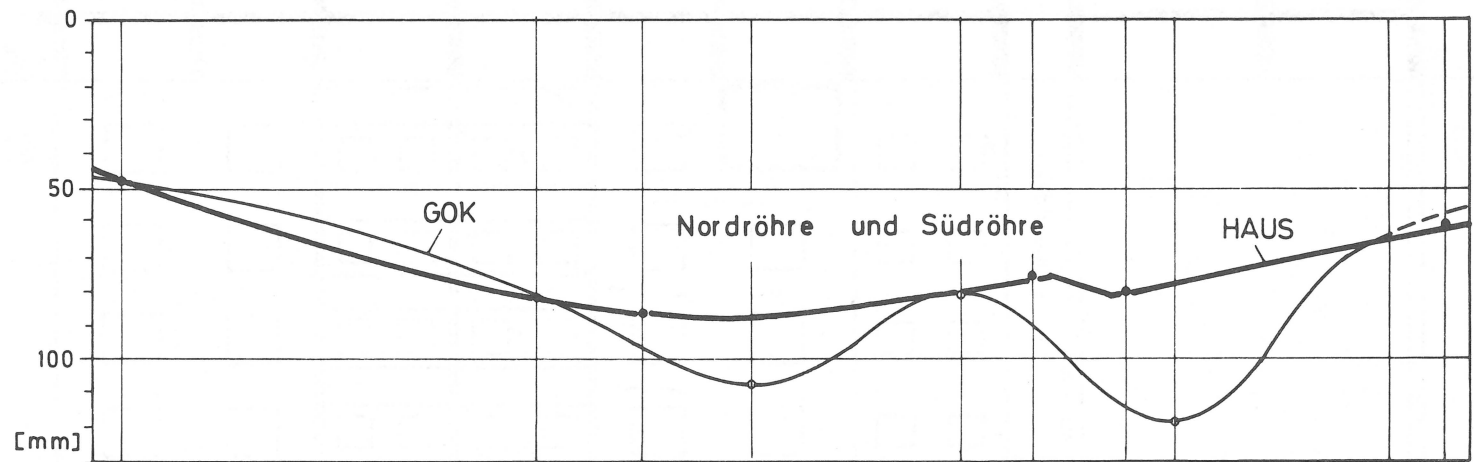
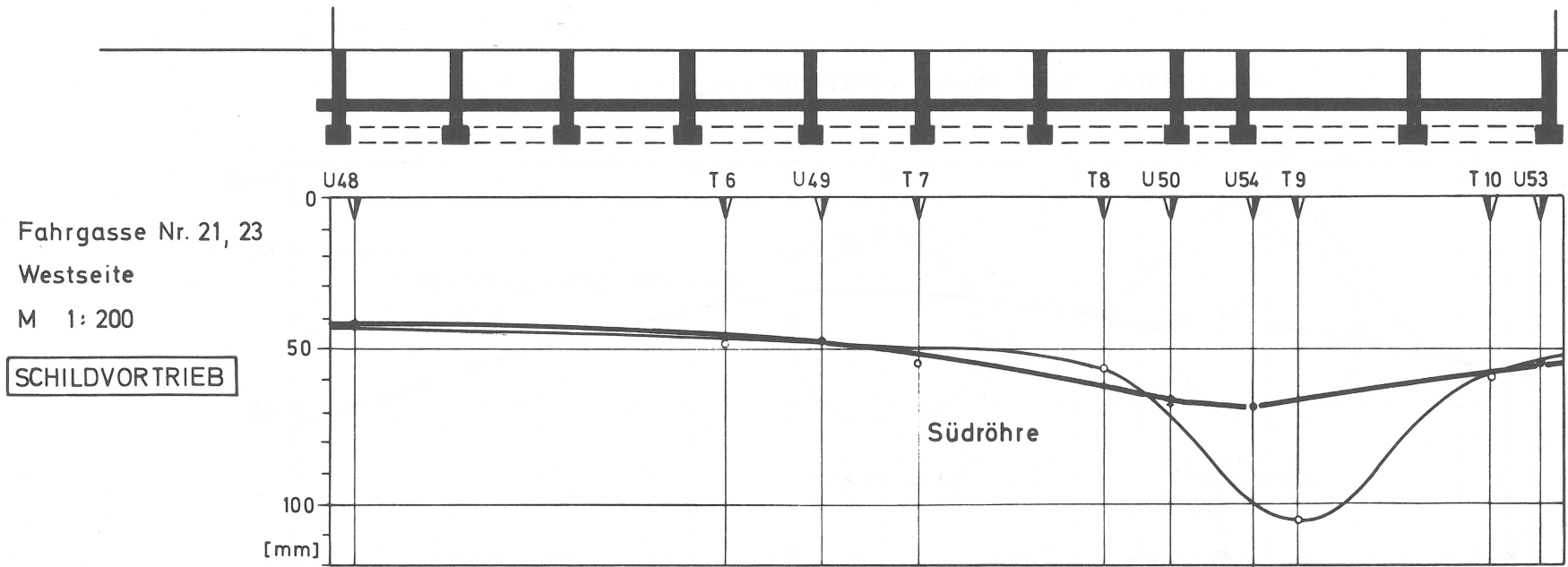


BILD 60 : Gebäudesetzung infolge einer und zwei Tunnelröhren

ANHANG

I. Extensometermeßsystem

Für die Setzungsmessungen in verschiedenen Horizonten wurden INTERFELS Stangen-Extensometer eingebaut. Mit diesen konnten die Bewegungen in der Bohrlochachse gemessen werden. In jedem Bohrloch wurden Extensometer mit drei Verankerungsstrecken (Dreifachextensometer) eingebaut. Der Durchmesser der Bohrlöcher betrug etwa 100 mm. In den ausgewählten Tiefen wurde in einer 60 - 100 cm langen, injizierten Strecke ein 50 cm langes Torstahleisen verankert. Injiziert wurde eine Zementschlämme aus PZ 450 mit einem Wasserzementfaktor von 0,5. Zur Beschleunigung des Abbindens wurde ein Härter verwendet. Die Hohlräume zwischen den einzelnen Ankerpunkten wurden mit Feinkies verfüllt. Die Meßgeräte wurden sofort nach dem Erreichen der Solltiefe eingebaut. Mit einem ausklinkbaren Renkverschluß war an dem Verankerungsstahl ein Meßgestänge ($\phi 3/8$ ") angeschlossen, das die Bewegungen der Verankerungsstrecke an die Erdoberfläche übertrug. Um die Reibung zwischen Gebirge und Meßgestänge auszuschließen, wurde das Gestänge in einem Kunststoffrohr $\phi 30$ mm geführt. In Geländehöhe mündeten die drei Meßgestänge in einen Meßkopf, der im Erdreich fest verankert war. Die Relativbewegung zwischen der Verankerung und dem Meßkopf wurden an einer aufsetzbaren Meßuhr abgelesen. Die Ablesegenauigkeit war etwa 0,01 mm. Die Meßgenauigkeit der Relativbewegung war jedoch wegen störender Einflüsse kleiner. Der Meßfehler betrug dadurch etwa $\pm 0,3$ mm. Die Absolutsetzungen wurden durch Nivellements der Meßköpfe ermittelt.

Das angewandte Meßsystem hat sich im Frankfurter Untergrund gut bewährt. Eine schematische Darstellung ist in Bild 78 gegeben.

II. Deformationsindikatoren

Die Bewegung senkrecht zur Bohrlochrichtung, wie die Verschiebungen der Ulmen und der Ortsbrust wurden mit Deformationsindikatoren (System Interfels-Eastman) gemessen. Mit diesen Geräten kann die Bewegung nur in einer vorher zu wählenden Richtung bestimmt werden. Das Meßgerät be-

stand zunächst aus einem 5 m langen Stahlrohr, in dem zwischen zwei Meßgliedern als Bezugsstrecke ein Draht gespannt war. An das Stahlrohr schloß sich der bewegliche Teil des Meßgerätes, ein Kunststoffrohr, von 5 m an. Der vorgespannte Draht wurde von der Bezugsstrecke bis zu einem Meßkopf geführt, der in Höhe der zu untersuchenden Gebirgszone angeordnet war. Bei einer Verschiebung des Meßkopfes relativ zur Bezugsstrecke wurde der Spanndraht abgewinkelt. Die Winkeländerung wurde über einen induktiven Wegaufnehmer gemessen und an ein Anzeigegerät übertragen. Die Ablesegenauigkeit betrug etwa $1\mu\text{ m}$, jedoch war der absolute Fehler infolge verschiedener Einflüsse weitaus größer. Der erfaßbare Meßbereich dieses Gerätes betrug etwa 5 cm. Eine Darstellung des Meßsystems ist in Bild 78 gegeben.

III. Tübbingmessungen

In diesem Kapitel soll noch einmal ausführlicher auf das Meß- und Auswertverfahren bei den Spannungsmessungen in der Schildstrecke eingegangen werden. Da die Spannungen nicht direkt gemessen werden können, mußten sie über Dehnungen ermittelt werden. Zur Verfügung standen folgende Meßgeräte:

- a) Setzdehnmesser
- b) schwingende Saite
- c) Dehnungsmeßstreifen
- d) induktive Wegaufnehmer

Die Verfahren b) bis d) stellen sehr hohe Anforderungen an Sauberkeit, Trockenheit, sichere Kabelführung und einwandfreie Kontaktstellen.

Es wurde daher die Meßmethode a) gewählt, ein relativ einfach zu handhabendes Verfahren. Zum Einsatz kam ein Setzdehnmesser Bauart Pfender (Fa. Staeger, Berlin). Die Dehnungen konnten jedoch nur am Rand der Tübbinge - wie hier an den beiden Stirnseiten - gemessen werden. Zeitlich waren die Messungen mit dem Einbau der wasserdruckhaltenden Innenschale begrenzt. Um den notwendigen Platz für das Ansetzen des Meßgerätes zu gewährleisten, waren in den ausgewählten Ringen Aussparungen (30x20x25 cm)

angeordnet. Die eigentliche Meßstelle reichte vom Tübbingrand bis zur Mittelachse der Stirnseiten. Eine Verlängerung der Meßstelle über die Mittelachse hinaus, hätte bis zum Gebirge durchgehende Aussparungen erfordert. Um das Eindringen des Verpreßgutes zu verhindern, wurde von dieser Möglichkeit abgesehen. Im Bereich zwischen Mittelachse und Gebirgsseite mußten deshalb die Dehnungsdiagramme aus den Meßwerten extrapoliert werden. Jede Meßstelle bestand aus 4 später 6 Meßstrecken. Gemessen wurde die Längenänderung in μ m einer mit zwei rostfreien Stahlkugeln (ϕ 1/16 Zoll) abgegrenzten Meßstrecke von 20 cm. Die im Handel erhältlichen aufklebbaren Messingplättchen mit eingeschlagenen Stahlkugeln konnten für die Markierung nicht verwendet werden, weil die Klebestellen einwandfrei sauber und trocken sein müssen. Es wurden deshalb in vorgebohrte Löcher (ϕ 10 mm) etwa 10 mm lange Metallbolzen mit einem Durchmesser von 8 mm eingesetzt und anschließend die Meßkugeln eingeschlagen. Die Bolzen wurden so tief eingesetzt, daß die Stahlkugeln etwa 2 mm unterhalb der Stirnfläche zu liegen kamen. Um Rosten auszuschließen, wurden zunächst Messingbolzen verwandt. Als Dübelmasse war Zement (Racofix) vorgesehen.

Da diese Art der Meßpunktmarkierung nicht voll befriedigte, wurden für die restlichen 4 Meßringe Stahlbolzen aus 10 mm Gewindestahl hergestellt. Als Dübelmasse wurde eine sofort härtende zwei Komponenten-Keramikmasse (Kunststoffbasis), die in der Marmorverarbeitung Verwendung findet, benutzt. Es zeigte sich, daß die Rostgefahr für die Stahlbolzen überschätzt worden war. Trotz sofortiger Rostbildung saßen die Messkugeln i. A. sehr fest. Vor jeder Messung mußten die einzelnen Meßpunkte eingehend gesäubert werden. Die Messungen wurden von 2 Personen vorgenommen, um Ablesefehler auszuschalten. Für jede Meßstelle wurden 4 - 6 Meßserien durchgeführt. Jede Meßserie bestand zunächst aus der Eichmessung am mitgelieferten Eichstab für den Temperatenausgleich. Jede Meßstrecke wurde 3 mal abgelesen und der jeweilige sinnvolle Mittelwert gebildet. Die Meßserie schloss wiederum mit einer Eichmessung ab. Die einzelne Meßstrecke wurde somit mit dem Setzdehnmesser 12 - 18 mal abgetastet. Die maximalen

Abweichungen zwischen kleinstem und größtem Ablesewert betragen im allgemeinen in einer einwandfreien und trockenen Meßstelle 1 - 5 Teilstriche (μm). In feuchten Meßstellen war die Messung mitunter sehr schwierig. Es zeigte sich, daß das Meßgerät sehr empfindlich gegen Nässe war. In solchen Meßstellen erreichte die Abweichung zwischen größtem und kleinstem Meßwert bis zu $15\ \mu\text{m}$. Bei linearem Spannungsdehnungsverhalten des Betons mit einem E-Modul von $300\,000\ \text{kp}/\text{cm}^2$ entspricht einem Teilstrich: $1\ \mu\text{m} = 1,5\ \text{kg}/\text{cm}^2$.

Mit den Meßwerten ließ sich bei Einhaltung der Bedingung, daß die Dehnungsgeraden zweier auf den Stirnseiten gegenüberliegenden Meßstellen die selbe Neigung aufweisen müssen, das Dehnungsdiagramm für den Einbau- und Endzustand angeben. Da bei jeder Messung ein Rissebild von der Meßstelle aufgenommen wurde, konnten einzelne, stark herausfallende Werte eliminiert werden. In Bild 61 ist ein Auswertungsformular mit Ergebnissen dargestellt.

Die Messung in einem Meßring erforderte einen ganzen Tag. Um den Vortrieb nicht zu beeinträchtigen, konnten die Meßringe nicht in den Setzungsmeßquerschnitten eingebaut werden. Sie wurden samstags bei Schichtende eingebaut, um am vortriebsfreien Sonntag die Messung in aller Ruhe durchführen zu können.

Im Laufe der Messungen wurden folgende Faktoren, die die Messung mit dem Setzdehnmesser beeinflussen, festgestellt:

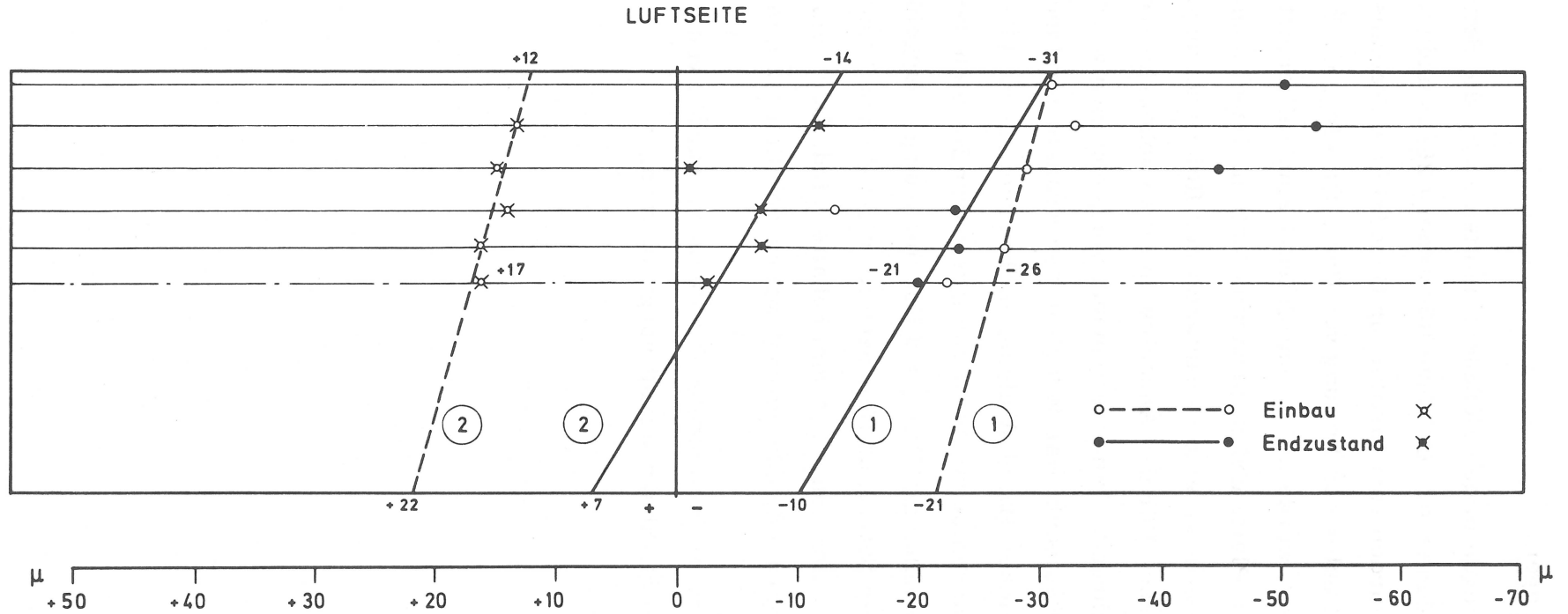
1. Anpreßdruck; daher individueller Meßwert
2. Erwärmung des Gerätes durch die Handwärme (Betriebstemperatur)
3. Meßgerät steht nicht senkrecht auf der Meßebe
4. Leichte Verkantung der Metallbolzen
5. Sitz der Meßkugeln
6. Feuchtigkeitsfilm auf den Meßkugeln
7. Meßgerät ist nicht wasserdicht. Über die Meßfühler kann Feuchtigkeit in das Innere eindringen.
8. Temperaturunterschied zwischen jeweiliger Meßstelle und Lage des Eichstabes.

IV. Nivellementmessungen

Die Nivellementmessungen in den Meßquerschnitten sowie die Setzungsmessungen in den Kellerräumen der Gebäude Römerberg 26/28 und am Gebäude Dominikanergasse 5 wurden vom Institut für Geodäsie der Technischen Hochschule Darmstadt unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. G. Eichhorn durchgeführt. Gemessen wurde mit einem Zeiss-Feinnivellierinstrument Ni 1 mit planparalleler Platte und Invarbandmeßlatten. Dabei konnte für die Gebäudevermessungen eine Genauigkeit der Relativsetzungen von $\pm 0,3$ mm erzielt werden. Für den Anschluß an einen höhensicheren Festpunkt mußten weiterführende Feinnivellements vorgenommen werden. Ein völlig höhensicherer Festpunkt war jedoch in der Frankfurter Innenstadt wegen der dort zahlreichen Baumaßnahmen nicht erreichbar. Alle Kontrollmessungen der Höhenanschlußpunkte im unmittelbaren Bereich der Tunnelstrecken wurden als unabhängige Hin- und Rückmessungen ausgeführt, so daß die sich ergebenden Setzungsdifferenzen im eigentlichen Tunnelbereich mit einem mittleren Fehler von $\pm 0,4$ mm behaftet sind. Der Fehler der Relativsetzung zu einem Festpunkt beträgt wahrscheinlich ± 2 mm.

Weitere für diesen Bericht verwendete Nivellements wurden von der Arge Los 23 und 25 und dem Stadtbahnbauamt vorgenommen.

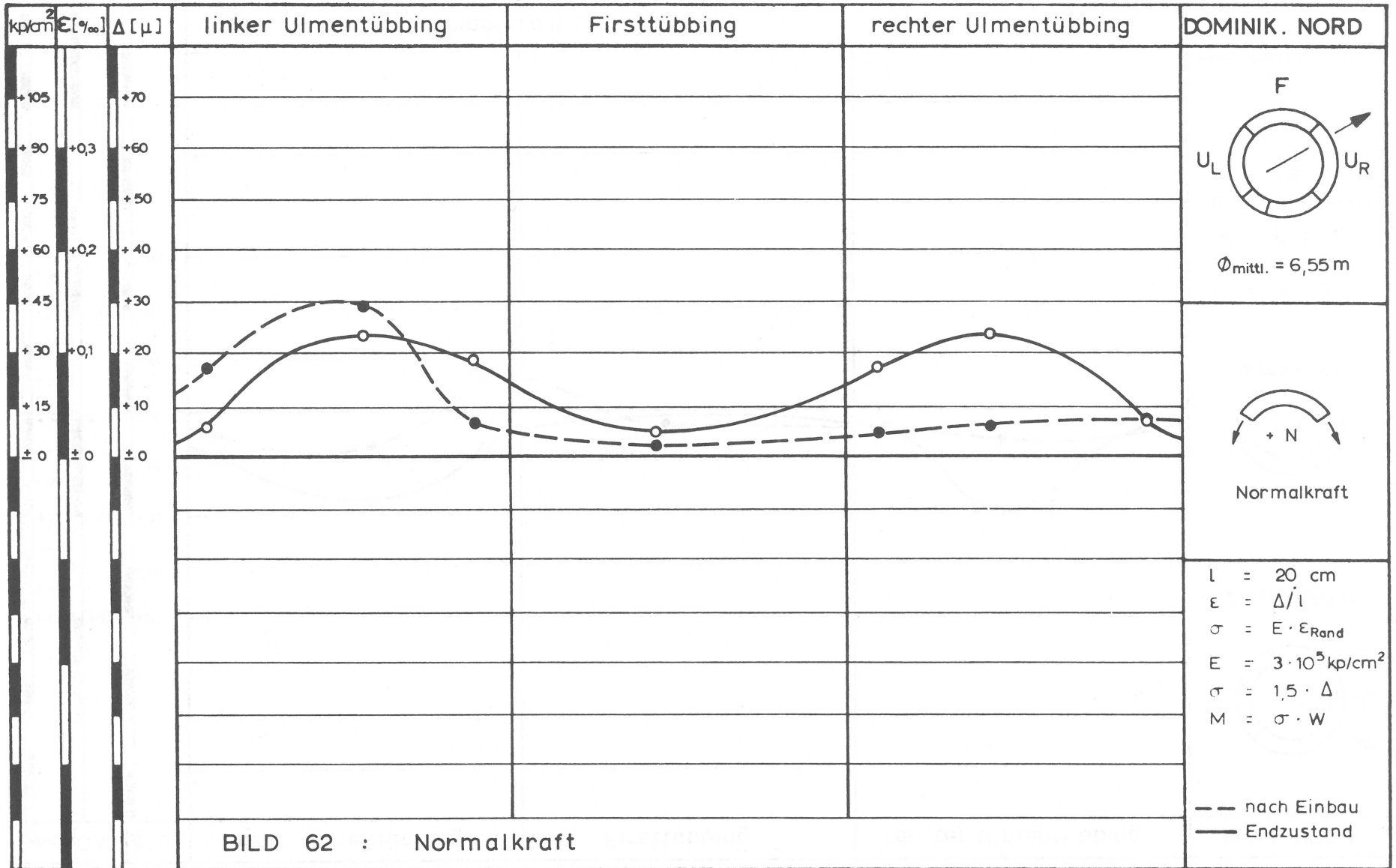
DEHNUNGSDIAGRAMM
 Messtübbing, Dom Nord, Ring 322, Ulmen Meßstelle 1-2

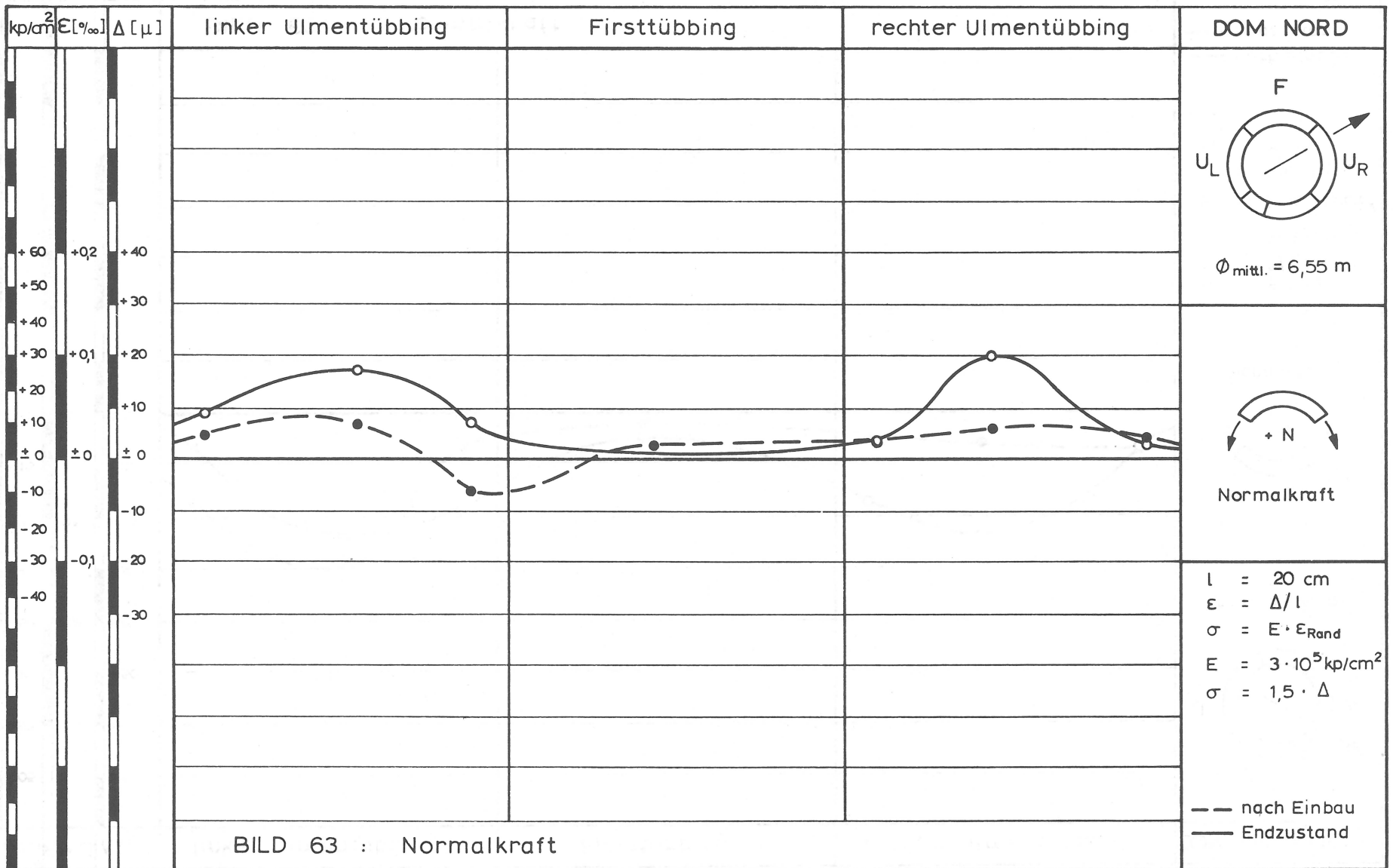


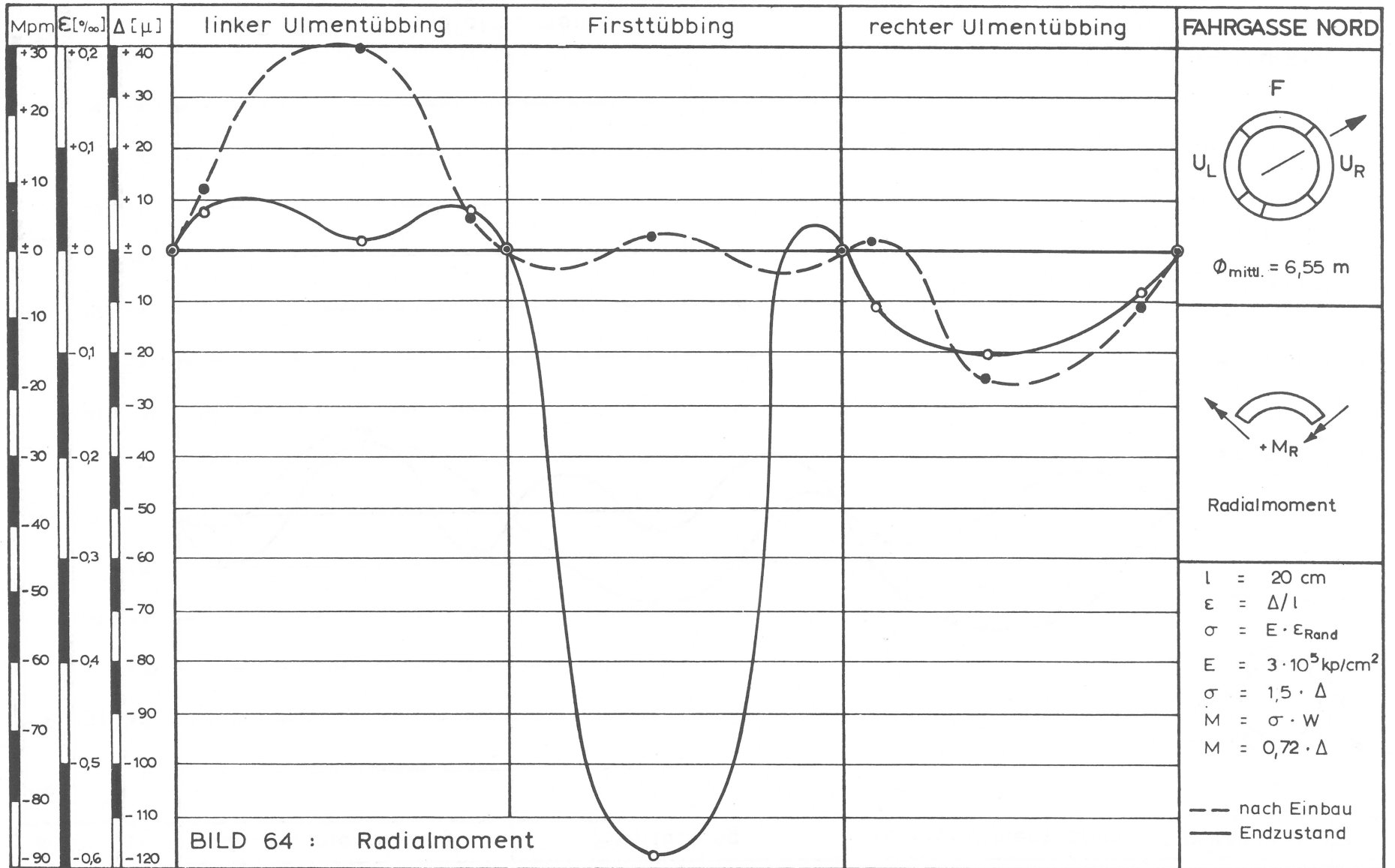
0 MESSUNG AM 27. 1. 1971
 1. MESSUNG AM 31. 1. 1971
 2. MESSUNG AM 3. 3. 1971

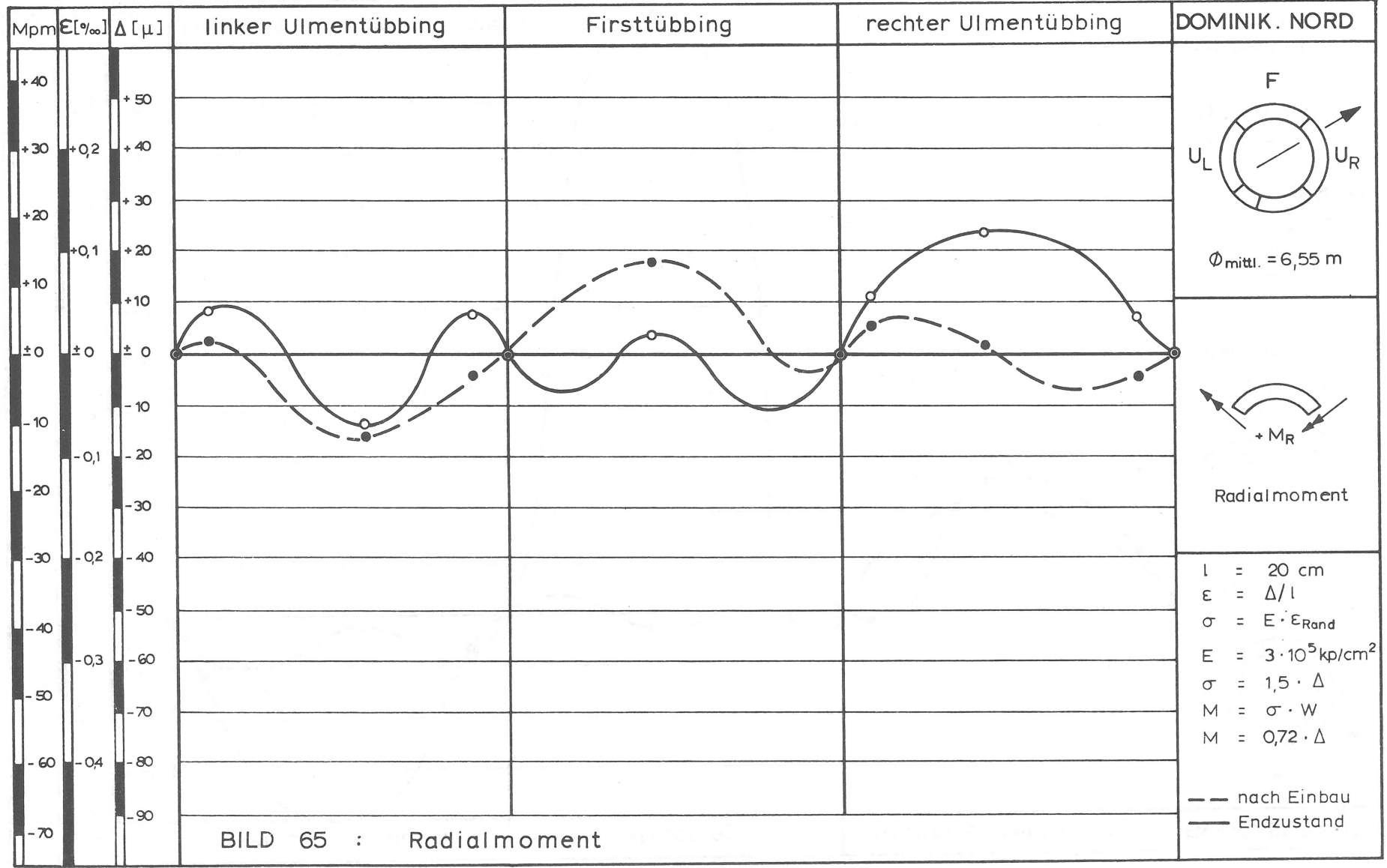
Δ [μ]	Einbau	Σ [μ]
M_A	+ 5	+ 10,5
N	+ 4,5	+ 9
M_R	+ 21,5	9

BILD 61 : Auswertungsschema der Tübbingmessungen









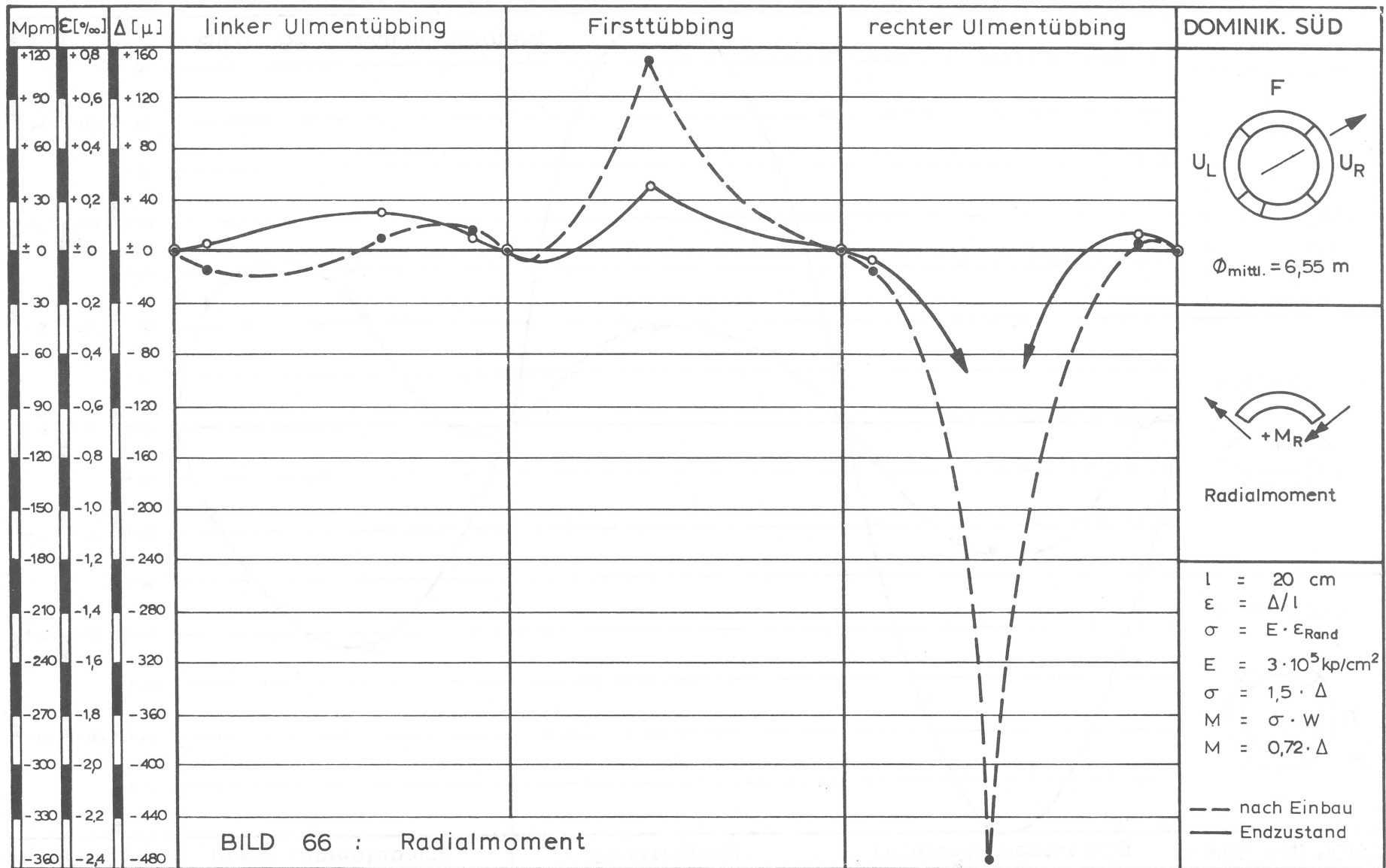
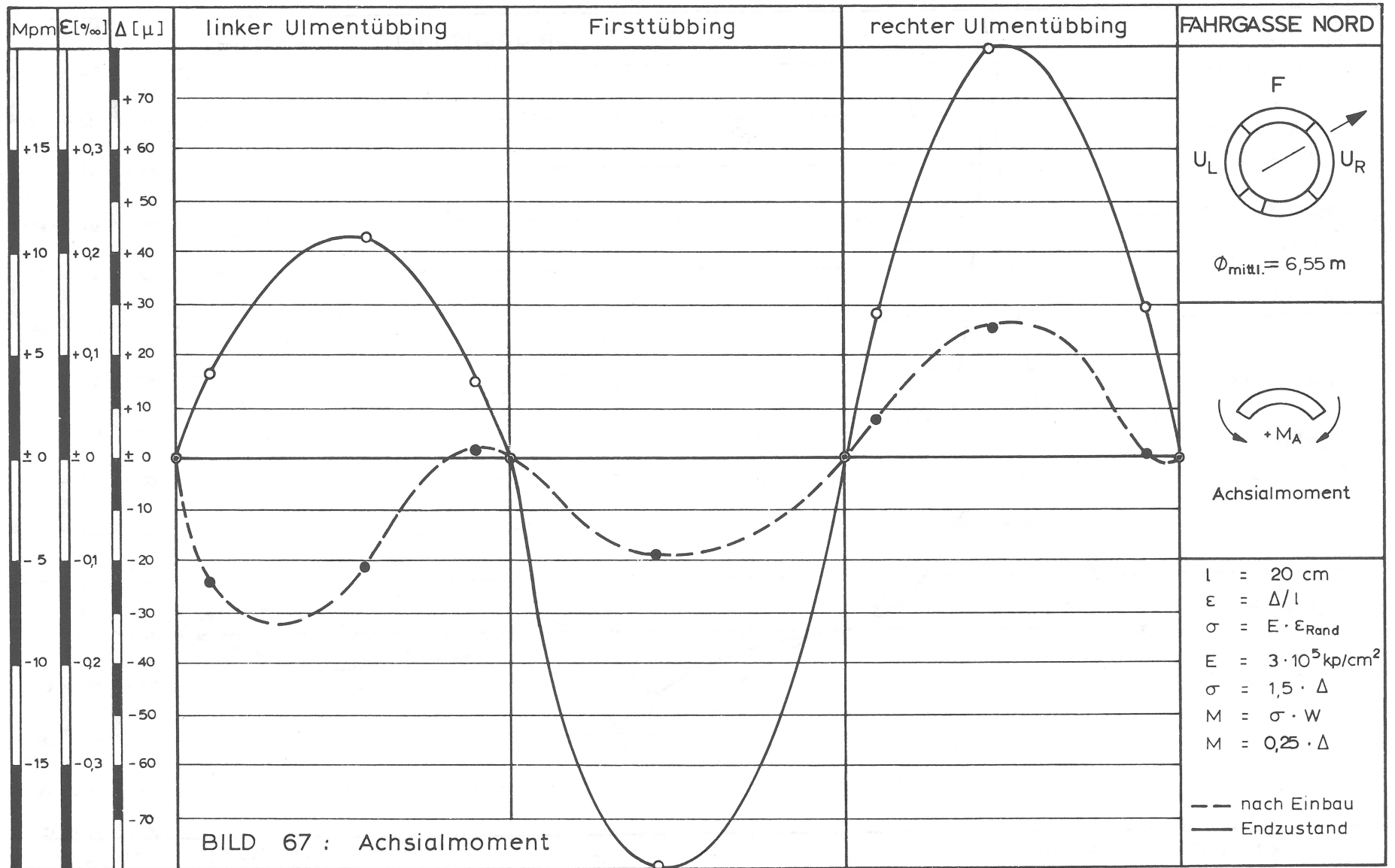
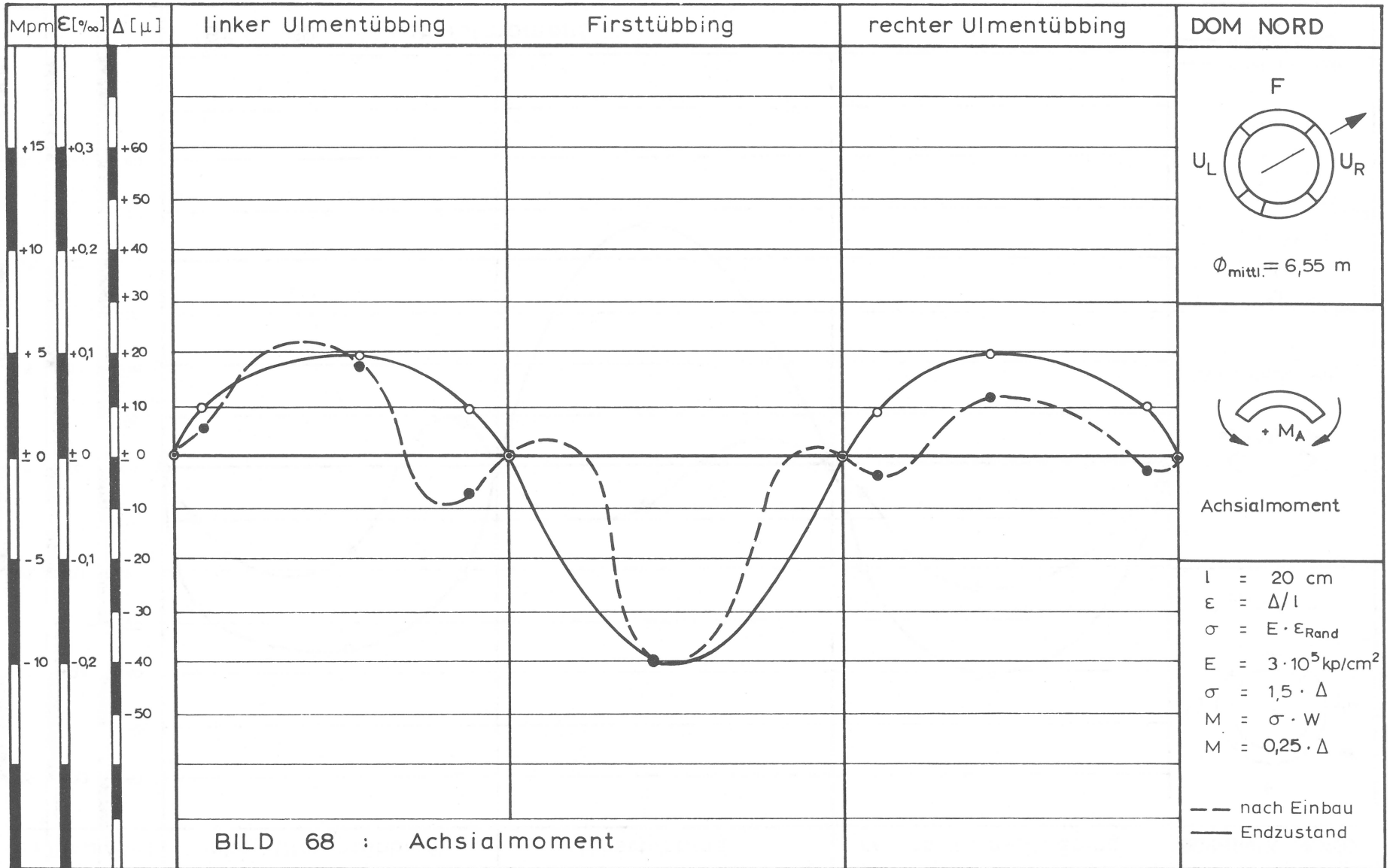
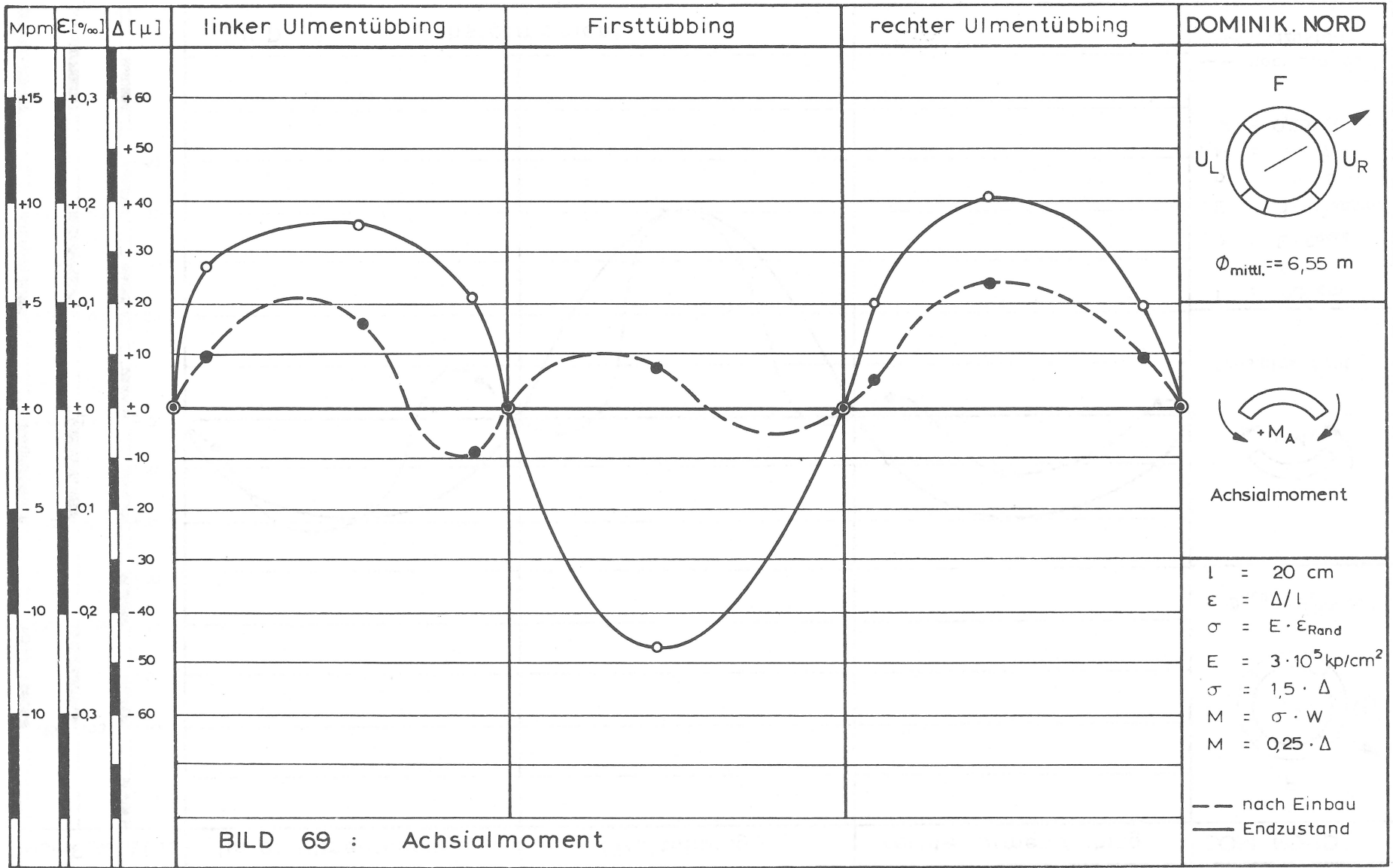


BILD 66 : Radialmoment







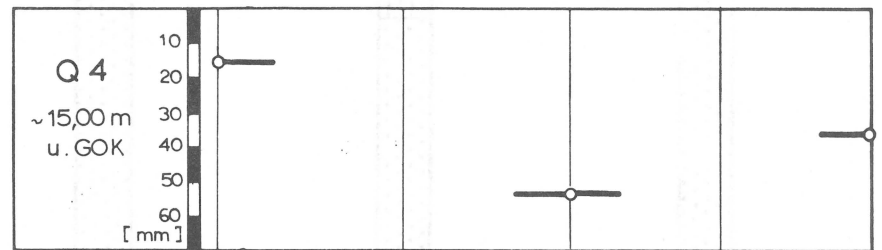
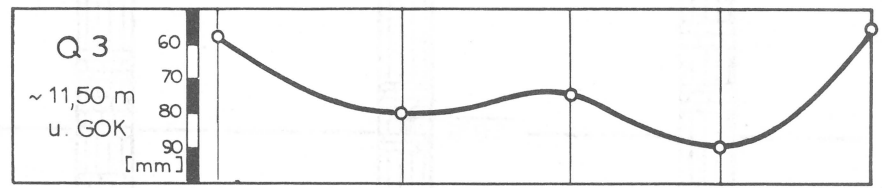
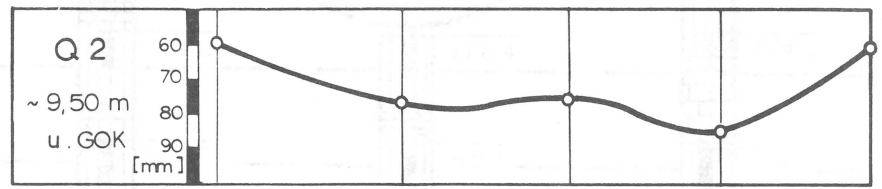
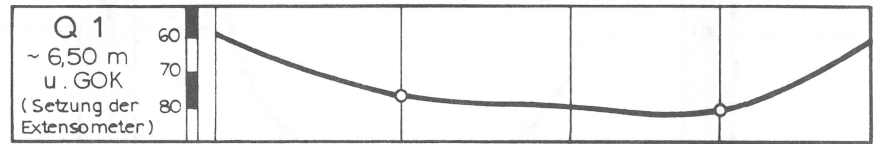
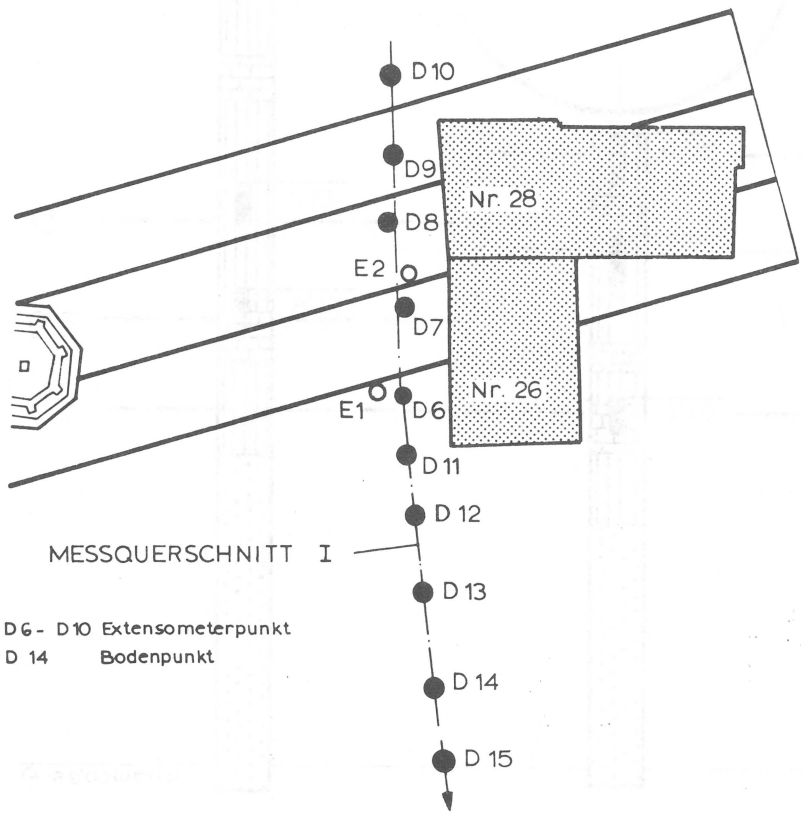
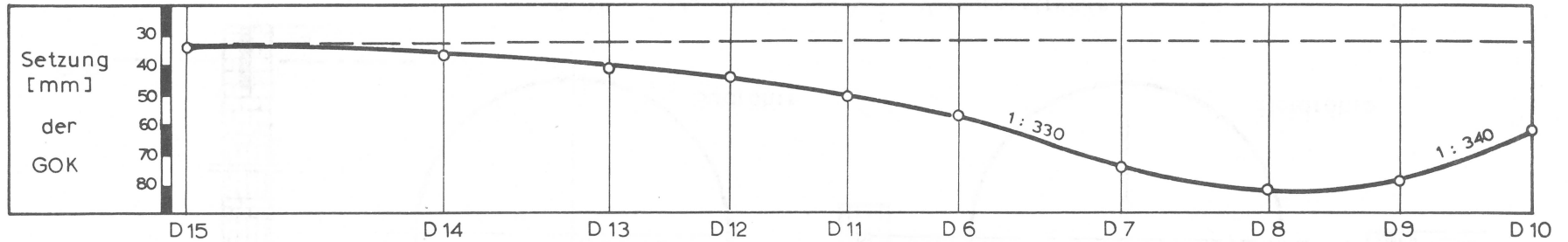


BILD 70 : Neue Österreichische Bauweise , Messquerschnitt I - Gesamtsetzung

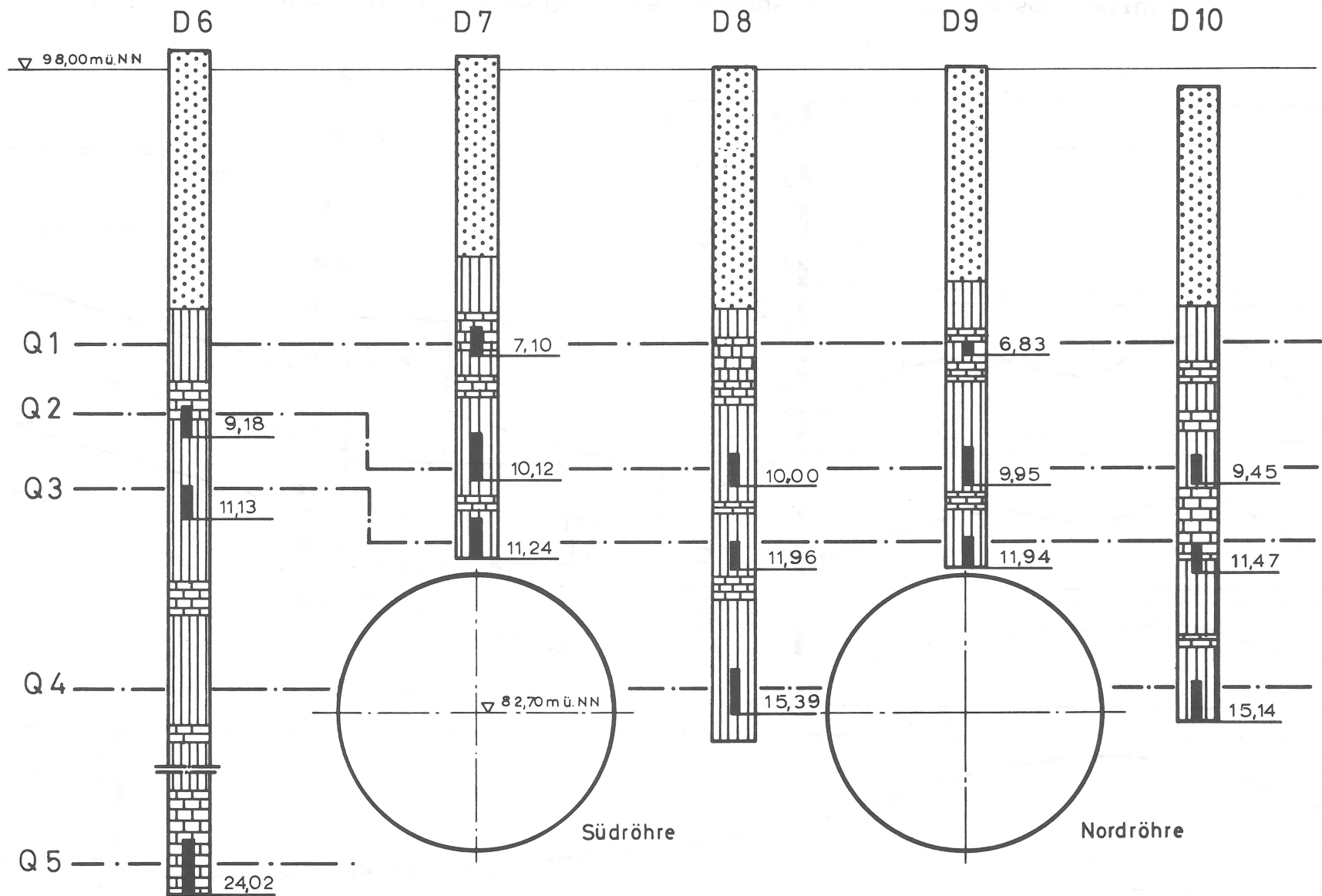


BILD 71 : Messquerschnitt I Versuchsstrecke

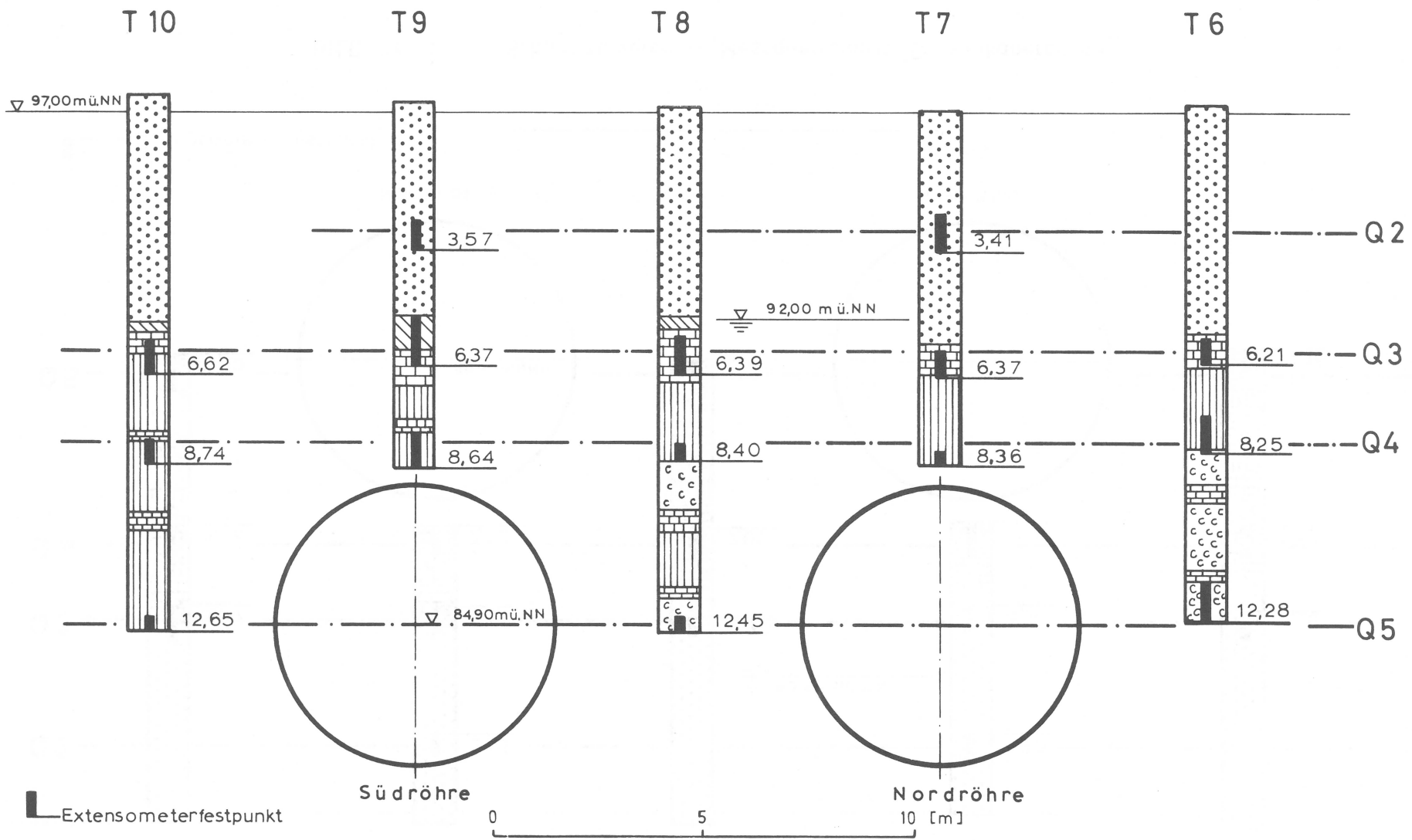


BILD 72 : Messquerschnitt Fahrgasse

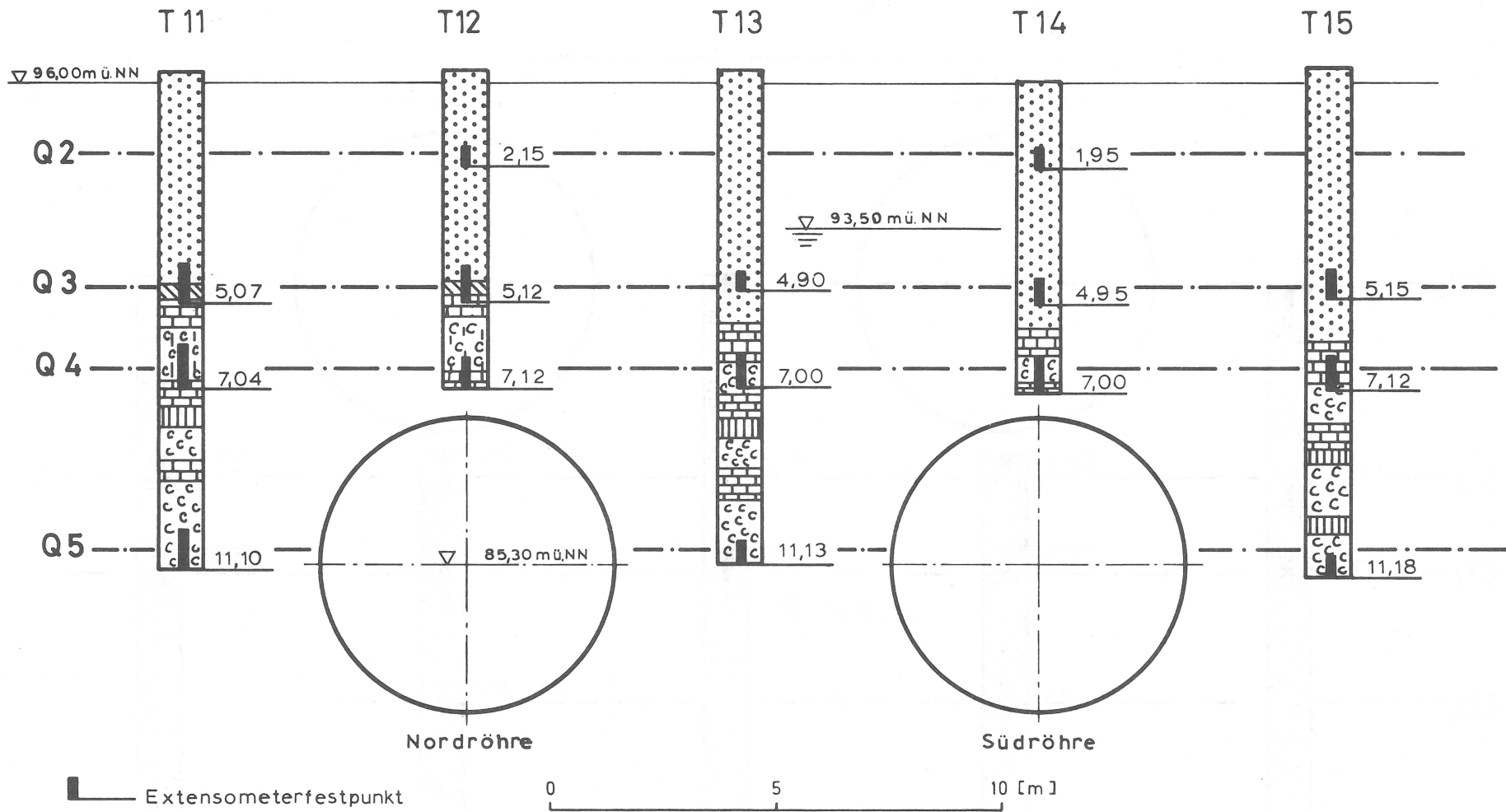


BILD 73 : Schildbauweise - Messquerschnitt Dominikanergasse

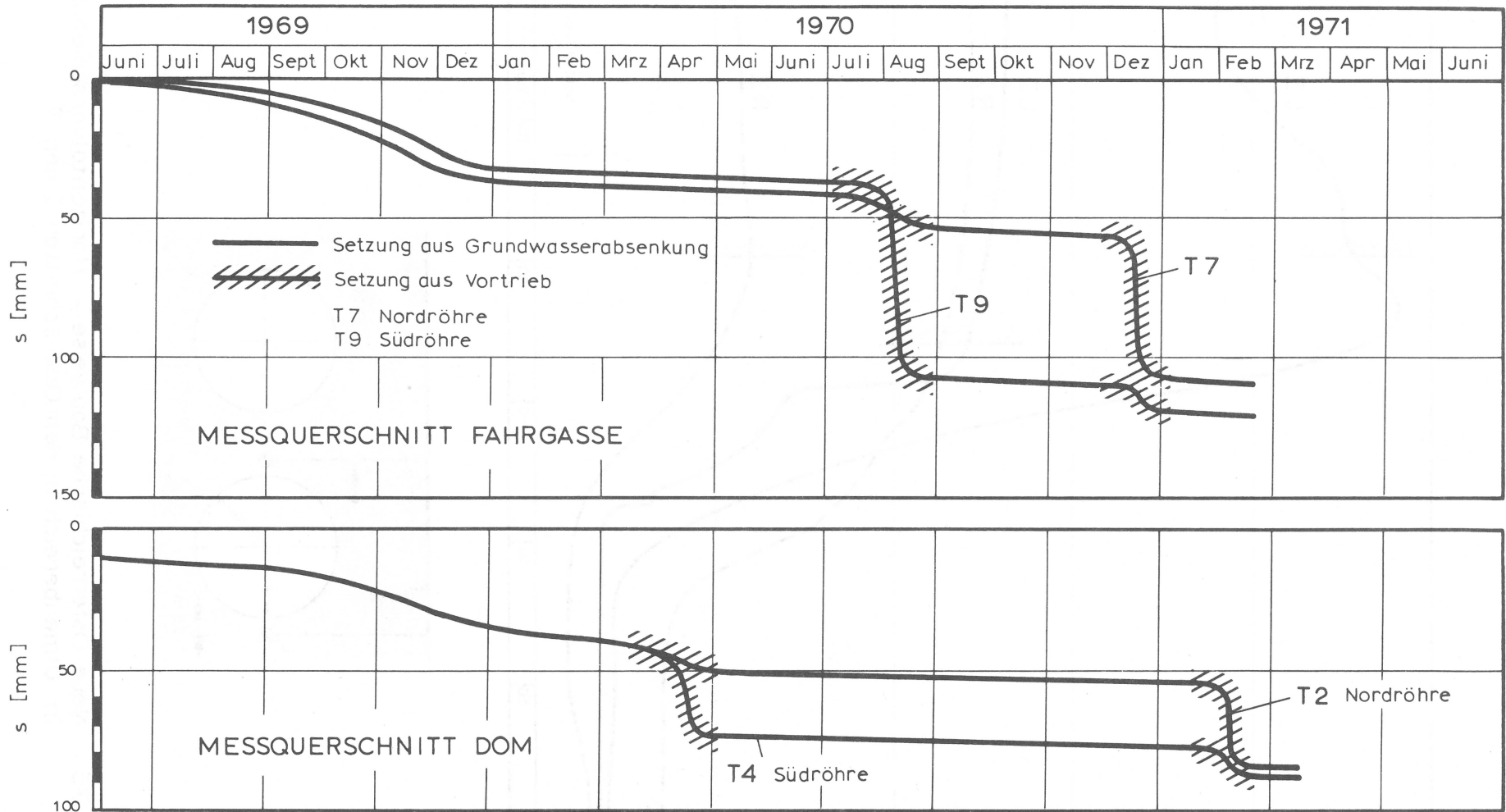


Bild 74 : Schildvortrieb – Zeit-Setzungs-Kurven
Querschnitte Fahrgasse und Dom

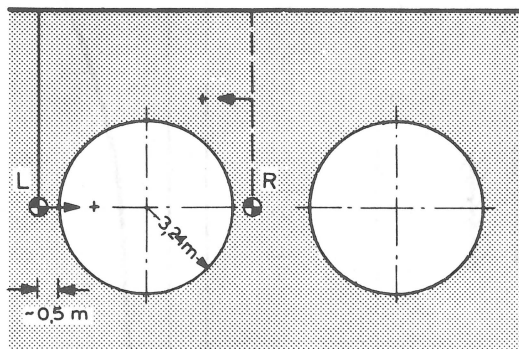
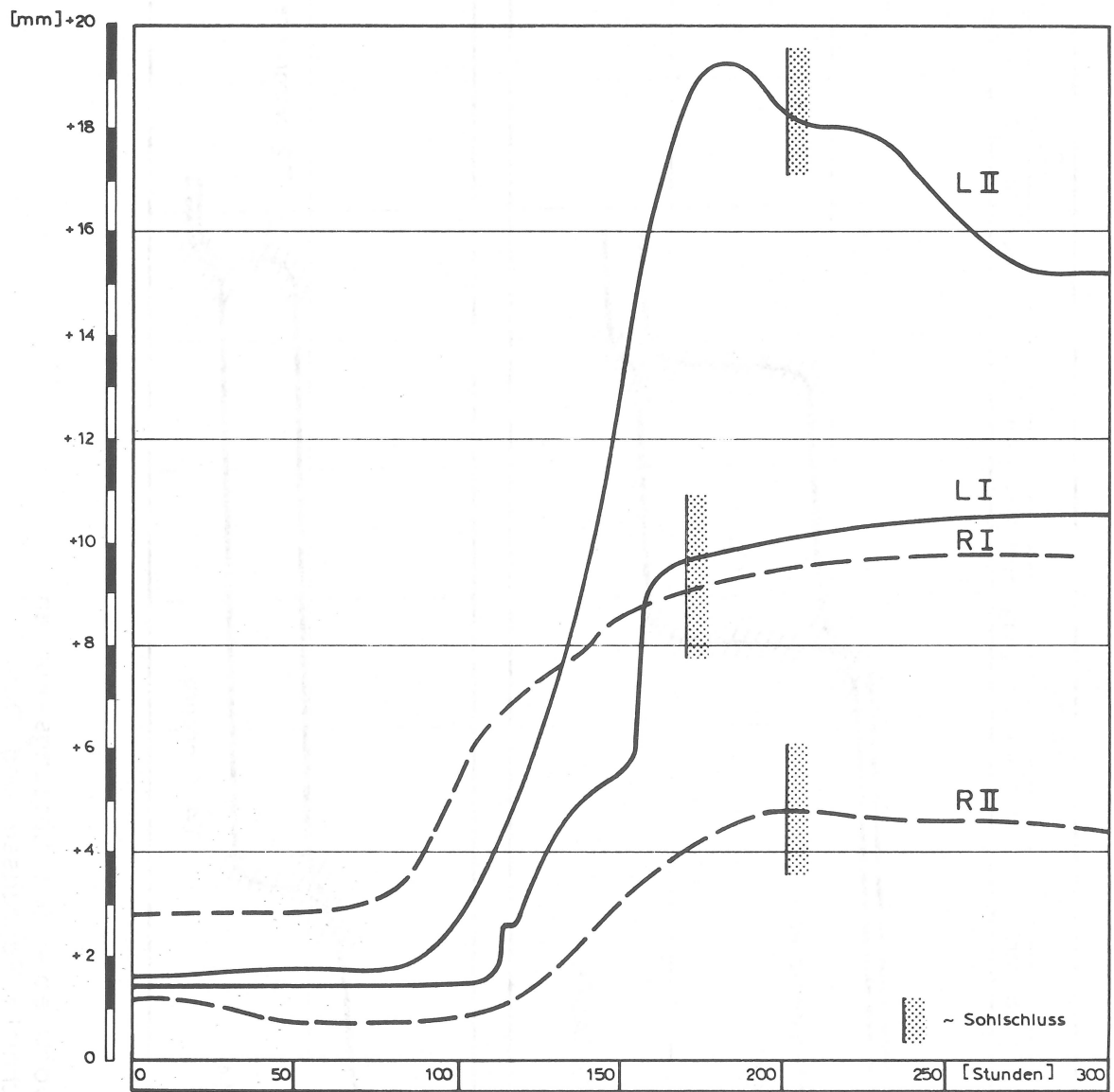


Bild 75 : Neue Österreichische Bauweise - Horizontalverschiebung im Ulmenbereich in den Querschnitten I und II

Meßquerschnitte Schild Neue Österreich. Bauweise	Anzahl der aufgefahrenen Röhren	Setzungen [mm] in Messpunkt :		
		P _{A1}	K	P _{A2}
Dom	1. Röhre	0	9,5	7,5
	2. Röhre	4	7	0
	Summe	4	16,5	7,5
Fahrgasse	1. Röhre	0	3	3,5
	2. Röhre	4	5	0
	Summe	4	8	3,5
Dominikanergasse	1. Röhre	0	9,5	15,5
	2. Röhre	3	7	0
	Summe	3	16,5	15,5
Querschnitt I	beide Röhren	—	22	8,5
Querschnitt II	beide Röhren	8,3	16	—

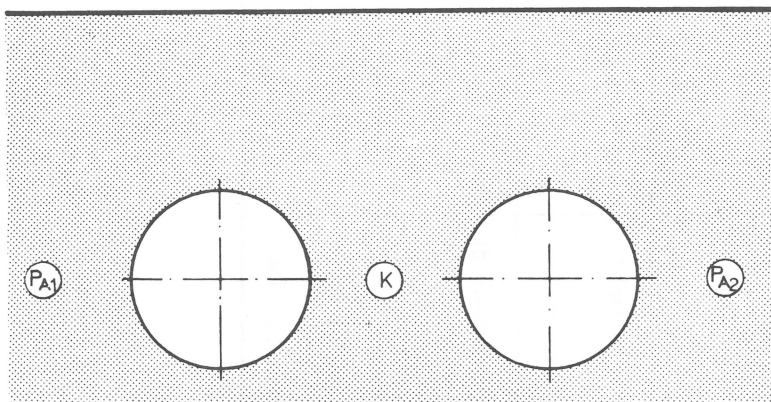
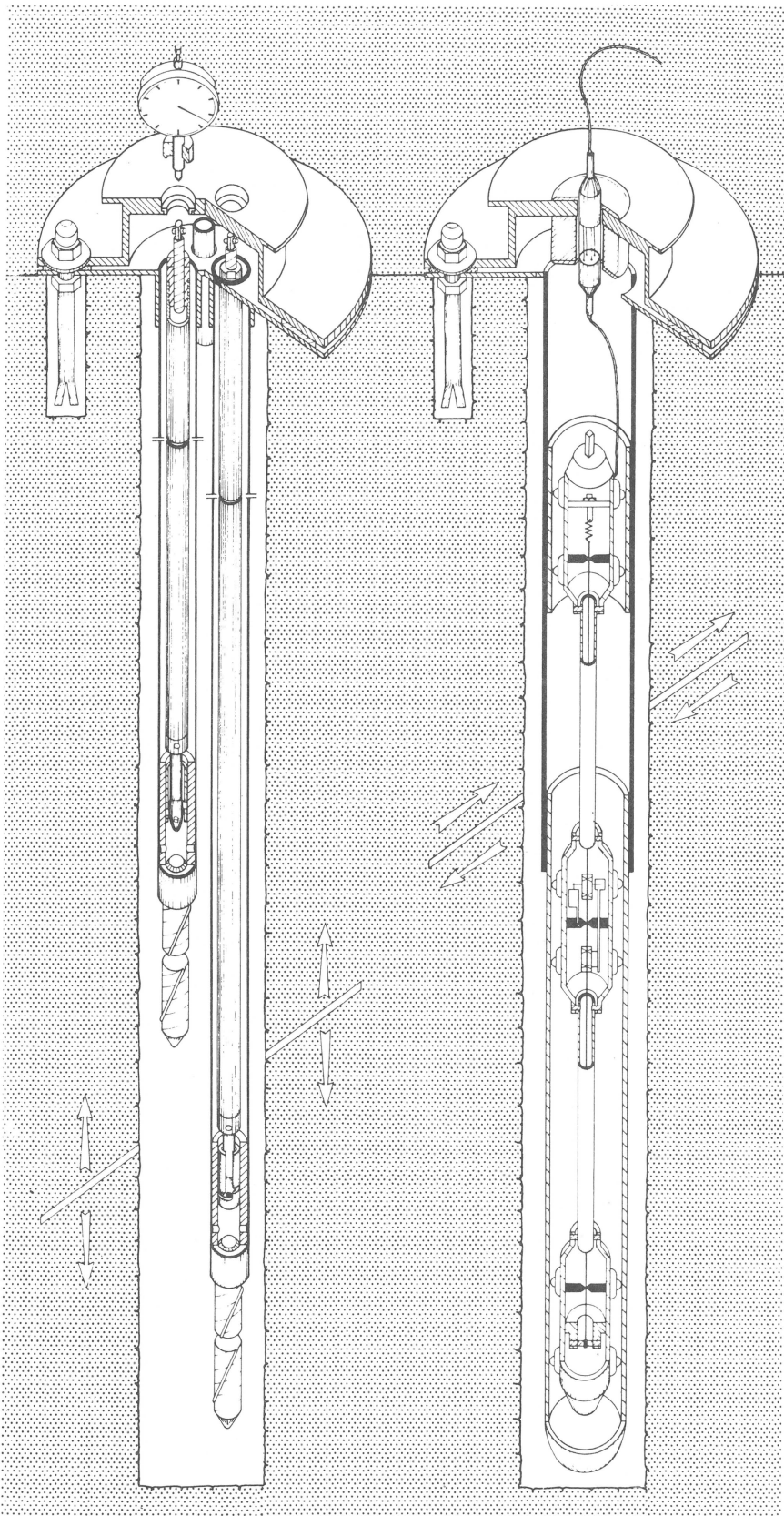


BILD 76 : Setzungen aus Vortrieb in Höhe der Ulmen

Vortriebsweise	Querschnitt	max. Setzung		Muldenneigung	Ausbruch ϕ	Überdeckung	Trassenradius	Steigung Gefälle	Untergrund	Wasseranfall	Sprengung von Kalkstein
		GOK	First								
		mm	mm		m	m	m	%			
Neue Österreichische Bauweise	I	35	55	1: 350	3,24	11,5	3 200	- 0,53	Tonmergel	ohne	gering
	II	35	50	1: 350	3,24	11,5	∞	- 0,53	Tonmergel	ohne	gering
Schildvortrieb	Dom-Südröhre	33	50	1: 440	3,35	11,8	∞	+ 1,2	Tonmergel	gering	ja
	Dom-Nordröhre	31	45	1: 540	3,35	11,8	∞	- 1,2	Tonmergel	ohne	ja
	Fahrgasse-Südr.	69	125	1: 140	3,35	9,1	240	+ 1,2	Hydrobiensand, su, Tonmergel	viel	ja
	Fahrgasse-Nodr.	53	70	1: 260	3,35	8,8	240	- 1,2	Hydrobiensand, su, Tonmergel	viel	ja
	Dominik.g.-Südr.	136	160	1: 60	3,35	7,5	240	+ 1,2	Hydrobiensand, su	viel	ja
	Dominik.g.-Nodr.	81	130	1: 120	3,35	7,7	240	- 1,2	Hydrobiensand su	viel	ja

BILD 77 : Zusammenstellung der maximalen Setzungen an der Geländeoberfläche infolge Vortrieb einer Tunnelröhre



Extensometer

Patent INTERFELS

Anzeige von Längsversetzungen zwischen Vergleichspunkten in beliebig geneigten Bohrlöchern (Relativmessung)

Anwendung: Meßtechnik in Felsmechanik, Bodenmechanik und Bauwerken

Meßlänge: bis zu 200 m, in Sonderfällen auch länger

Meßgenauigkeit: 0,1 bis 0,01 mm (je nach Extensometerlänge)

Meßbereich: ± 10 mm, darüber hinaus beliebig nachstellbar

Gerätetypen:

- a) Einfach-Extensometer (ϕ min. = 25 mm)
- b) Mehrfach-Extensometer bis zu 8 fach (ϕ min. = 60 mm)

Sonderausführung: mit beweglichem Temperaturfühler

Anzeigemöglichkeit:

1. Manuelle Meßuhrablesung
2. Mechanische Registrierung
3. Elektrische Fernmessung
4. Warnvorrichtung

(Weitere Details sowie Anwendungsbeispiele vgl. Datenblätter 2.5 und 15)

Deflektometer

System INTERFELS-EASTMAN

Anzeige von Querversetzungen zwischen Vergleichspunkten in beliebig geneigten Bohrlöchern (Relativmessung)

Anwendung: Meßtechnik in Felsmechanik, Bodenmechanik und Bauwerken

Meßlänge: bis zu 60 m, in Sonderfällen auch länger

Meßgenauigkeit: 0,1 bis 0,01 mm (je nach Meßgliedabstand)

Meßbereich: ± 10 mm je 1 m Meßgliedabstand, nachstellbar

Gerätetypen:

- a) Einfach-Deflektometer mit Meß- und Fixarm (ϕ min. 100 mm)
- b) Ketten-Deflektometer bis zu 8 Meßgliedern (ϕ min. 100 mm)

Anzeige:

Elektrische Fernmessung

(Weitere Details sowie Anwendungsbeispiele Datenblätter 6.2 und EASTMAN-Druckschrift)

BILD 78 : Interfels - Messgeräte

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochbauten
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudambau
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens
Dr.-Ing. K. H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme
Dr.-Ing. K. Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe einer neuentwickelten Versuchsanlage
Dr.-Ing. D. Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 - 1970
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton
Dr.-Ing. H. Heil Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erd- drucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände
Dr.-Ing. H. R. Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb
Dipl.-Ing. G. Chambosse, Februar 1972