

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

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

Heft 12

## **Messungen an einer verankerten Baugrubenwand**

Sachbearbeiter

**Dipl.-Ing. W. Romberg**

Dezember 1973

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

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

Heft 12

## **Messungen an einer verankerten Baugrubenwand**

Sachbearbeiter

**Dipl.-Ing. W. Romberg**

Dezember 1973

## Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
1. Einleitung	1
2. Baugrube	1
3. Baugrund	2
4. Meßprogramm	4
5. Auswertung der Messungen	9
6. Meßergebnisse	12
7. Bemerkungen zur Bemessung der verankerten Wand	19
8. Vergleich mit weiteren Messungen in Frankfurt/Main	20
9. Statische Wirkung und Schubverformung des vorgespannten Systems	21
10. Zusammenfassung	24
11. Literatur	25
ANHANG	26

## 1. Einleitung

Für die Einführung der S-Bahnen aus dem Umkreis von Frankfurt/Main in den in der Innenstadt liegenden Hauptbahnhof der Deutschen Bundesbahn wird unter der Bahnsteighalle ein Tiefbahnhof gebaut. Da wahlweise nur drei Gleise des Hauptbahnhofs dem Bahnbetrieb entzogen werden konnten, mußte das Tiefbauwerk über die gesamte Länge von 350 m in zwei Teilabschnitten hergestellt werden. Für jedes Teilstück mußte eine 21 m tiefe und 26 m breite Baugrube ausgehoben werden (Bild 1). Die erste dieser beiden Baugruben wurde nach einem 1968/1969 eingereichten Sondervorschlag der für das Baulos 3 in einer Arbeitsgemeinschaft zusammengeschlossenen Baufirmen mit Verpreßankern gesichert.

Die Bemessung der im Ton verankerten Trägerbohlwand, die mit diesen Abmessungen erstmalig zur Ausführung kommen sollte, warf eine Reihe von Fragen über die Wirkung der Vorspannung und Tragkraft der Verpreßanker, sowie über die Größe des Erddrucks und seine Verteilung über die Wandhöhe auf, die nach den damaligen Kenntnissen nicht eindeutig beantwortet werden konnten. Zur Überprüfung der Entwurfs- und Bemessungsgrundlagen wurden deshalb an drei Verbauträgern umfangreiche Messungen durchgeführt, die über die Beanspruchung der Anker und Verbauträger sowie über die Verformung der verankerten Wand Aufschluß geben sollten. Über das Ergebnis dieser Messungen soll in der Folge berichtet werden.

## 2. Baugrube

Die Baugrube war mit Trägerbohlwänden gesichert. Die Träger wurden in vorgebohrte Löcher 3 m tief unter die Baugrube eingesetzt und bis in Höhe der Baugrubensohle im Ton einbetoniert. Darüber wurden die Bohrlöcher mit Kalkmörtel verfüllt. Die Südwand wurde zwischen den in 2 m Abstand gesetzten Trägern mit Ortbeton, die Trennwand zur späteren 2. Baugrube wurde mit Holzbohlen ausgefacht.

Beide Baugrubenwände wurden in 6 Lagen verankert. Insgesamt wurden 4000 Verpreßanker nach dem Verfahren der Firma Soletanche, Paris, ausgeführt. Die Ankerlängen wurden für eine 1,5-fache Stand- sicherheit in der tiefen Gleitfuge nach dem von Ranke-Ostermeyer erweiterten Verfahren nach Kranz ermittelt. Die zulässige Anker- kraft betrug nach unseren Versuchen in der Versuchsgrube am Opernplatz in Frankfurt am Main (1) 40 Mp. Da in der Haftstrecke ein Mindestabstand der Anker von 1,6 m gefordert war, mußten die Anker gestaffelt angeordnet werden. Einen Schnitt durch die veranker- te Baugrubenwand mit dem Bodenprofil zeigt das Bild 2.

### 3. Baugrund

Der Baugrund im Bereich des Hauptbahnhofs Frankfurt/Main ist kennzeichnend für die Untergrundverhältnisse in der Frankfurter Innenstadt (1).

Über einer Wechsellagerung von tertiären Tonen und Tonmergeln, dem sogenannten "Frankfurter Ton", liegen 8 bis 10 m mächtig quar- täre Sande und Kiessande in mitteldichter Lagerung. Der Ton ist von Kalkstein, Hydrobien- und Kalksanden unterschiedlicher Dicke durchzogen. Diese Zwischenschichten sind nicht horizontbeständig. Die Kalksteinbänke sind stark klüftig und wasserführend. Den Auf- bau des Bodens im Bereich des Meßquerschnittes zeigt die hinter der Verankerung liegende Bohrung 15 (Bild 2). Im Gegensatz zu den Auf- schlußbohrungen wurde bei den Bohrungen für die Verbauträger nicht zwischen Kalksteinen und Kalksanden unterschieden; es wurde pau- schal nur Kalkstein angegeben. Die vereinfachten Bodenprofile wur- den für die Wiedergabe der Meßergebnisse im Anhang übernommen.

Ferner ist zu vermerken, daß die klüftigen und nicht horizontbe-  
ständigen Kalksteinschichten keine wesentliche Erhöhung der  
Festigkeit des Untergrundes bewirken. Ihr Einfluß auf die Festig-  
keit ist in den nachfolgend für den Ton angegebenen Kennwerten  
berücksichtigt.

Bodenart	W	P	K	$\gamma_n$	$q_u$	$c'$	$\rho'$
Sand und Kies	-	-	-	1,90	-	-	$37,5^\circ$
Ton und Ton- mergel	0,32-0,42	0,35	0,8	1,85	20	2	$20^\circ$

Tabelle 1: Bodenkennwerte

W = Wassergehalt

P = Bildsamkeit

K = Konsistenz

$q_u$  = Zylinderdruckfestigkeit/Anfangsfestigkeit ( $\text{Mp/m}^2$ )

$c'$  = Kohäsion/Endfestigkeit ( $\text{Mp/m}^2$ )

$\rho'$  = Reibungswinkel/Endfestigkeit ( $^\circ$ )

Die Körnungsbänder der anstehenden Bodenarten sind im  
Bild 3 zu sehen.

Zur Zylinderdruckfestigkeit des Tons ist anzumerken, daß die Prüf-  
werte zwischen  $15$  und  $60 \text{ Mp/m}^2$ , im Mittel um  $25 - 30 \text{ Mp/m}^2$  streu-  
ten. Nach den Erfahrungen mit dem Londoner Ton, einem ebenfalls  
gerissenen tertiären Ton wurde die an kleinen Proben ( $F = 10 \text{ cm}^2$ )  
bestimmte Zylinderdruckfestigkeit auf  $20 \text{ Mp/m}^2$  abgemindert.

Für die Bemessung der Baugrubenwand ist letztlich die Endfestigkeit  
maßgebend, da der Ton durch die Risse in die eingelagerten Kalk-  
sande entwässern kann. Die obigen Entwurfswerte stellen Mittelwerte  
aus einer Reihe von dreiaxialen Druckversuchen dar (Bild 4).

#### 4. Meßprogramm

Die Messungen wurden an drei benachbarten Verbauträgern der Trennwand außerhalb der Bahnsteighalle ausgeführt. Sie dienten zur Feststellung der Größe und Verteilung des Erddrucks sowie der Wandverformung in Abhängigkeit vom Aushub. Im einzelnen wurden gemessen

die Ankerkräfte,

die Dehnung der Verbauträger,

die Verschiebung und die Verdrehung der Trägerköpfe.

##### 4.1 Eignungsprüfung und Eichung der Meßgeräte

Die direkte Messung des Erddrucks mit Druckmeßdosen versprach an der ausgefachten Bohrträgerwand im Gegensatz zu derartigen Messungen an Spundwänden keinen Erfolg. Es war nur eine indirekte Messung des Erddrucks über die Verformung der Verbauträger möglich. Nach den guten Erfahrungen mit Dehnmeßstreifen (DMS) für Dehnungsmessungen an Stahl wurde dieses Verfahren gewählt. Die Arbeitsweise der Meßstreifen wird als bekannt vorausgesetzt.

Für die Eignungsprüfung der Meßstreifen für Dehnungsmessung an gewalzten Trägern vom Profil IPE 600 wurde in einem Vorversuch ein 24,3 m langer Träger in zwei Schnitten mit DMS bestückt. Der auf zwei Lagern aufliegende Träger wurde mittig belastet. Das Ergebnis der Dehnungsmessung ist im Bild 5 dargestellt. Die Abweichung der gemessenen von der berechneten Dehnung betrug maximal  $\pm 15 \mu/m$  bei einem Meßwert von etwa  $300 \mu/m$ . Der geringe Meßfehler von  $\pm 5\%$  ließ die DMS für die vorliegende Untersuchung als geeignet erscheinen.

Einer Klärung bedurfte ferner, wie sich die Temperatur und das zeitabhängige Kriechen der DMS auf die Messungen auswirken. Das

Kriechen wird weitgehend bestimmt von der Qualität des Klebstoffes sowie von der Güte des Aufklebens und nicht zuletzt von der Isolierung der DMS von der Luftfeuchtigkeit und vor eindringendem Wasser. Der Kriecheinfluß wurde in Langzeitversuchen mit verschiedenen Materialien untersucht. Es zeigte sich, daß nach einer Wärmebehandlung der DMS nach dem Kleben und nach dem Isolieren mit einer speziellen Warmvergußmasse ( $90 - 100^{\circ} \text{C}$ ) das Kriechen sehr schnell beendet war.

Der Temperaturrestgang der temperaturkompensierten DMS wurde an einem auf eine Stahlplatte geklebten DMS getestet. Dies war erforderlich, da die Messungen über einen Zeitraum von über 1 Jahr ausgeführt werden sollten und Temperaturschwankungen zwischen  $-10^{\circ}$  und  $+30^{\circ} \text{C}$  zu erwarten waren. Die Abhängigkeit des Geberwertes von der Temperatur zeigt die Kurve 1 im Bild 6. Der Unterschied zwischen  $0$  und  $30^{\circ} \text{C}$  betrug etwa  $60 \mu/\text{m}$ . Diese große Fehlanzeige von bis zu  $20\%$  bei einer erwarteten größten Dehnung von  $300 \mu/\text{m}$  konnte nicht in Kauf genommen werden.

Da sich die Temperatur sowohl im Meßstreifen als auch in den bis zu  $30 \text{ m}$  langen Kabeln auf die Meßwerte auswirkt und diese rechnerisch nicht erfaßt werden konnte, wurde der Temperatureinfluß an spannungslosen Meßstreifen abgelesen. Die Kompensationsgeber waren auf Stahlplättchen aufgeklebt, die an den Meßträgern nicht kraftschlüssig befestigt waren. Sie waren dort neben den aufgeklebten Dehnungsmeßstreifen in  $4 - 5 \text{ cm}$  Abstand angeordnet.

Die während eines Jahres von zwei Kompensationsstreifen am oberen und am unteren Ende eines Meßträgers angezeigten Werte zeigt Bild 7. Zum Vergleich sind die Temperaturanzeigen des Teststreifens angegeben. Die Abweichungen werden mit den ungleichen Kabellängen sowie



mit geringem Kriecheinfluß erklärt. Die von den Meßstreifen angezeigten Dehnungen wurden um die an den Kompensationsstreifen abgelesenen Temperatur bedingten Dehnungen reduziert. Der verbliebene Meßfehler wird auf  $\pm 10\%$  geschätzt. Er dürfte für eine Baustellenmessung innerhalb des technisch Erreichbaren liegen.

#### 4.2 Anordnung und Montage der Dehnungsmeßstreifen

Um mit den Dehnungsmessungen eine Aussage über die Erddruckverteilung und die Wandverformung machen zu können, mußte der Verlauf der Biegemomente über die Trägerlänge hinreichend genau bekannt sein. Aus diesem Grund wurden pro Feld an beiden Seiten der Träger sieben Meßstellen - an der Stütze, im unmittelbaren Stützbereich, in Feldmitte und in den dazwischen liegenden Drittelpunkten - angeordnet (Bild 8). Auf die Träger wurden zwei Stege geschweißt. In den so geschaffenen Kanal wurden die Meßstreifen geklebt, verdrahtet, die Kabel eingelegt und anschließend der Kanal mit der Isoliermasse vergossen. Über den Kanal wurde eine Gummifolie gelegt und ein U-Profil gestülpt (Bild 9). Damit ist eine hohlraumfreie Abdichtung gegen eindringendes Grund- und Oberflächenwasser geschaffen worden. Innerhalb eines Zeitraums von nahezu zwei Jahren fiel von etwa 400 Gebern nur einer aus; etwa 10 Meßstreifen brachten unbrauchbare Meßwerte. Die Kabel wurden in die Vergußmasse gebettet, am Träger hochgeführt und in einem flexiblen Stahlrohr in eine Meßhütte geleitet und an einen Schaltkasten angeschlossen. Die Messung erfolgte mit einem manuellen Kompensator (MK der Firma Hottinger Baldwin Meßtechnik).

#### 4.3 Messung der Auflagerkräfte

Zur Kontrolle der mit den Dehnungsmessungen gewonnenen Ergebnisse wurden die Auflagerkräfte zwischen der Gurtung und den drei Meßträgern mit Kraftmeßdosen gemessen. Die Kraftmeßdose bestand aus einem etwa 40 cm langen Flußstahlrohr, auf dem zu beiden Seiten eine 20 cm lange Meßstrecke mit eingeschlagenen Stahlkugeln markiert war. Die

Dehnung des Stahlrohres wurde mit einem Setzdehnmesser, Bauart Pfender, gemessen. Es zeigte sich, daß beim Messen mit dem Setzdehnmesser ein von der Last bzw. von der Dehnung unabhängiger systembedingter Fehler von  $\pm 3$  Skalenteilen auftritt. Bei einer mittleren Auflagerkraft von 60 Mp war ein Meßfehler von etwa  $\pm 3\%$  zu erwarten (siehe Eichkurve in Bild 10).

#### 4.4 Messung der Trägerverschiebung

Die Horizontalverschiebung der Träger wurde am Kopf geodätisch eingemessen. Der Festpunkt für diese Messungen lag etwa 50 m hinter der Baugrubenwand an der Expressguthalle (Bild 1). Ferner wurde durch Nivellement die Vertikalverschiebung der Träger am Kopf gemessen.

Zur Kontrolle der aus den gemessenen Dehnungen berechneten Durchbiegung der Verbauträger wurde ihre Horizontalverschiebung in Höhe der Anker an einem am Trägerkopf aufgehängten Lot gemessen. Diese Messungen geben jedoch nur über die Verschiebung der Träger über dem jeweiligen Aushub Auskunft.

#### 4.5 Neigungsmessung am Trägerkopf

Die Neigung am Trägerkopf mußte zusätzlich zur Horizontalverschiebung als Randbedingung bekannt sein, um aus den Dehnungen die Durchbiegung und Verschiebung der Träger ableiten zu können. Die Verdrehung am Kopf wurde in einer 1 m langen Meßstrecke gemessen. An einem Vierkantrohr, das am Träger aufgehängt war, befand sich eine Feinmeß-Wasserwaage mit einer Einstellschraube. Der Abstand des unteren Rohrendes vom Träger wurde mit einer Feinmeßuhr gemessen. Nachdem das Meßgerät in der vertikalen Lage orientiert war, zeigte die Meßuhr, bezogen auf die Länge des Geräts, die Verdrehung des

Trägers an. Vorausgesetzt wurde hierbei, daß der oberste Meter des Trägers nur unbedeutend belastet und verformt ist (Bild 11). Zur Kontrolle wurde am mittleren Träger ein elektronischer Neigungsmesser der Firma Maihak angebracht. Die beiden Meßgeräte brachten bei großer Meßgenauigkeit eine sehr gute Übereinstimmung (Anhang 1).

#### 4.6 Durchführung der Messungen

Die Applikation der Dehnmeßstreifen und ihre Abdichtung wurden in einer Halle des Bundesbahnausbesserungswerkes in Frankfurt vorgenommen. Nach dem Kleben wurde die Anzeige der Geber überprüft, bevor die Kabel angeschlossen worden sind. Nach der Montage der Messgeräte wurden die Träger in die Bohrlöcher eingesetzt und sogleich die Nullmessung durchgeführt. Bis zum Beginn des Aushubs folgten vier weitere Kontrollmessungen in wöchentlichem Abstand. Während des Bodenaushubs wurde eine Messung beim Erreichen einer Ankerlage ausgeführt. Zwischenmessungen erfolgten, wenn der Aushub mehr als vier Wochen unterbrochen worden war. Bis zum Erreichen der Baugrubensohle wurden insgesamt 37 Messungen durchgeführt. Von diesen wurden 17 Messungen ausgewertet, die über die kennzeichnenden Aushub- und Verbauzustände Auskunft geben konnten. Da ein Rückbau im herkömmlichen Sinne nicht stattfand, wurde auf die Weiterführung der Messungen nach dem Einbau des Sohlbetons verzichtet.

Bei der Wahl der elektronischen Meßgeräte und bei der Applikation der Dehnmeßstreifen wurden wir von der Firma Hottinger Baldwin Meßtechnik, Darmstadt beraten. Die vorbereitenden Arbeiten, die Eichung und Montage der Meßgeräte und die Durchführung der Messungen wurden von Ing. A. Steck geleitet. Die geodätischen Messungen wurden vom Dezernat 72 der Bundesbahndirektion Frankfurt/Main, die auf der Baustelle im Zusammenhang mit den Messungen erforderlichen Arbeiten wurden von der Arbeitsgemeinschaft S-Bahn, Los 1-3 ausgeführt.

Das Bild 12 zeigt eine Ansicht der Verbauwand mit den Ankern und Kraftmeßdosen.

### 5. Auswertung der Messungen

Die Verschiebungen am Kopf der Verbauträger sowie die an den Auflagern wirkenden Kräfte wurden direkt gemessen. Im Gegensatz hierzu kann über die Verteilung der Querkraft und des Erddrucks sowie über die Durchbiegung der Wand nur indirekt über die gemessenen Biegedehnungen eine Aussage gemacht werden. Die  $E \cdot I$ -fachen Biegedehnungen ergeben unmittelbar die Momentenbeanspruchung der Träger; der Querkraftverlauf und die Erddruckverteilung werden durch ein- bzw. zweimaliges Differenzieren, die Biegelinie durch zweifache Integration der Momentenkurve erhalten.

Für die Differentiation der Momentenkurve stehen mehrere Differenzenformeln zur Verfügung, die jedoch nur für stetige Funktionen übereinstimmende Ergebnisse liefern. Im vorliegenden Fall war nicht zu erwarten, daß die Momenten- und die Querkraftlinie sowie die zugehörige Erddruckverteilung einer stetigen, analytisch zu definierenden Funktion gehorchen werden. Bedingt durch das schrittweise Vorspannen der Anker und das anschließende Abgraben des Bodens vor der Verbauwand überlagerten sich verschiedene Beanspruchungen; die Verteilung des Erddrucks wird zudem von den Unregelmäßigkeiten im Untergrund beeinflusst.

Aus diesem Grund war es nicht möglich, eine Differenzenformel mit der größtmöglichen Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse ohne Voruntersuchungen auszuwählen. Die verfügbaren Differenzenformeln wurden in der Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen miteinander verglichen. In Anbetracht der großen Zahl der Unstetigkeitsstellen sowie der im Vergleich hierzu kleinen Zahl von Meßpunkten zwischen diesen Unstetigkeitsstellen brachte das Differenzieren über die Stützstellen

hinweg keine zufriedenstellenden Ergebnisse. An den Auflagern erhält man bei diesem Vorgehen die Differenz zwischen der Auflagerkraft und der am Auflager wirkenden Erddruckkraft. Weiterhin ergeben sich in der Umgebung der Stützstellen große Streuungen als Folge des dortigen Knicks in der Momentenlinie. Die Aussagekraft der so erhaltenen Ergebnisse ist stark eingeschränkt.

Wesentlich zuverlässigere und vollständigere Ergebnisse werden erzielt, wenn die Differentiation auf die Trägerabschnitte zwischen zwei benachbarten Stützstellen begrenzt bleibt. Man erhält hierbei die Querkräfte an den Auflagern sowie die Verteilung und Größe des Erddrucks zwischen den Auflagern. Hierfür wurden die für die Stützstellen und die Zehntelpunkte eines jeden Feldes gültigen Werte aus den Meßwerten durch Interpolation ermittelt. Gleichzeitig wurden die Korrekturen nach den Anzeigen der Kompensationsmeßstreifen vorgenommen und die Meßwerte, die infolge Kriechens einiger Dehnmeßstreifen verfälscht waren, ausgeglichen. Ein Ausgleich der Meßwerte mit Hilfe einer Ausgleichsfunktion wurde nicht vorgenommen, da durch dieses Verfahren die Meßwerte in eine bestimmte mathematische Funktion gezwängt worden wären, die den tatsächlichen Verhältnissen nicht gerecht geworden wären. Die Auswertung erfolgte nun feldweise für jeden Zehntelpunkt des Feldes sowie für die Stützstellen. Es wurden die ausgewählten Differenzenformeln und Kombinationen dieser Formeln getestet und die Ergebnisse miteinander verglichen. Der Auswertung liegt das System auf Bild 13 zugrunde. In dem jeweils untersuchten Feld wurde aus dem dort wirkenden Erddruck, bei Einhaltung der Bedingung  $\sum M = 0$  um die Auflagerpunkte die Kontrollquerkraft KQ ermittelt. Ferner wurde das Moment des Erddrucks und der Auflagerkräfte um den Wandfuß berechnet.

Die bei der Auswertung einer Messung nach vier Varianten erhaltenen Ergebnisse sind in der Tabelle 2 gegenübergestellt. Die verwendeten Differenzenformeln sind im Anhang 2 aufgeführt.

Differenzenformel	Auflagerkräfte in Mp/m						Moment um Fußpunkt	Erddruck [Mp/m]		
	A	B	C	D	E	F		$\Sigma p \cdot \Delta x$	$\Sigma A$	
1	a	20.5	31	8.5	21	19	17	- 1280	198	117
	b	36	54	14.5	36	33	30	- 35		204
2	a	23.5	37	10	25.5	25	20	- 315	167	143
	b	31	41	10.5	26	23.5	33	- 4.5		165
3	a	28	39	10	26.5	24	27.5	- 79	162	155
	b	29.5	40.5	10	26	24	31	0		161
4	a	23.5	39	12	33	30.5	18.5	- 54	160	157
	b	24.5	40	12	33	30.5	19	- 41		160

Zeile a: Querkraft errechnet aus  $dM/dx$

Zeile b: Querkraft errechnet aus  $\Sigma M = 0$  pro Feld

Tabelle 2: Auswertung einer Messung nach vier Differenzenformeln

Die Anwendbarkeit der Differenzenformeln kann an den nachfolgenden Gleichgewichtsbetrachtungen (Bild 14) beurteilt werden:

1. Die Querkräfte  $Q_0$  und  $Q_{10}$  sollen zusammen mit dem Erddruck und den gemessenen Biegemomenten das Gleichgewicht für jedes Einzel-feld optimal erfüllen ( $Q_0 = KQ_0$ ,  $Q_{10} = KQ_{10}$ ).

2. Die Gleichgewichtsbedingungen am gesamten Träger müssen erfüllt sein:

$$\sum_{i=1..7} p_{i,k} = E^{(M)} = \sum_i (Q_{i,0} - Q_{i,10}) = \sum_i (KQ_{i,0} - KQ_{i,10})$$

$i=1..7$

$k=1..10$

und  $SM = KSM = \min.$  (Biegemoment um den Fußpunkt der Wand).

3. Das gemessene und berechnete Biegemoment  $M_0$  in der Feldmitte soll mit  $p_{i,k}$  übereinstimmen.

Wie aus der Tabelle 2 zu ersehen, werden diese Bedingungen von der Formel 1 sehr schlecht erfüllt; die Formeln 2 und 3 liefern eine bessere Übereinstimmung. Die beste Übereinstimmung wurde bei der Formel 4 erreicht. Ergänzende Kontrollrechnungen bestätigten diese Aussage. Der mittlere Fehler im Gesamterddruck blieb bei Anwendung dieser Formel auf alle Messungen unter 2% (Bild 14). Die Abweichung der in Feldmitte gemessenen Momente von den aus den Erddruckflächen berechneten Momenten beträgt maximal 5%. Die Auswertung sowie die Kontrollrechnungen wurden wegen des hohen Rechenaufwands mit einem Elektronenrechner durchgeführt.

Die Biegelinie der Verbauträger wurde sinngemäß durch zweifache Integration der gemessenen Momentenverteilung erhalten. Der Fehler bei der Integration ist wesentlich geringer als beim Differenzieren. Zur Erfüllung der Randbedingungen dienten die am Trägerkopf gemessene Verschiebung und Neigung.

## 6. Meßergebnisse

### 6.1 Überblick

Aus der indirekten Erddruck- und Verformungsmessung, ergänzt durch die direkte Messung der Verschiebung am Kopf der Verbauträger, wurden der Verlauf der Biegemomente, der Auflager- und Querkräfte, die Größe und Verteilung des Erddrucks sowie die Verformung und Verschiebung der Verbauträger in Abhängigkeit von der Zeit und vom Vorbau erhalten.

Für die wichtigsten Aushub- und Vorspannstadien sind diese Ergebnisse im Anhang 3 dargestellt. Die ungleiche Beanspruchung der Träger wird mit der Vorspannung der Anker in zeitlicher Folge, mit der nach dem Verkeilen der Anker verbliebenen ungleich großen Spannkraft, mit den zu den Trägern unsymmetrisch angeordneten Ankern und nicht zuletzt mit der ungleichen Bettung der Träger auf dem Boden erklärt.

Um über die Beanspruchung der Träger in den einzelnen Verbauzuständen einen besseren Überblick zu erhalten, wurden für die interessierenden Baustadien die an den drei Meßträgern gemessenen Biegemomente, Auflagerkräfte, Erddrücke und Verformungen gemittelt und die gemittelten Werte im Anhang 4 graphisch dargestellt. Den weiteren Betrachtungen werden jeweils diese Mittelwerte zugrundegelegt. Die Einzelwerte können bis zu  $\pm 30\%$  von den gemittelten Werten abweichen. In diesen Abweichungen sind auch die nicht zu eliminierenden ausführungsbedingten Einflüsse enthalten, wie Unregelmäßigkeiten bei der Verfüllung der Bohrlöcher für die Verbauträger, sowie die Auswirkungen unregelmäßiger Bodeneigenschaften.

Beim Anspannen der Anker konzentriert sich der Druck im Bereich der Auflager. In den ersten Vorbauzuständen wird hierbei ein Reaktionsdruck erzeugt, der weit über den aktiven Erddruck hinausgeht. Beim weiteren Aushub ändern sich die Druckkonzentrationen in den Ankerlagen nur unwesentlich. Unterhalb der jeweils tiefsten Ankerlage kommt es durch den nachträglichen Aushub zu einer Druckzunahme hinter der Wand bei gleichzeitiger Druckabminderung vor der Wand, verbunden mit einer Zunahme der Biegebeanspruchung und Durchbiegung der Verbauträger. Mit fortschreitendem Aushub und besonders mit der ab etwa 15 m Aushubtiefe verstärkt einsetzenden Wandbewegung wird eine Einspannung der Träger im Boden erzwungen. Der Erdwiderstand vor der Wand wird verstärkt aktiviert (Anlage A3/5). Beim weiteren Aushub ging diese Einspannung verloren. Im Endzustand waren die Träger im Boden frei aufgelagert.

Aus dem Vergleich der Messungen Nr. 8 und Nr. 9 (Bild 15) wird deutlich, daß der Erddruck in Größe und Verteilung primär von der Vorspannung der Anker abhängt, während die Biegemomente überwiegend von der im Verlaufe des Aushubs beobachteten Durchbiegung der Verbauwand bestimmt werden. Beim Aushub von 12 auf 15 m Tiefe - hier blieb nur eine schmale Berme vor der Verbauwand bestehen - trat inner-



halb von zwei Monaten eine Wandverschiebung bis zu 7 cm auf. Gleichzeitig erhöhte sich der Erddruck von 64 Mp/m auf 74 Mp/m. Das größte Biegemoment wuchs von 15 mMp/m auf 25 mMp/m an. Die Verteilung des Erddrucks blieb, unbeeinflusst von diesen Vorgängen, nahezu unverändert.

## 6.2 Ankerkräfte und Erddruck

Bild 16 zeigt die Auflagerkräfte zwischen den Ankergurten und den Verbauträgern nach dem Vorspannen der Anker über die Dauer der Messungen. Die Anker sollten in jeder Lage auf 27 Mp/m vorgespannt werden. Diese Vorspannkraft wurde jedoch nur in den B- und E-Lagen erreicht. Durch Keilschlupf am Ankerkopf sowie durch unterschiedliches Nachgeben der Verbauträger und der Anker in der Haftstrecke unmittelbar nach dem Spannen blieb die Vorspannkraft in den übrigen Ankerlagen bis zu 30% unter dem Sollwert.

In der A-Lage, in der der Erdwiderstand nur eine begrenzte Vorspannung zuließ, nahm die Spannkraft mit dem Aushub zunächst ab. Mit dem Einsetzen der Wandverschiebung, etwa mit dem 280. Tag nach Aushubbeginn ist hier eine stetige Zunahme festzustellen. Diese Zunahme kann mit einer von der Wandverschiebung bewirkten inneren Verspannung des Ankersystems erklärt werden. In der B-Lage nahmen die Kräfte zunächst langsam, mit dem Beginn der Wandverformung verstärkt zu. In den C- und E-Lagen blieb die Kraft nahezu konstant, in den D- und F-Lagen war ebenfalls nur ein unerheblicher Kraftanstieg bis zum Endaushub festzustellen.

Der Unterschied zwischen den unmittelbar gemessenen und den aus den Biegedehnungen berechneten Auflagerkräften betrug bis zu 20%. Die Abweichung kann seine Ursache im angewandten Differenzenverfahren sowie in den zum Teil extrapolierten Biegedehnungen an den Stützstellen

(siehe Kap. 5) haben. In der B-Lage war die Abweichung besonders groß. Hier liegt die Vermutung nahe, daß das Stützmoment an der B-Lage zu hoch angesetzt worden ist. Auf die Größe und Verteilung des Erddrucks wirken sich diese Unterschiede jedoch nicht wesentlich aus, weshalb sie für die nachfolgenden Betrachtungen unberücksichtigt bleiben können. In der Folge wird mit den Mittelwerten gerechnet.

Die zulässige, der Bemessung der Wand zugrundegelegte Ankerkraft wurde in der B-Lage um etwa 20% und in der E-Lage um etwa 10% überschritten. Auch im ungünstigsten Fall wurde die Grenzlast von  $1,5 A_{zul}$  nicht erreicht. Die Sicherheit gegen Bruch der Anker betrug mindestens 1,25.

Die Zunahme der Auflagerkräfte bis zum Endaushub ist in der Tabelle 3 zu ersehen.

Ankerkraft Mp/m	Ankerlage						Gesamt
	A	B	C	D	E	F	A - F
nach dem Vorspannen	15	26	19	25	32	23	140
im Endzu- stand	16	39	25	29	32	27	165
Kraftzuwachs in %	6.5	50	15	16	0	17	16

Tabelle 3: Gemessene Auflagerkräfte

Wie die im Bild 16 über die Zeit aufgetragenen Ankerkräfte erkennen lassen, wird die Größe des Erddrucks im Vorbau von der Vorspannkraft in den Anker bestimmt. Da die Anker für den Erddruck im Endzustand vorgespannt wurden, war der im Vorbau gemessene Erd-

druck größer als der der jeweiligen Aushubtiefe entsprechende Erddruck. Der graphischen Darstellung der gemessenen Erddrücke im Bild 17 ist zu entnehmen, daß die Vorspannkkräfte in den Ankern beim Vorbau weitgehend erhalten bleiben und den Erddruck sowohl in seiner Größe als auch in der Verteilung maßgebend beeinflussen. Mit zunehmender Aushubtiefe nähert sich der Erddruck auf die Verbauwand dem aktiven Erddruck. Dieser wurde im Endzustand nahezu erreicht.

Der Einfluß der Vorspannung auf die Größe des Erddrucks wird noch deutlicher an den aus den gemessenen Erddrücken abgeleiteten Erddruckbeiwerten (Bild 18). Am Anfang lag der Beiwert über 1. Mit zunehmender Aushubtiefe findet eine Annäherung an den Beiwert für den aktiven Erddruck statt. Im Endzustand stimmt der gemessene Beiwert mit dem nach Coulomb mit den auf Seite 3 aufgeführten Bodenkennwerten berechneten Erddruckbeiwert gut überein.

### 6.3 Verteilung des Erddrucks

Im Vorbau werden die Größe und Verteilung des Erddrucks von der Vorspannung bestimmt. Mit fortschreitendem Aushub und dem Spannen der nachfolgenden Ankerlagen wandert der Schwerpunkt der Erddruckfläche nach unten und stellt sich mit dem Erreichen der endgültigen Aushubtiefe in halber Wandhöhe ein (Bild 19).

Nach dem Spannen der ersten Ankerlage ist der Erddruck zunächst nahezu dreieckförmig verteilt. Der Erddruck konzentriert sich in Höhe der Ankerlage. Mit dem Spannen der tieferliegenden Anker stellt sich bald eine Verteilung ein, die in grober Näherung als trapezförmig bezeichnet werden kann (Bild 20). Von der Wandoberkante bis zur ersten Ankerlage nimmt der Druck linear zu, bleibt bis zur jeweiligen untersten Ankerlage in etwa konstant und fällt von da ab zur Aushubsohle bis auf Null ab.

Der Zuwachs des Erddrucks wandert mit dem Aushub in die Tiefe. Die Größe des Zuwachses hing von der vorangegangenen Vorspannung ab. Bemerkenswert ist, daß sich der Boden hinter dem jeweiligen Erdauf-

lager entspannte. Selbst im Endzustand wurde kein verstärktes Ausweichen der Wand im Fußbereich beobachtet. Hieraus wird deutlich, daß auch bei großer Aushubtiefe eine Umlagerung des Erddruckes stattfand und die Festigkeit des Tons vor der Wand auch bei über 20 m Aushubtiefe nicht überschritten worden ist.

Die im Endzustand gemessene Druckverteilung war nahezu identisch mit der aufgebrachten Vorspannung (Bild 21).

#### 6.4 Vertikalkräfte in der Verbauwand

Eine zuverlässige Aussage über die Größe und Verteilung der Vertikalkräfte in den Verbauträgern kann aus den Messungen nicht gemacht werden. Wegen des Temperatureinflusses auf die Dehnmeßstreifen, verstärkt durch die unterschiedlichen Kabellängen, war es nicht möglich, die Vertikalkräfte hinreichend genau zu berechnen. Aus diesem Grund wurde darauf verzichtet. Aus der gemessenen Setzung der Verbauträger, die am Kopf nur etwa 2 cm betragen, kann jedoch geschlossen werden, daß die Vertikalkräfte der geneigten Anker mit ausreichender Sicherheit von den am Fuß einbetonierten Verbauträgern in den Untergrund übertragen werden konnten. Günstig auf diese Kraftabtragung wirkte sich die Kalksteinbank aus, auf der die Träger standen (Bild 2).

#### 6.5 Wandverschiebung

Beim Vorspannen der A- und B-Lage wurden die Verbauträger zunächst bis zu 3 cm in das Erdreich gedrückt. Mit dem weiteren Aushub setzte eine Umkehrbewegung ein, die sich bei 12 m Aushubtiefe verstärkte und ab 16 m tiefem Aushub wieder verlangsamte (Bild 22). Die Bewegung klang ab, sobald der Endaushub erreicht war und dies besonders schnell nach dem Einbau der Bauwerkssohle, mit der dem Wandfuß ein festes Auflager gegeben worden ist.

Im Endzustand betrug die Verschiebung am Kopf der Träger etwa 14 cm, in halber Wandhöhe 14,5 cm, in Höhe der Baugrubensohle etwa 10 cm

und am Wandfuß 6 - 7 cm. Im Endergebnis ist die Wand vorwiegend parallel in die Baugrube verschoben worden, lediglich der Teil unter der Baugrubensohle ist etwas zurückgeblieben. Die Durchbiegung der Verbauträger, die als maximale Abweichung der Biegelinie von der Verbindungsgeraden zwischen Kopf und Fuß der Träger verstanden wird, blieb bis etwa 12 m Aushubtiefe unter 2 cm. Beim weiteren Aushub um 3 - 4 Meter nahm diese Durchbiegung auf 6 cm zu. Gleichzeitig vergrößerte sich die Verschiebung am Kopf von 0,7 auf 7 cm. Die in dieser Zeit aufgetretene Durchbiegung blieb beim weiteren Aushub trotz weiterer Zunahme der Gesamtverschiebung nahezu unverändert.

Bis zum Einsetzen der eigentlichen Wandverschiebung war an den Verbauträgern keine Setzung zu beobachten. Die geringfügige Hebung in der ersten Zeit ist auf Temperaturanstieg und auf die Entlastung des Bodens durch den Aushub zurückzuführen. Mit der verstärkt einsetzenden Wandverschiebung begannen die Träger sich zu setzen. Nach 2 cm Setzung kam dieser Vorgang bei 15 m Aushubtiefe wieder zum Stillstand. Es wird vermutet, daß die weitere Setzung durch die Hebung des Bodens unter der Baugrube infolge der mit dem Aushub verbundenen Entlastung kompensiert worden ist. Die am Kopf der Verbauträger gemessenen Setzungen sind im Anhang A1 aufgetragen.

In Bild 23 wird die Wandverformung in dem etwa 70 m langen Baugrubenabschnitt gezeigt, in dem die Messungen an den drei Trägern ausgeführt worden sind. Die angrenzenden Aussteifungen wirkten sich nur im Randbereich auf die Wandverschiebung aus. Die Aussteifung im Block 8 hatte einen größeren Einfluß als die Aussteifung im Block 11. Dort folgte die Aussteifung langsamer dem Aushub als im Block 8.

#### 6.6 Biegebeanspruchung der Verbauträger

Die durch die Vorspannung verursachten Biegemomente weichen nicht wesentlich von denen ab, die sich für den unverschieblich gelagerten

Durchlaufträger bei Ansatz des gemessenen Erddrucks ergeben. Diese Biegemomente werden allein von der Bettung der Verbauträger auf dem Boden und den Vorspannkräften bestimmt. Diese Momente werden jedoch überlagert von den Momenten als Folge der Durchbiegung der Verbauträger.

Zur besseren Übersicht sind im Bild 24 die Stützmomente den entsprechenden Auflagerkräften in Abhängigkeit von der Aushubtiefe gegenübergestellt. In den A- und B-Lagen bleiben die Biegemomente und Auflagerkräfte in linearer Beziehung während in den tiefer liegenden Auflagern die Biegemomente weitgehend von der Wanddurchbiegung bestimmt werden. Die großen Feldmomente im unteren Wandbereich werden beim Spannen der Anker nur zum Teil reduziert. Die Spannkkräfte reichen nicht aus, um in den tiefen Ankerlagen negative Stützmomente zu erzeugen. Sowohl das größte positive wie auch das größte negative Biegemoment stehen in direkter Abhängigkeit zur Durchbiegung des Trägers (Bild 25). Sie betragen + 24 mMp/m bzw. - 19 mMp/m. Das größte negative Moment verbleibt während des Aushubs in Höhe der B-Lage, während das größte positive Moment mit dem Aushub nach unten wandert bis in ca. 15 m Tiefe unter Gelände. Die Durchbiegung der Verbauwand hat die mit der Vorspannung erzeugten Biegemomente im vorliegenden Fall nahezu verdoppelt (Bild 21). Im Gegensatz hierzu war der Einfluß des Erddrucks auf die Biegebeanspruchung der Verbauträger klein.

#### 7. Bemerkungen zur Bemessung der verankerten Wand

Für die Bemessung der verankerten Wand wurde der Erddruck gleichmäßig verteilt über die Wandhöhe angesetzt. Für die Vorbauzustände wurden die für den Endzustand berechneten Erddruckordinaten angesetzt. Mit dieser Annahme wurde der hohen Vorspannung der Anker, mit der die elastische Dehnung des Ankerstahls vorweggenommen werden soll, Rechnung getragen. Da dieser Ansatz im obersten Wandabschnitt den Erdwiderstand übersteigen würde, wurde der Erddruck bis zur ersten Ankerlage linear nach der Tiefe zunehmend angesetzt.

Die Vergleichsrechnung zeigt für die maßgebenden Vorbauzustände eine gute Übereinstimmung der auf diese Weise berechneten Auflagerkräfte mit den gemessenen Kräften. Im Gegensatz hierzu weichen die gemessenen Momente infolge der plastischen Stützensenkungen erheblich von den für den starr gelagerten Durchlaufträger berechneten Momenten ab (Bild 26). Die Größe der zusätzlichen Biegemomente als Folge der plastischen Stützensenkungen hängt von der Biegesteifigkeit der Verbauwand und von den Untergrundverhältnissen ab. Eine Vorausbestimmung dieser Stützensenkungen und deren Berücksichtigung bei der Bemessung der Verbauwand ist zur Zeit noch nicht möglich. Hier sei lediglich vermerkt, daß die plastischen Stützensenkungen vom Boden erzwungen werden und ein steiferer Verbau die Durchbiegungen nicht ganz verhindern kann. Bei einer steiferen Wand besteht zudem die Gefahr, daß sie bei weitaus kleinerer Verformung über das zulässige Maß hinaus beansprucht wird.

Die Einrechnung der gemessenen Wandverschiebung in die Biegebeanspruchung des mit dem gemessenen Erddruck belasteten Durchlaufträgers zeigt demgegenüber eine gute Übereinstimmung mit der Messung (Bild 27). Diese kann als Bestätigung dafür angesehen werden, daß die unabhängig vom vorhandenen statischen System durchgeführte Auswertung der Messungen zuverlässige Ergebnisse erbracht hat. Allein die Berücksichtigung der Fußspannung der Verbauträger brachte keine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Messungen.

#### 8. Vergleich mit weiteren Messungen in Frankfurt/Main

Die an der mehrfach verankerten Wand gemachten Feststellungen sollen nunmehr mit den ebenfalls in der Frankfurter Innenstadt und damit in vergleichbarem Untergrund ausgeführten Messungen an mehrfach ausgesteiften Baugrubenwänden verglichen werden (Bild 28) (2). Dieser Vergleich kann dazu dienen, die Systemunterschiede der beiden Verbauarten unabhängig von der Bodenart aufzuzeigen. Im Unterschied zur verankerten Wand ist die ausgesteifte Wand im Allgemeinen nicht nennens-

wert vorgespannt. Die Möglichkeit der Verschiebung ist ihr mit dem Einbau der Steifen jedoch weitgehend genommen. Die Bewegungsmöglichkeit wird auf den Bereich unter der jeweils tiefsten Steife reduziert. Ist der Aushub vor dem Einbau der nächsten Steifenlage groß, dann wird er mit der maßgebenden Verformung die Beanspruchung der Verbauwand bestimmen. Es kommt zu einer Entlastung der Wand in Höhe der Aushubsohle, zu einer Druckumlagerung nach oben und zu einer Druckkonzentration in Höhe der letzten vor dem Aushub eingebrachten Steifenlage. Dem Einbau der Steifen C im Fall 1 sowie dem Einbau der Steifen B und D im Fall 2 folgte ein Aushub von mehr als 4 m Tiefe, während nach dem Einbau der nachfolgenden Steifen nurmehr ein kleiner Aushub stattfand. Entsprechend konzentrierte sich der Erddruck auf die Steifen, nach deren Einbau ein entscheidender Aushub gefolgt war. Im Mittel stellte sich hinter den ausgesteiften Baugrubenwänden ein mehr dreieckig verteilter Erddruck ein.

Im Gegensatz zur abgesteiften Wand erfährt die verankerte Wand eine vorwiegend parallele Verschiebung. Die gleichmäßig verteilte Vorspannung bewirkt einen gleichmäßig verteilten Erddruck. Diese Druckverteilung wird durch die regelmäßigen Aushubstufen begünstigt. Lediglich im Bereich der Aushubsohle findet eine Druckumlagerung nach oben statt, die im Bereich der endgültigen Baugrubensohle erhalten bleibt.

Unabhängig von den unterschiedlichen Verschiebungen und ihren Ursachen war in allen drei Fällen der gemessene Erddruck in etwa gleich dem Erddruck nach Coulomb, wenn dieser mit dem Wandreibungswinkel  $\delta = 0$  berechnet worden ist.

#### 9. Statische Wirkung und Schubverformung des vorgespannten Systems

Nachdem die Größe und Verteilung des Erddrucks sowie die Verformung und Biegebeanspruchung der verankerten Baugrubenwand über die Wandhöhe in Abhängigkeit vom Vorbau behandelt worden sind, soll auf die Ur-



sache der Wandverschiebung und die Möglichkeit ihrer Vorausbestimmung eingegangen werden. Über die Wandverschiebung wurde erstmals 1970 in Düsseldorf (3) berichtet.

Das Vorspannen der Anker bewirkt eine Umlagerung des auf die Verbauwand wirkenden Drucks (Bild 29, Schnitt a-a). Im oberen Wandbereich wird der Druck über den Ruhedruck hinaus erhöht, während im unteren Wandbereich eine Entspannung stattfindet, durch die der Boden in den Grenzzustand des plastischen Gleichgewichts kommt. Anders im Schnitt b-b unmittelbar vor der Krafteinleitungsstrecke der Anker. Hier wird die ursprünglich vorhandene Horizontalspannung, die mit dem Erdruhedruck identisch sein kann, um die Vorspannung der Anker erhöht, während sie hinter dem verspannten Erdkörper abfällt, wenn vor der Verbauwand abgegraben wird. Der Erddruck auf den verspannten Erdkörper kann hierbei im Schnitt c-c bis auf den aktiven Erddruck abfallen. Das Gleichgewicht der auf den vorgespannten Erdkörper wirkenden Kräfte bleibt nur gewahrt, wenn der Erddruck auf diesen Körper in den Untergrund geleitet werden kann. Der Boden unter der Baugrube wird mit dem Bodenaushub entlastet. Gleichzeitig erfährt dieser eine Belastung durch den von der Seite kommenden Erdschub. Der vorgespannte Erdkörper wird durch den Erddruck ebenfalls auf Schub beansprucht. Das Ergebnis dieses Spannungswechsels gegenüber dem Ausgangsspannungszustand ist eine Verformung des Bodens, die in der gemessenen Wandverschiebung sichtbar geworden ist. Die Wand wurde nahezu parallel in die Baugrube verschoben. Lediglich der Fuß blieb gegenüber der mittleren Wandverschiebung etwas zurück. Die hier aufgetretene Verschiebung zeigt dennoch, in welchem Maße sich der Boden unter der Baugrubensohle an der Schubverformung beteiligt hat. Der Einfluß erstreckt sich bis in eine Tiefe, die für das Gleichgewicht zwischen dem aktiven, auf das verankerte System wirkenden Erddruck und dem Erdwiderstand, den die Wand im Boden unter der Baugrubensohle vorfindet, notwendig ist. An dem stark vereinfachten Modell einer im Boden eingespannten Scheibe wird das Kräftegleichgewicht in etwa 20 m Tiefe unter der Baugruben-

sohle erreicht (4). Zur Erklärung der gemessenen Wandverschiebung an diesem Modell genügt allein die Schubverformung, wenn der Schubmodul des Tons mit  $200 \text{ kp/cm}^2$  in Rechnung gestellt wird. Mit diesem Wert wurde für 21 m Aushubtiefe eine 13 cm große Verschiebung berechnet. Über der Baugrubensohle ergibt die Rechnung nahezu eine Parallelverschiebung der Scheibe, darunter nimmt die Horizontalverformung nach der Tiefe schnell ab. In Bild 30 sind die gemessenen Verschiebungen den berechneten gegenübergestellt. Der stark vereinfachte Kräfteansatz bleibt den Nachweis schuldig, daß die berechnete Schubverformung ausreicht, um den hierfür notwendigen Erdwiderstand zu wecken. Die aus den Messungen abgeleitete Verschiebung des Wandfußes läßt jedoch den Schluß zu, daß dies weitgehend der Fall war. Weiterhin zeigt die Rechnung, daß die größte Schubspannung unter der Baugrubensohle auftritt. Die Sicherheit, als Verhältnis der Scherfestigkeit des Tons zur Scherspannung verstanden, ist mit 1,2 in 15 m Tiefe unter der Baugrubensohle am kleinsten. In Höhe der Baugrubensohle beträgt das Verhältnis 1,3 bis 1,4. Die Sicherheit nimmt mit der Baugrubentiefe ab und mit der Ankerlänge zu. Für eine wirkungsvolle Abminderung der Wandverschiebung wären allerdings erheblich längere Anker erforderlich. Der Einbau solcher langer Anker bereitet derzeit noch große technische Schwierigkeiten.

Im bebauten Gebiet sind daher der Verankerung von Baugrubenwänden Grenzen gesetzt, wenn die Verankerung unzulässig große Bodenverformungen im Umkreis der Baugrube bewirkt. So sind zum Beispiel in Frankfurt in 23 m Abstand von der Baugrubenwand in Geländehöhe noch Horizontalverschiebungen von etwa 8 cm gemessen worden. Mit Zerrungen ist vor allem über den Ankerenden zu rechnen. In der Frankfurter Innenstadt werden aus diesem Grunde die Baugrubenwände derzeit nur bis in etwa 12 m Tiefe verankert; darunter werden die Baugruben ausgesteift, wenn die Wand länger als 35 m ist.

### 10. Zusammenfassung

Es wurden Dehnungs- und Verschiebungsmessungen an drei Verbauträgern einer 21 m tiefen, in 6 Lagen im Ton verankerten Trägerbohlwand ausgeführt. Die Messungen geben Auskunft über die Größe und Verteilung des Erddrucks, über die Biegebeanspruchung der Verbauträger und über die Verschiebung der Verbauwand.

Die Größe und Verteilung des Erddrucks wird maßgebend von der Vorspannung der Anker bestimmt. Die Verschiebung und Durchbiegung der Wand ist hingegen auf die Schubverformung des Bodens als Folge des Baugrubenaushubs zu verstehen. Die Schubverformung hat nach den Messungen nur wenig Einfluß auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf die Wand.

An einem vereinfachten Modell konnte gezeigt werden, daß die Größe der Wandverschiebung vom Schubmodul des Bodens bestimmt wird. Sie nimmt mit der Tiefe der Baugrube zu. Durch längere Anker kann sie in Grenzen reduziert werden.

Die Messungen haben uns veranlaßt, die Verformung des Bodens beim Aushub tiefer Baugruben über diesen Bericht hinaus im Rahmen eines vom Minister des Innern des Landes Nordrhein-Westfalen geförderten Forschungsvorhabens zu untersuchen. Bei Anwendung der Finiten Element Methode und nach Einarbeitung der bei triaxialen Druckversuchen erhaltenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Frankfurter Tons ist es Stroh, D. (5) gelungen, die maßgeblichen Einflüsse auf die Wandverschiebung aufzuzeigen. Wir werden darüber im nächsten Mitteilungsheft Nr. 13 berichten.

Unser Bericht soll nicht beendet werden, ohne allen Mitarbeitern an der Durchführung und Auswertung der Messungen zu danken. Beson-

derer Dank richtet sich an die Bundesbahndirektion in Frankfurt/Main für ihre tatkräftige Unterstützung zum Gelingen der Untersuchungen. Dank sagen wir auch dem Bundesminister für Verkehr für die gewährte Beihilfe.

### 11. Literatur

- (1) Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Darmstadt, Heft 4, 1970.
- (2) Breth, H und Wanoschek, H. R. :  
Steifenkraftmessungen in einer durch Pfahlwände gesicherten Tiefbahnbaugrube im Frankfurter Ton. Der Bauingenieur 44, 1969, H. 7, S. 240
- (3) Breth, H. und Stroh, D. :  
Das Tragverhalten von Injektionsankern im Ton. Vorträge der Baugrundtagung in Düsseldorf, 1970, Seite 57
- (4) Breth, H. und Romberg, W. :  
Messungen an einer verankerten Wand. Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart, 1972, Seite 807
- (5) Stroh, D. :  
Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Darmstadt, Heft 13, 1974

ANHANG

- A1 Am Kopf der Meßträger gemessene Verformungen
- A2 Zusammenstellung der untersuchten Differenzenformeln
- A3 Biegemomente, Auflagerkräfte, Erddruckverteilung und Wandverformung in den wichtigsten Aushubstadien, ermittelt an drei benachbarten Verbauträgern
- A4 Gemittelte Meßergebnisse für die untersuchten Aushubstadien

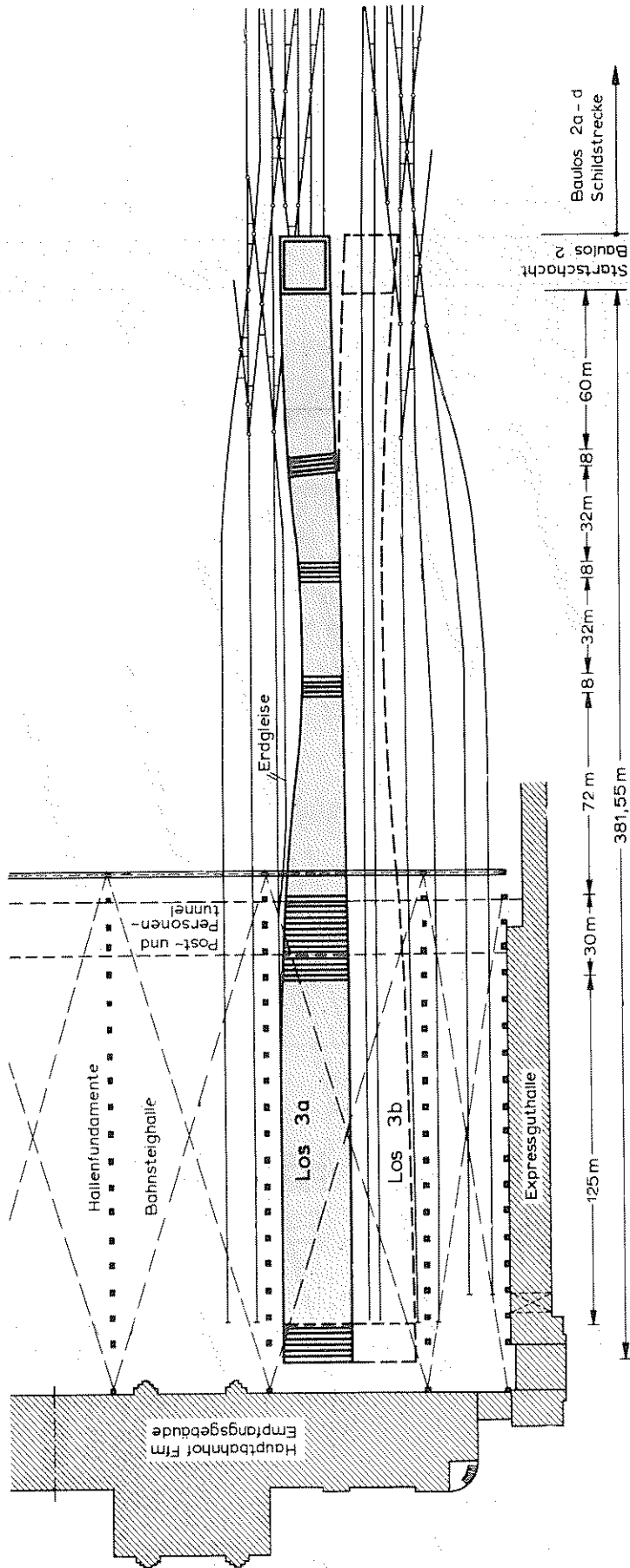


Bild 1: Lage des S-Bahnhofs im Hauptbahnhof Frankfurt/Main

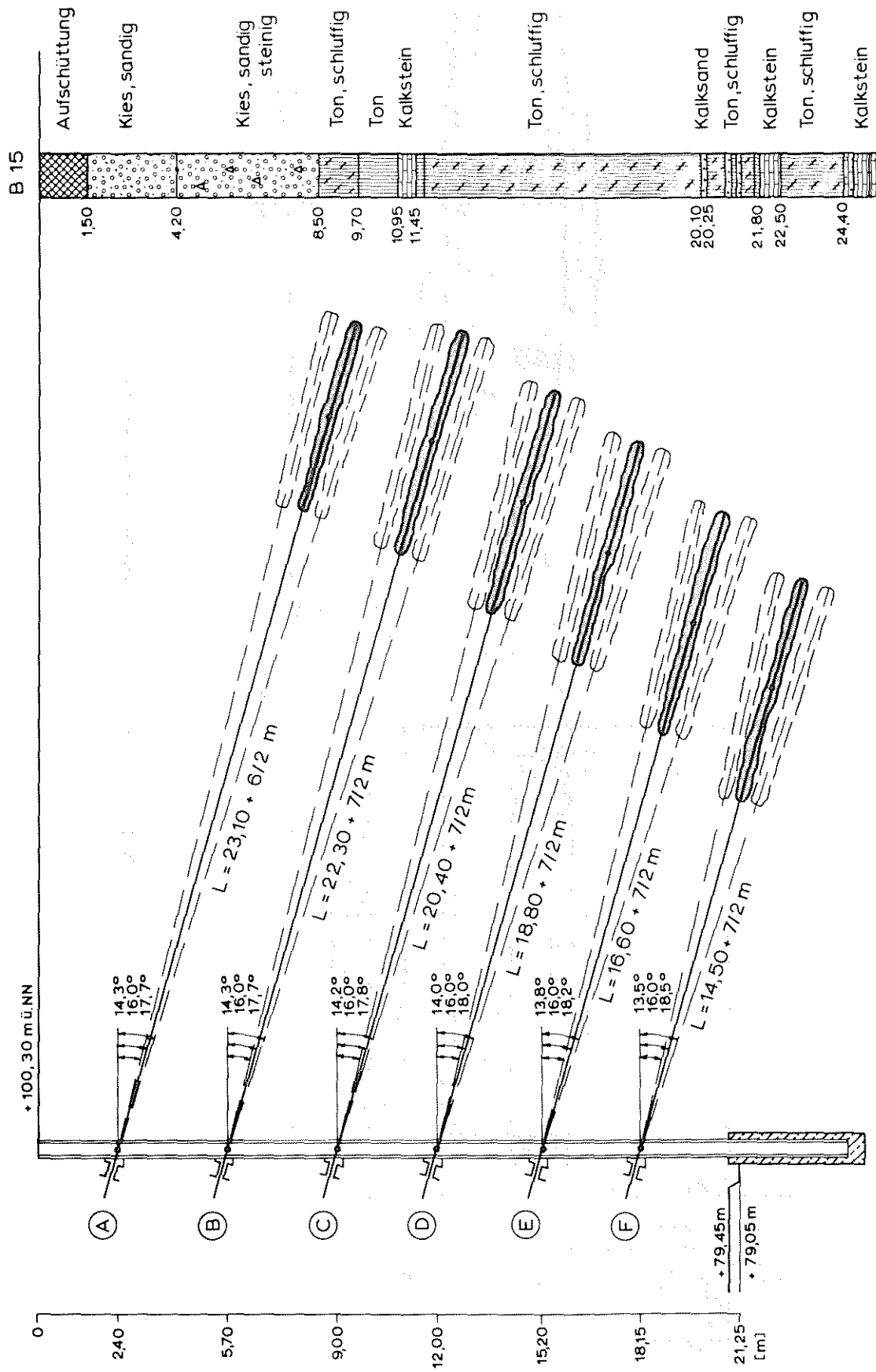


Bild 2: Schnitt durch die verankerte Baugrubenwand mit Bodenprofil

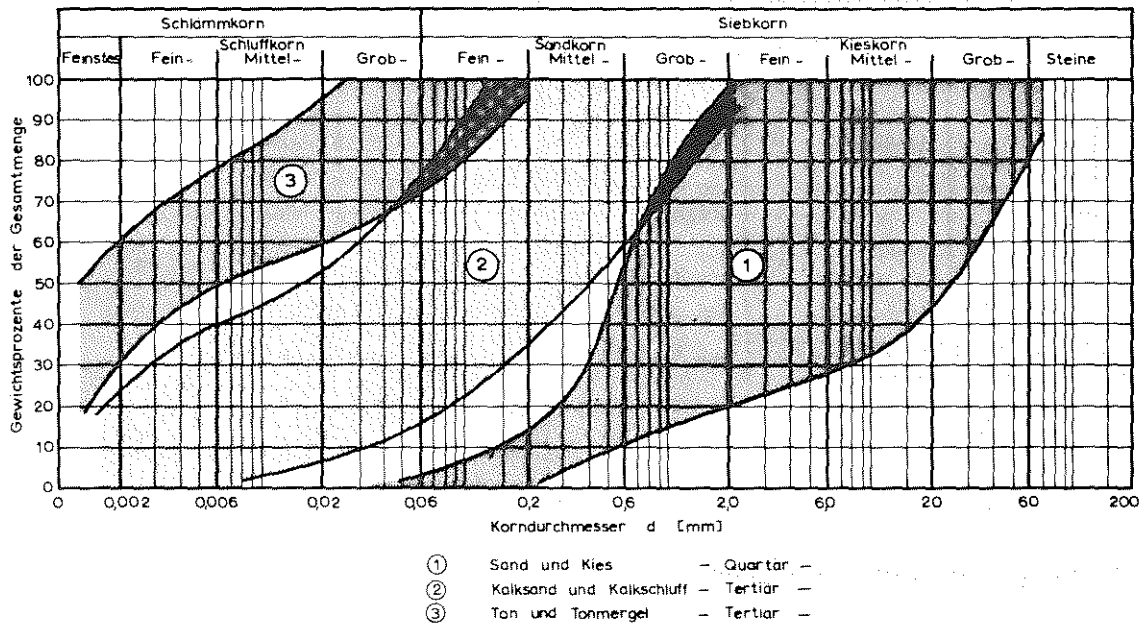


Bild 3: Kornverteilung der anstehenden Bodenarten

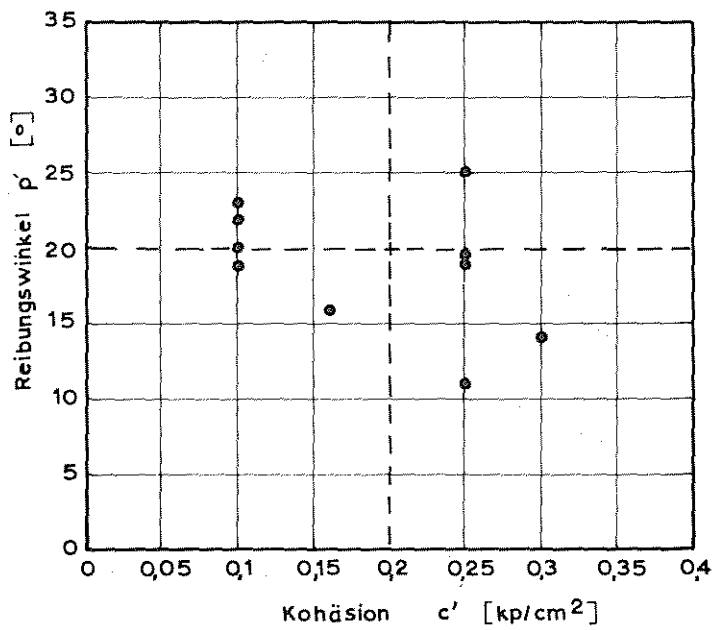
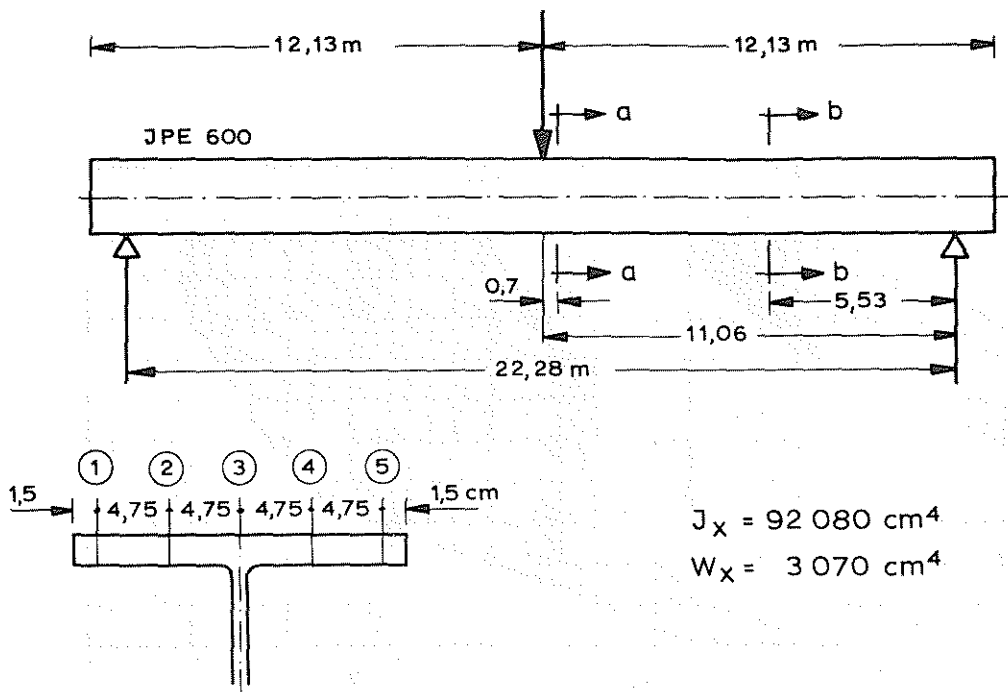


Bild 4: Endfestigkeit des Tons aus CD-Versuchen





Anordnung der Dehnmeßstreifen

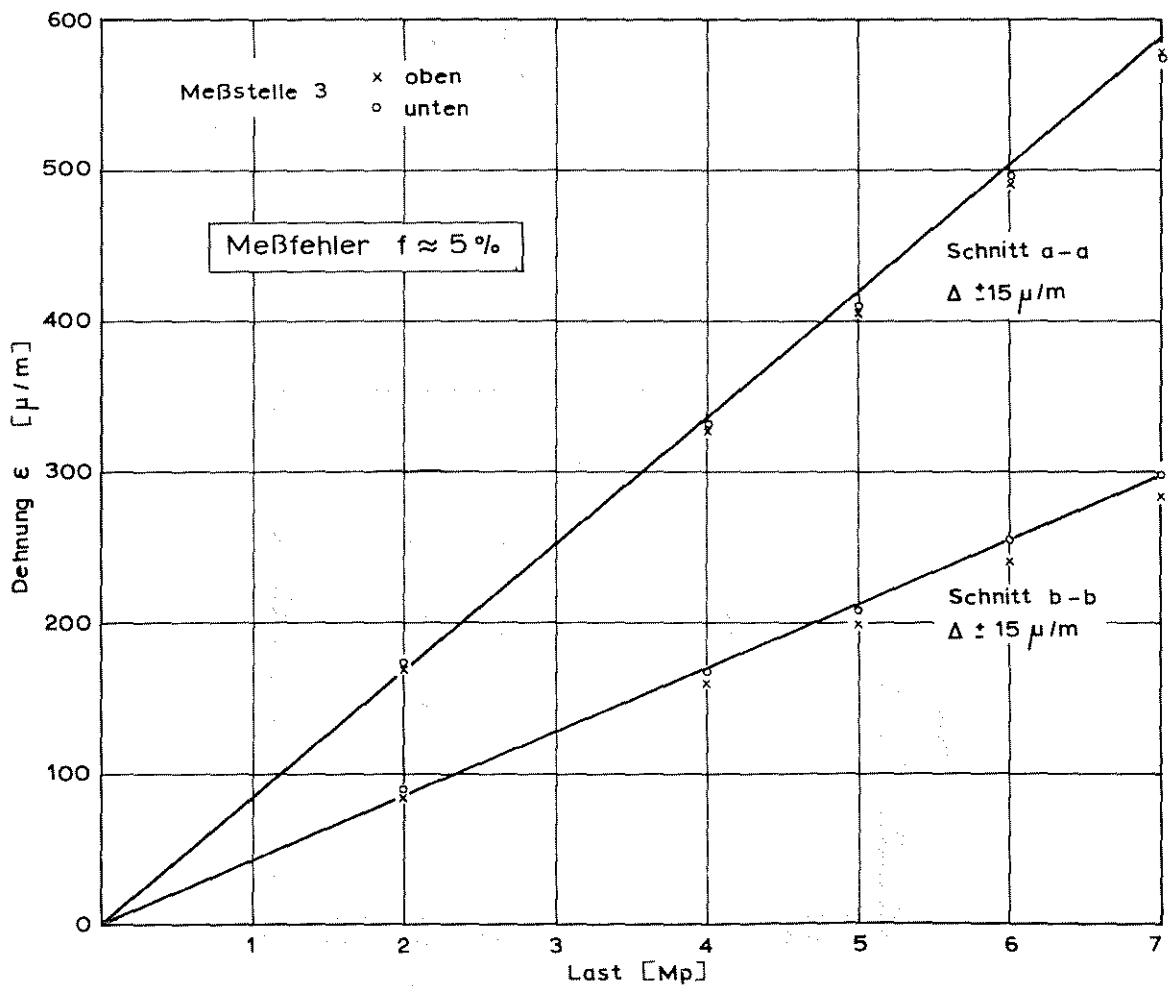


Bild 5: Prüfung der Dehnungsmeßstreifen an einem Versuchsträger

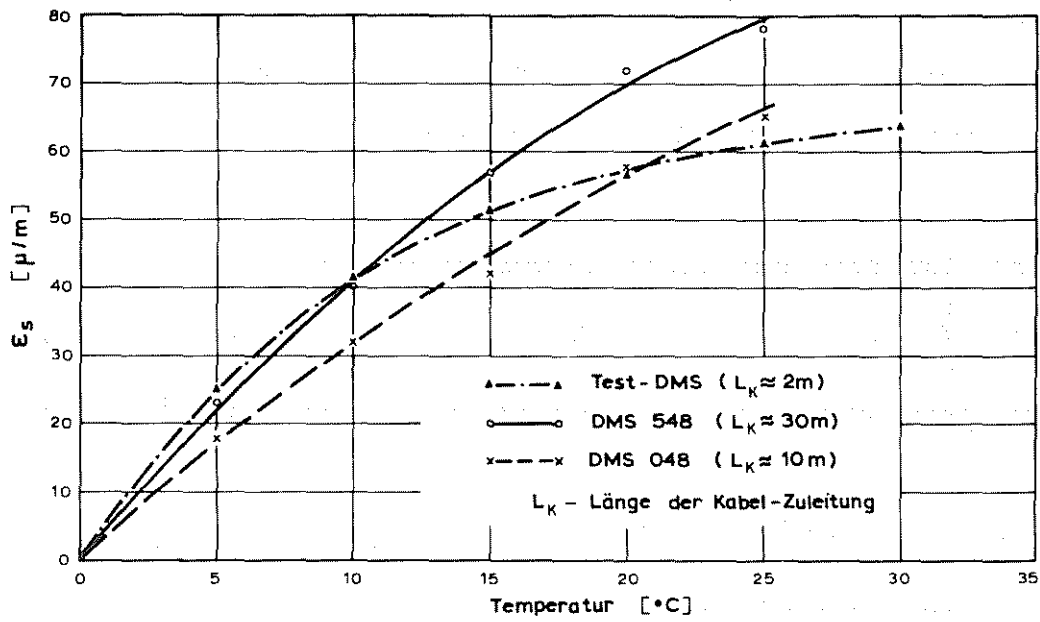


Bild 6: Temperatur-Restgang der Dehnmeßstreifen

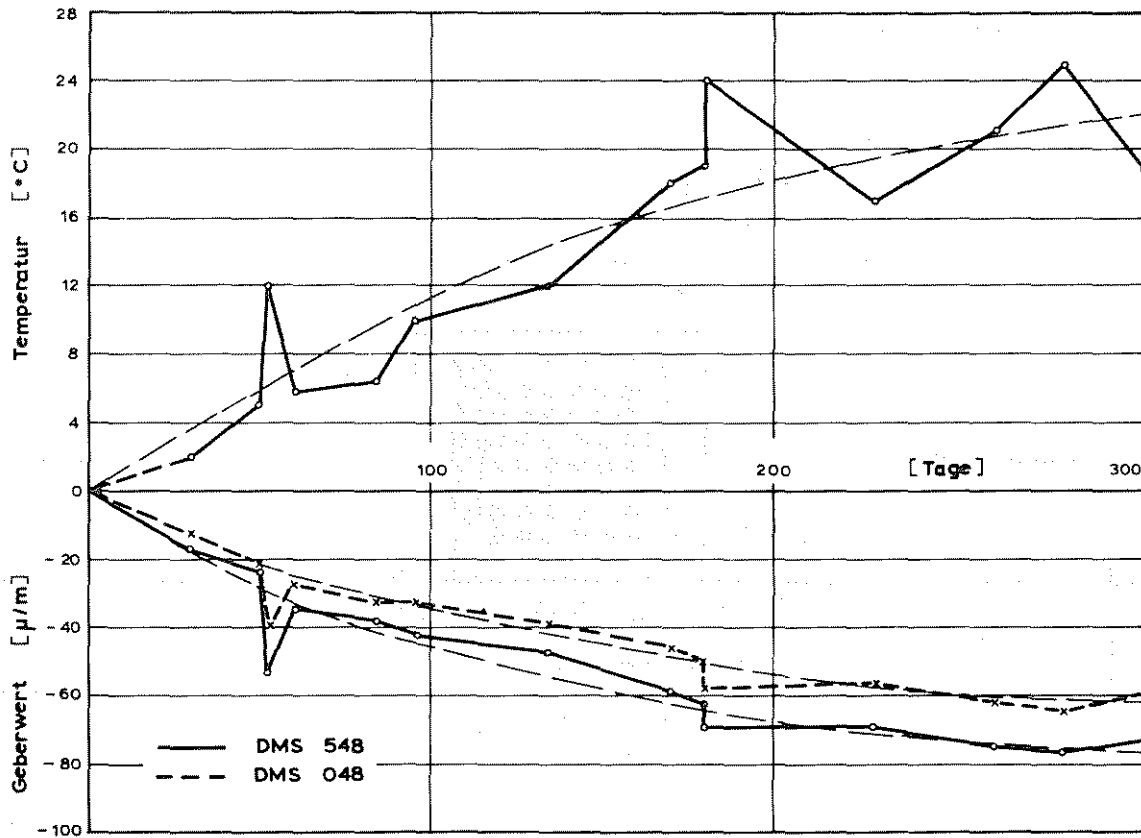
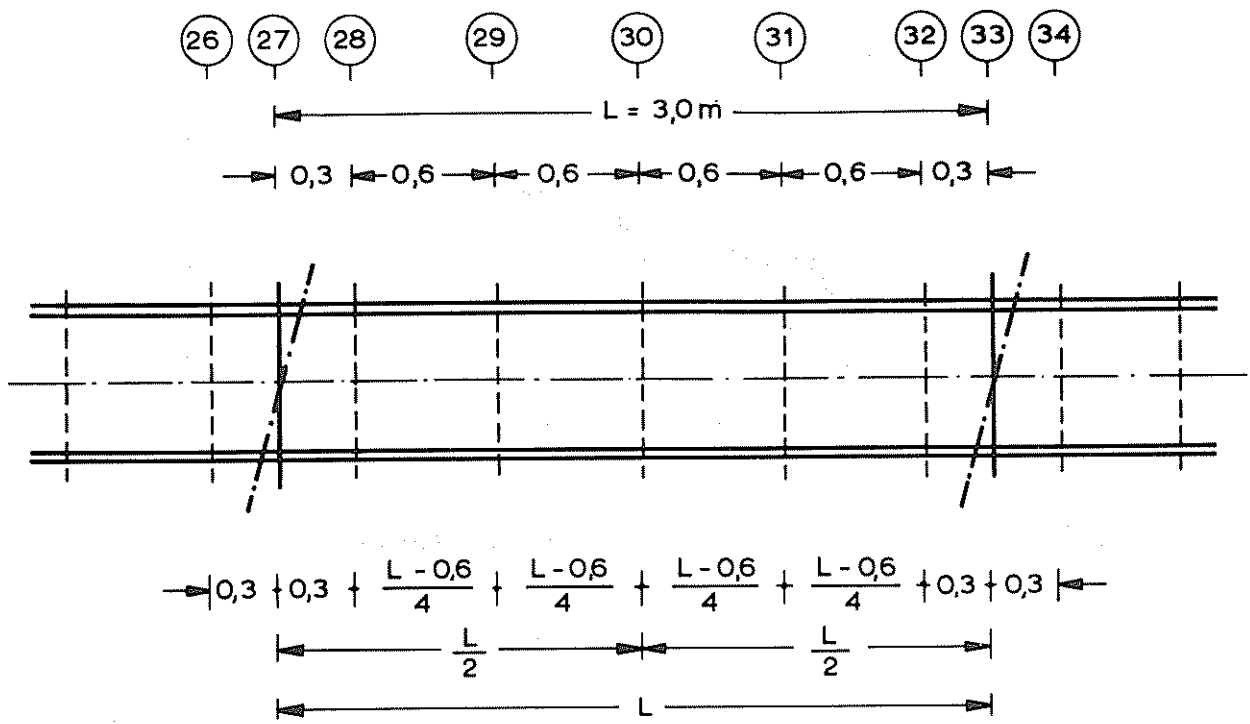


Bild 7: Temperaturbedingte Dehnungen der Kompensations-DMS



Feld Nr. 6

Bild 8: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen zwischen zwei benachbarten Ankerlagen

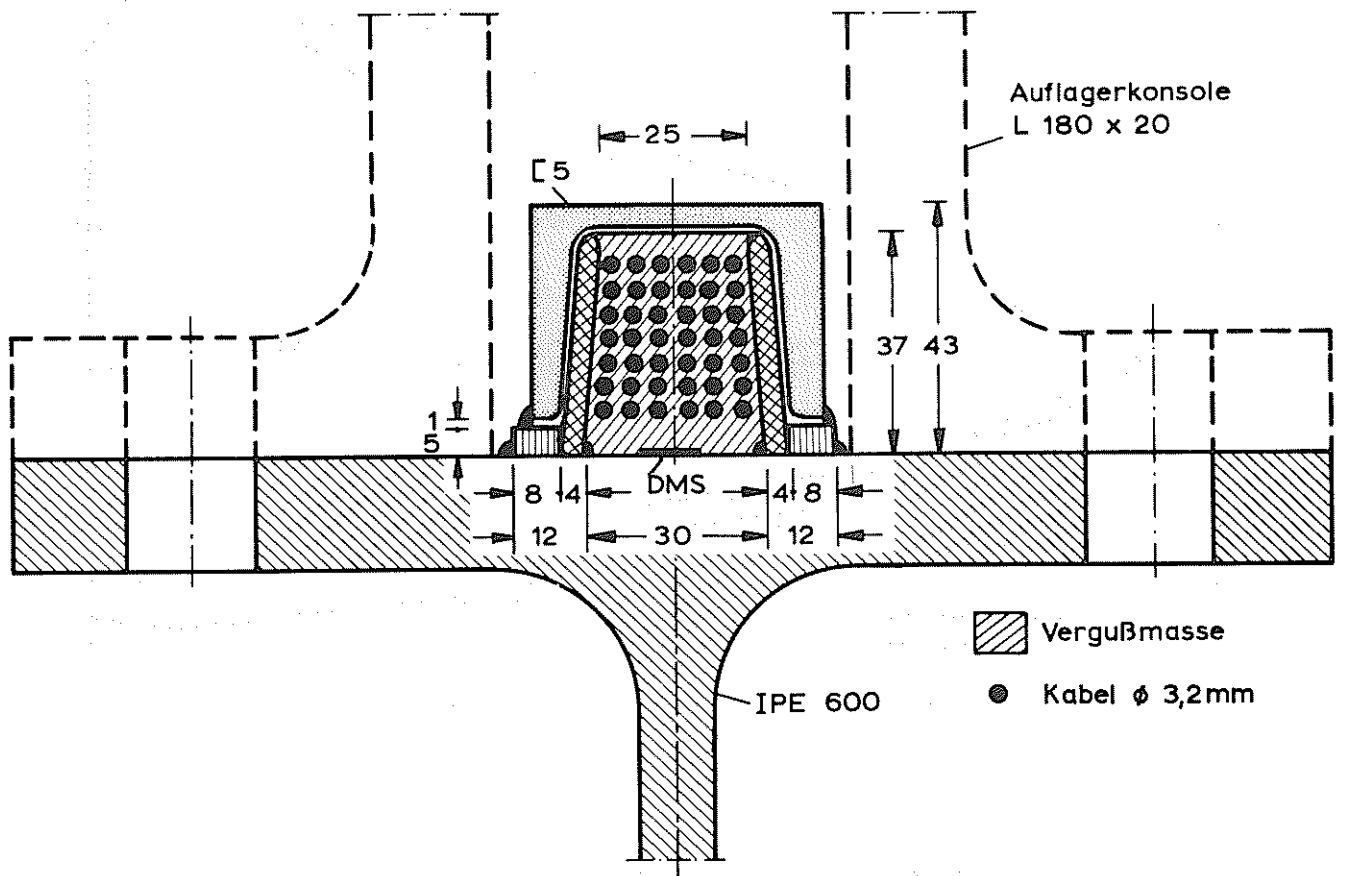
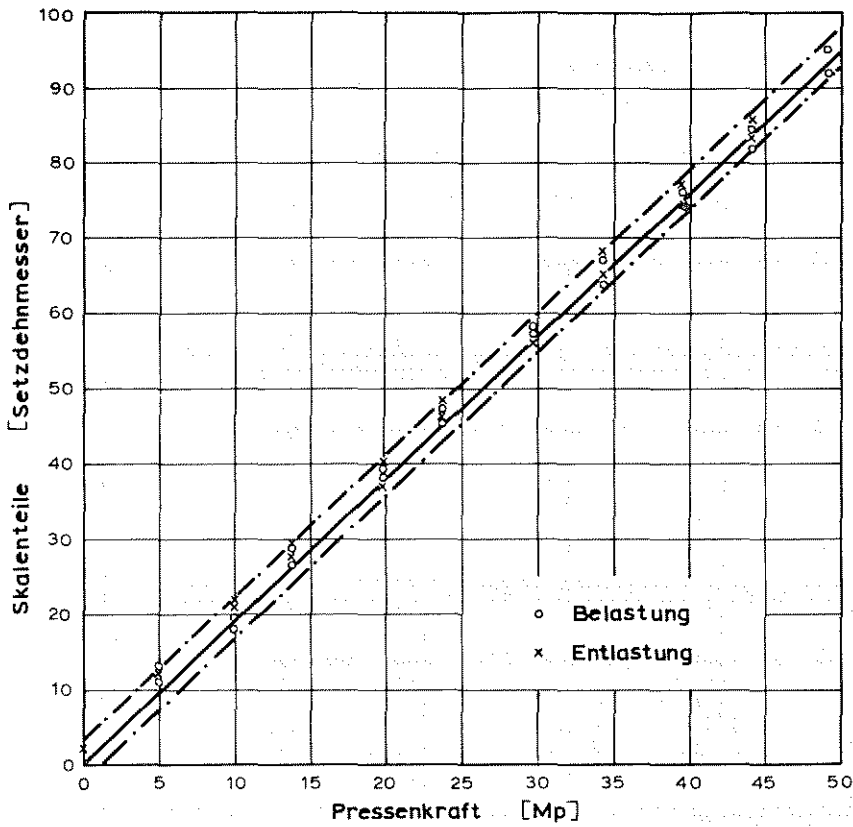


Bild 9: Schnitt durch den Meßträger



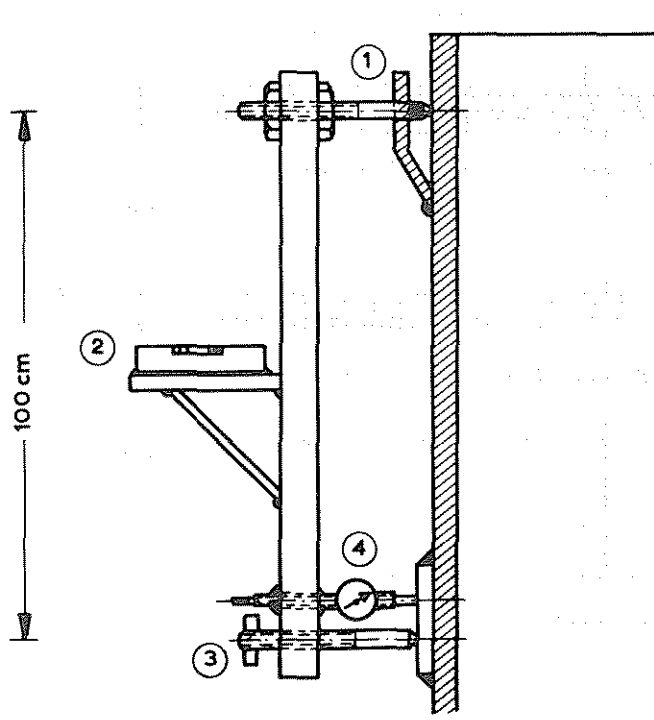
10 Mp  $\triangleq$  19  $\pm$  3 Skt

Fehler bei 30 Mp Last:

$\pm$  1,5 Mp  $\triangleq$   $\pm$  5%

(Abweichung nicht lastabhängig)

Bild 10: Eichkurve der Kraftmeßdosen



- ① Aufhängung
- ② Wasserwaage
- ③ Einstellschraube
- ④ Feinmeßuhr

Meßgenauigkeit

$$\psi = \frac{\Delta l}{l} = \frac{0,01\text{mm}}{1000\text{mm}} = 10^{-5} \triangleq 2''$$

Bild 11: Neigungsmeßgerät

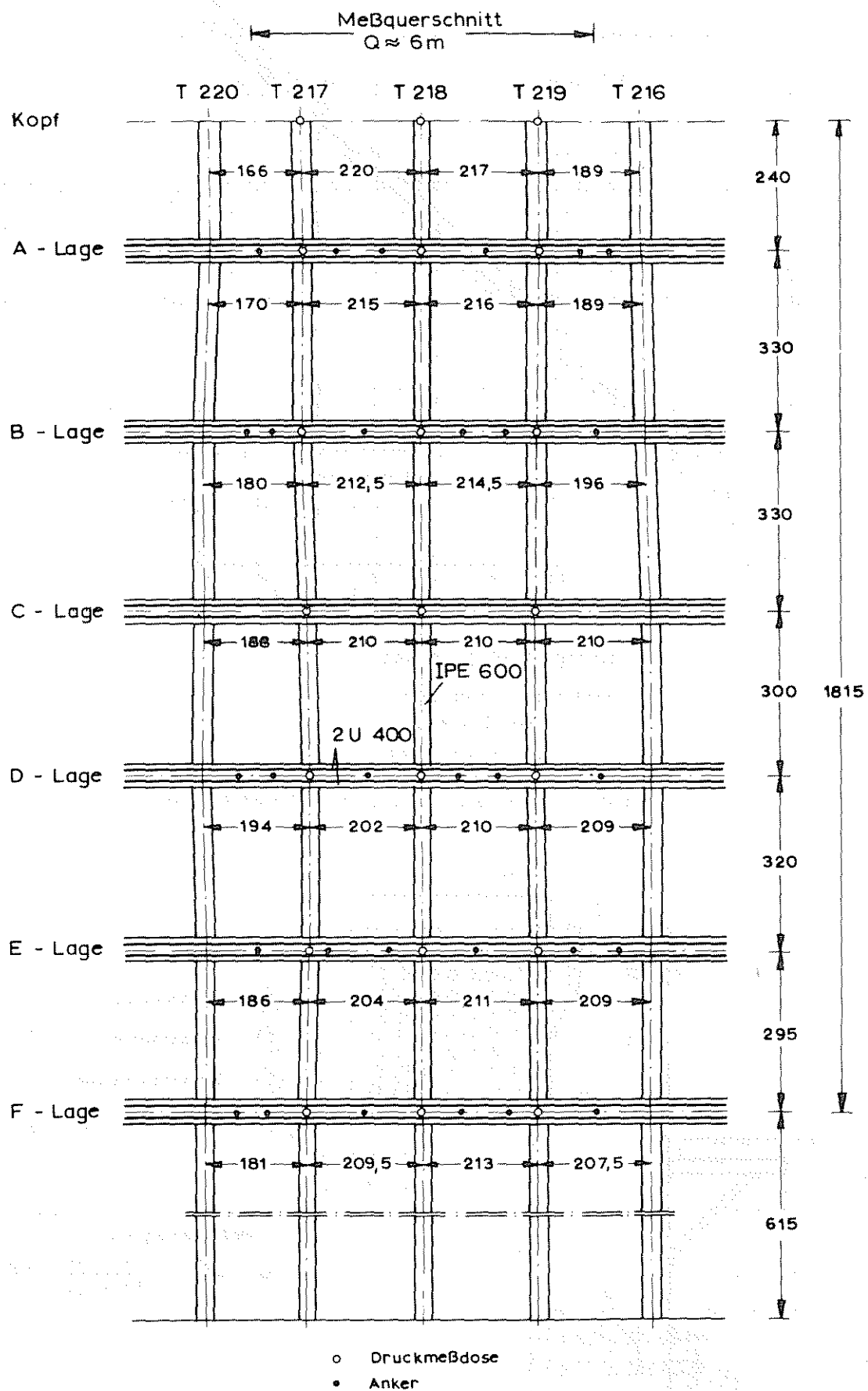
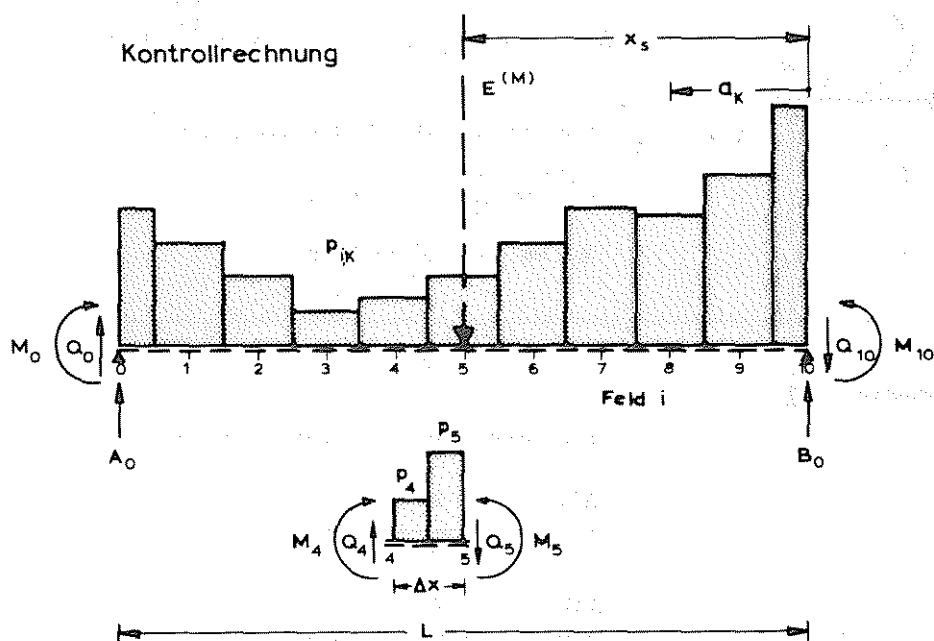
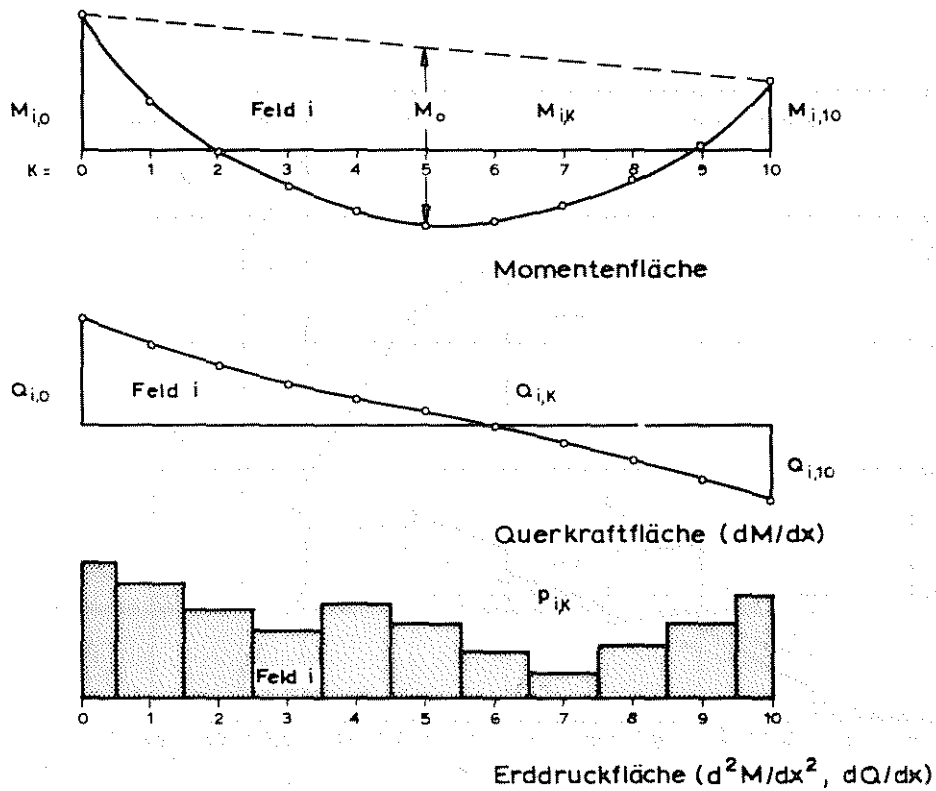


Bild 12: Ansicht der Baugrubenwand

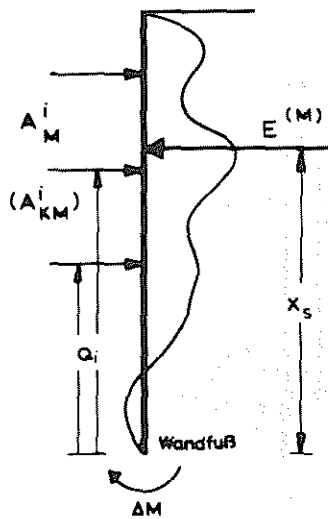
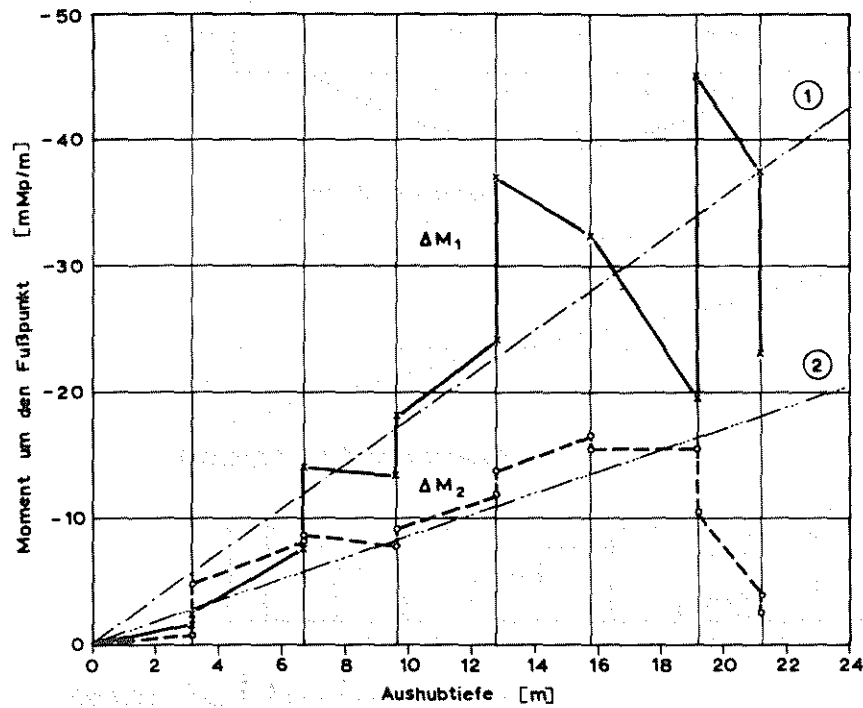


$$E^{(M)} = \frac{p_0 + p_{10}}{2} \Delta x + \sum_{k=1}^9 p_k \cdot \Delta x$$

$$x_s = \frac{\left( \sum_{k=1}^9 p_k \cdot \Delta x \cdot a_k + \frac{p_0 \cdot \Delta x}{2} \cdot a_0 + \frac{p_{10} \cdot \Delta x}{2} \cdot a_{10} \right)}{E^{(M)}}$$

$$KQ_0 = \frac{1}{2} [M_{10} - M_0 + E^{(M)} \cdot x_s]$$

Bild 13: Auswertung der gemessenen Biegedehnungen



$$\Delta M_1 = \sum A_M^i \cdot Q_i - E^{(M)} \cdot X_S \approx \frac{40}{22} \cdot h \quad \text{[①]}$$

$$\Delta M_2 = \sum A_{KM}^i \cdot Q_i - E^{(M)} \cdot X_S \approx \frac{20}{22} \cdot h \quad \text{[②]}$$

Moment um den Fußpunkt aus  $E^{(M)}$ :

$$E^{(M)} \approx \frac{160}{22} \cdot h \quad \text{[Bild ]}$$

$$X_S \approx 24 - \frac{12}{22} \cdot h \quad \text{[Bild ]}$$

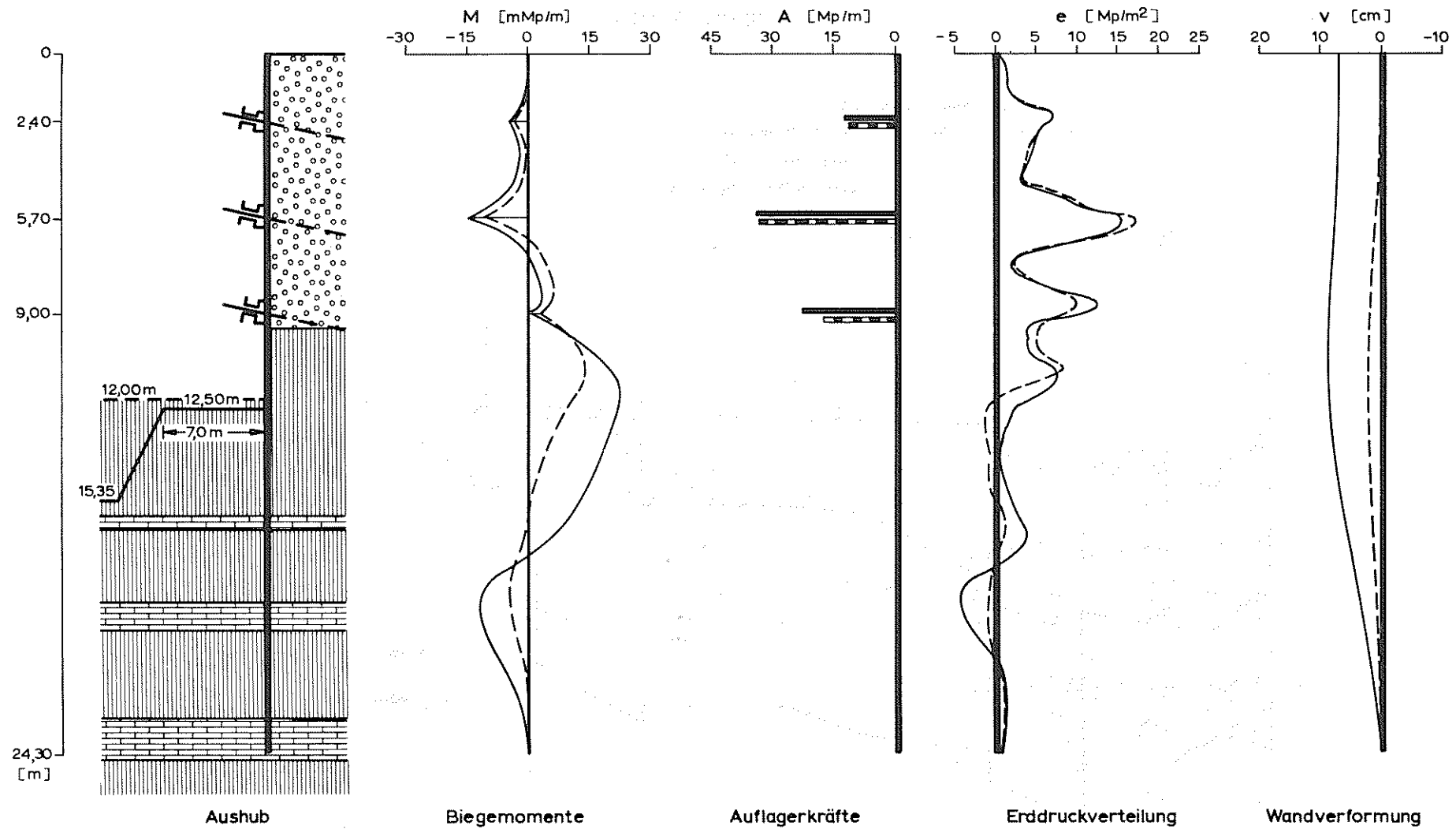
$$M = E^{(M)} \cdot X_S = 175 \cdot h - 4 \cdot h^2$$

mittlerer Fehler bei der Erddruckberechnung:

$$\frac{\Delta M_1}{M} = \frac{40}{3850 \div 1900} \approx 1 \div 2 \%$$

$$\frac{\Delta M_2}{M} = \frac{20}{3850 \div 1900} \approx 0,5 \div 1 \%$$

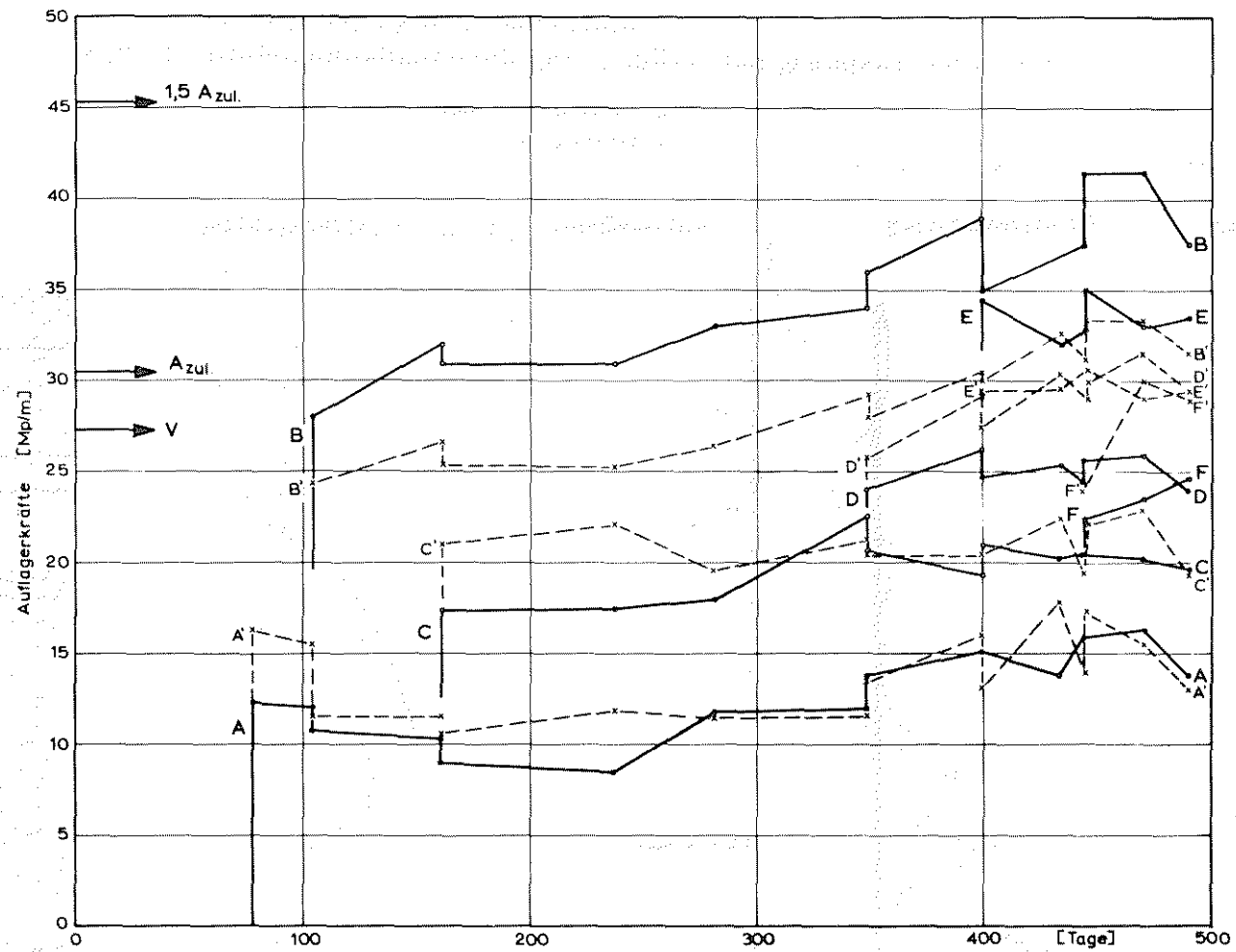
Bild 14: Gleichgewichtsbetrachtung am Gesamtträger



----- Messung 8  
 ————— Messung 9

Bild 15: Biegebeanspruchung der Träger und Wandverschiebung bei 12 und 15 m Aushubtiefe





V geplante Vorspannkraft  
 A<sub>zul.</sub> zulässige Auflagerkraft  
 A - F aus der Dehnungsmessung errechnete Auflagerkraft  
 A' - F' unmittelbar am Träger gemessene Auflagerkraft

Bild 16: Auflagerkräfte während der Meßzeit

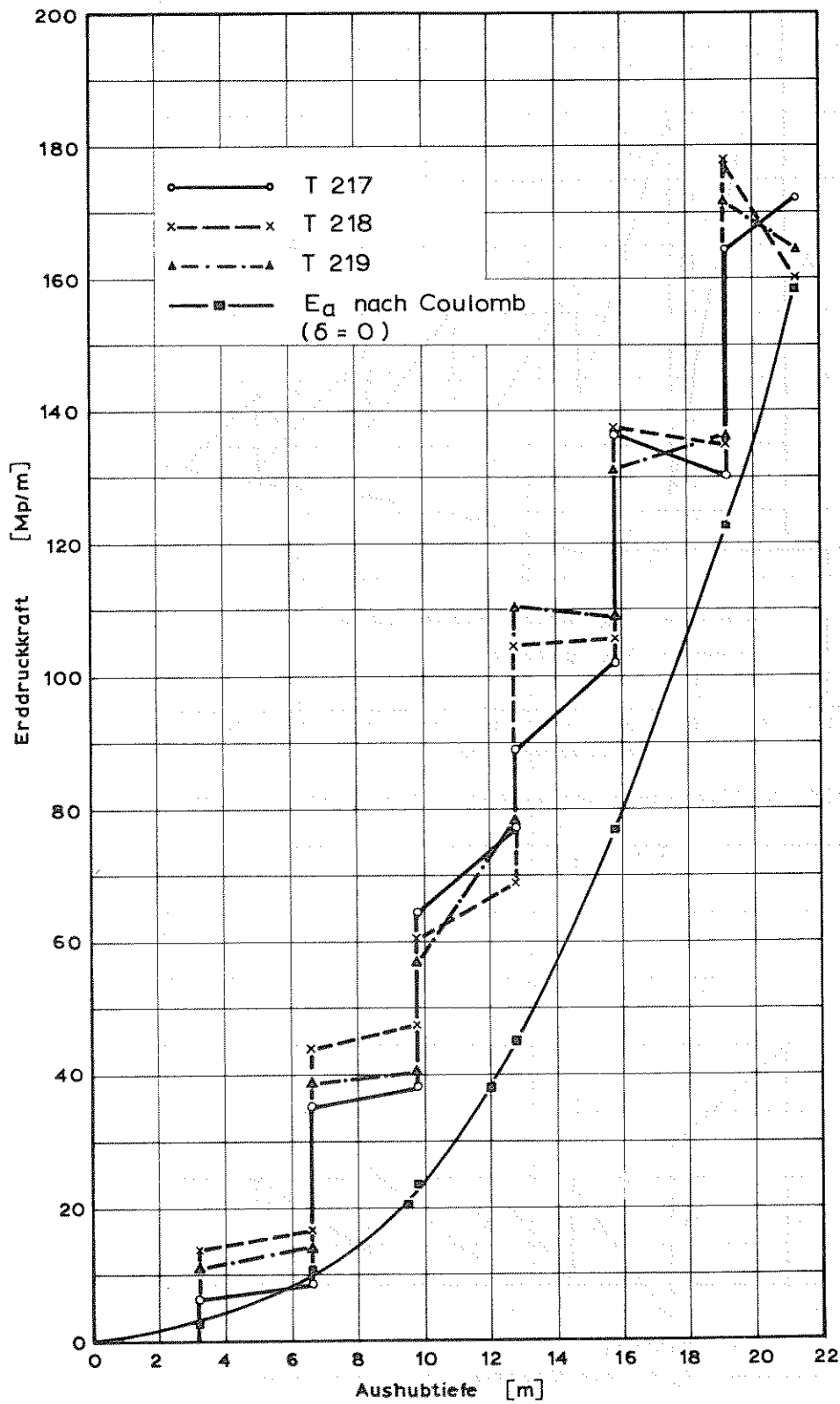


Bild 17: Zunahme des Erddrucks mit fortschreitendem Aushub

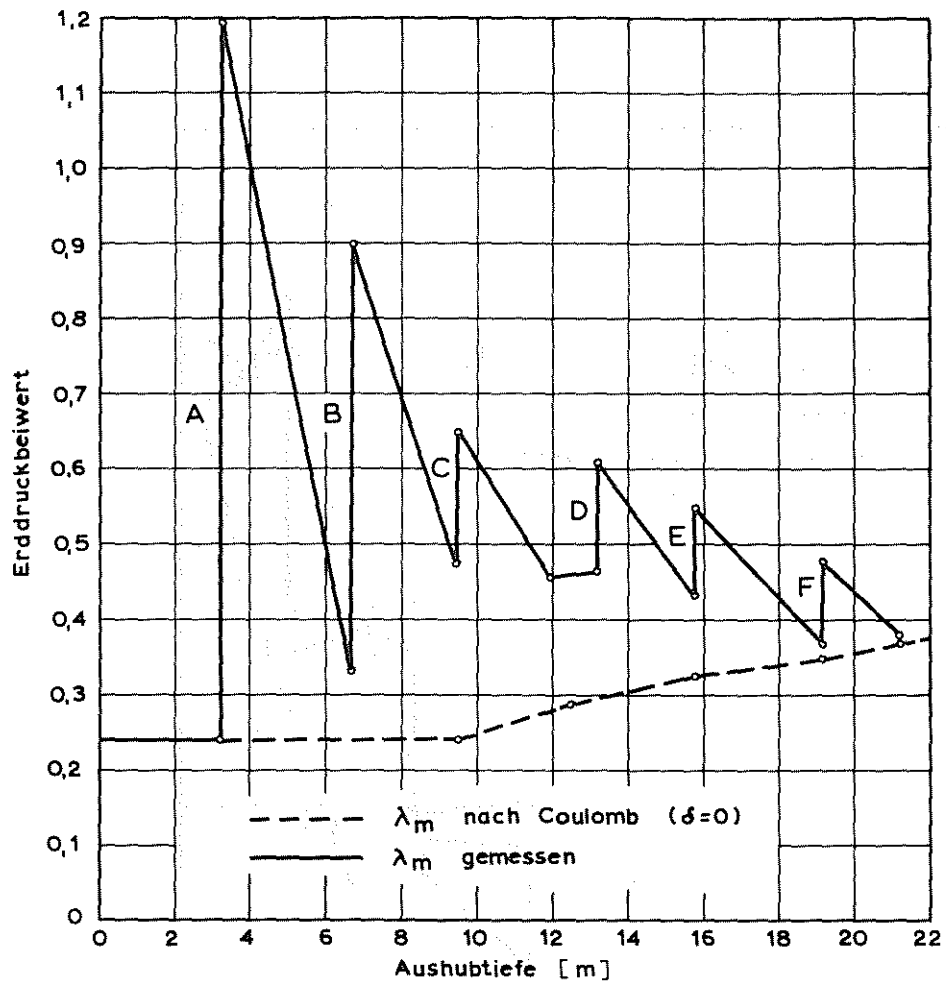


Bild 18: Mittlerer gemessener Erddruckbeiwert

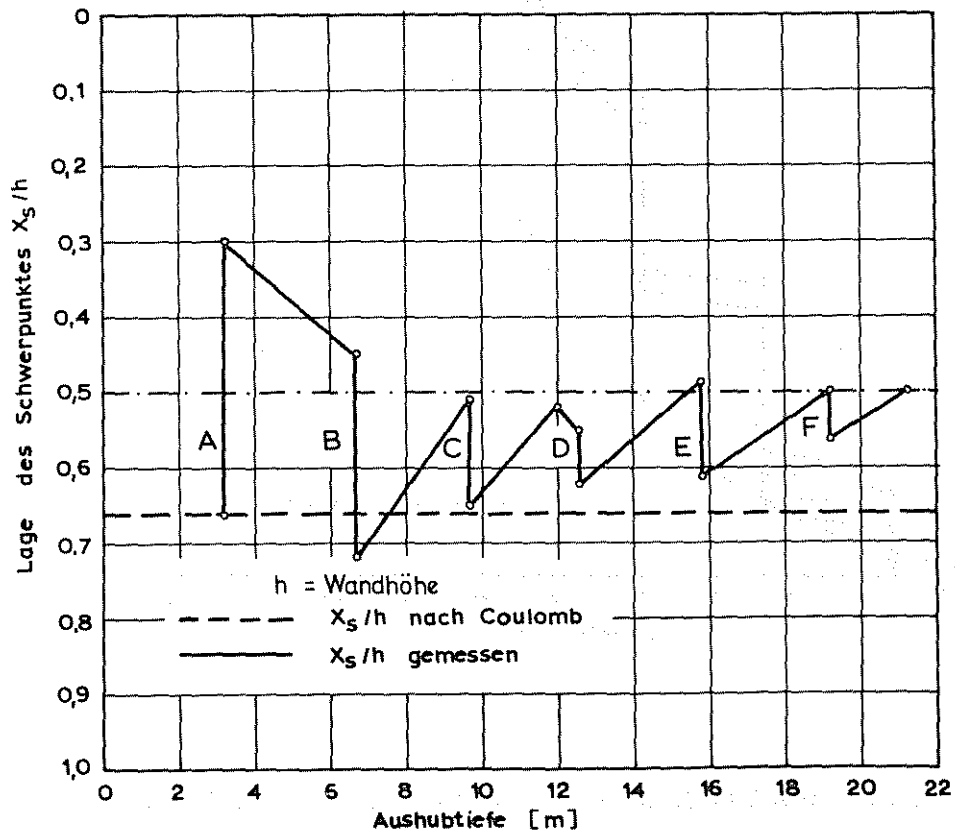


Bild 19: Lage des Erddruck-Angriffspunktes

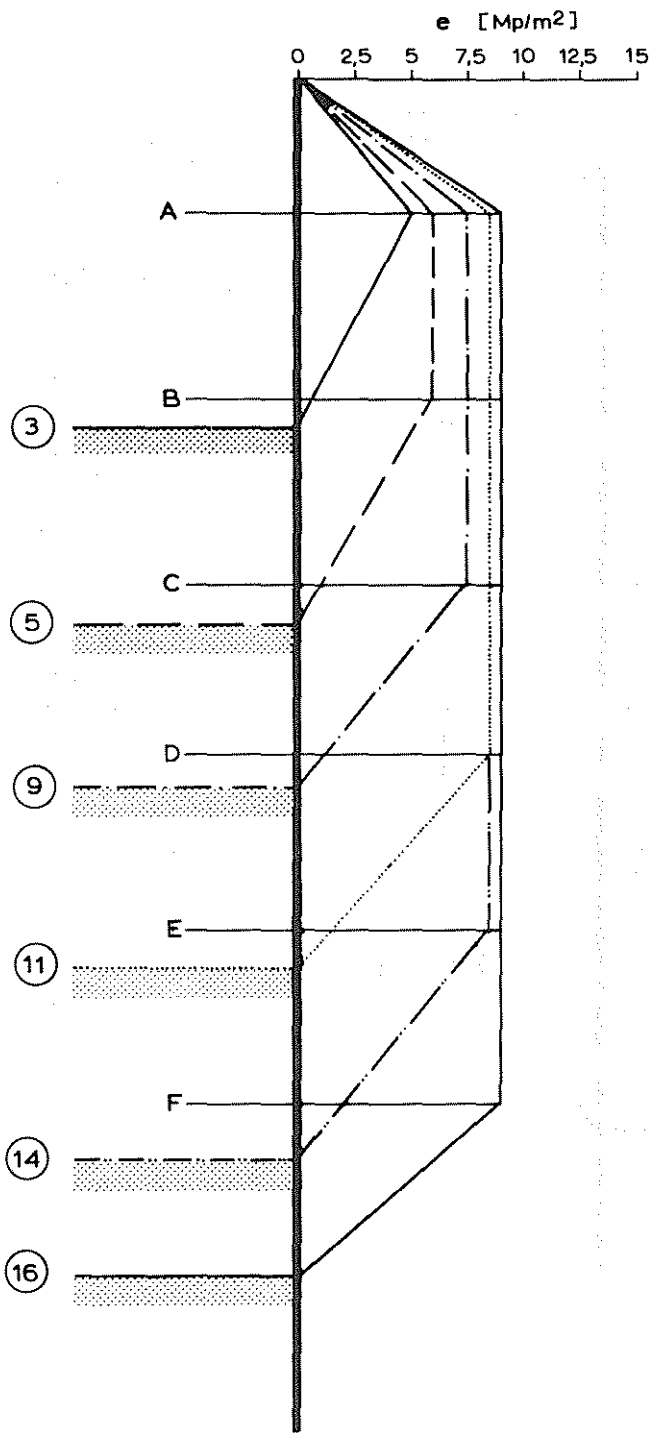


Bild 2o: Erddruckverteilung im Vorbau

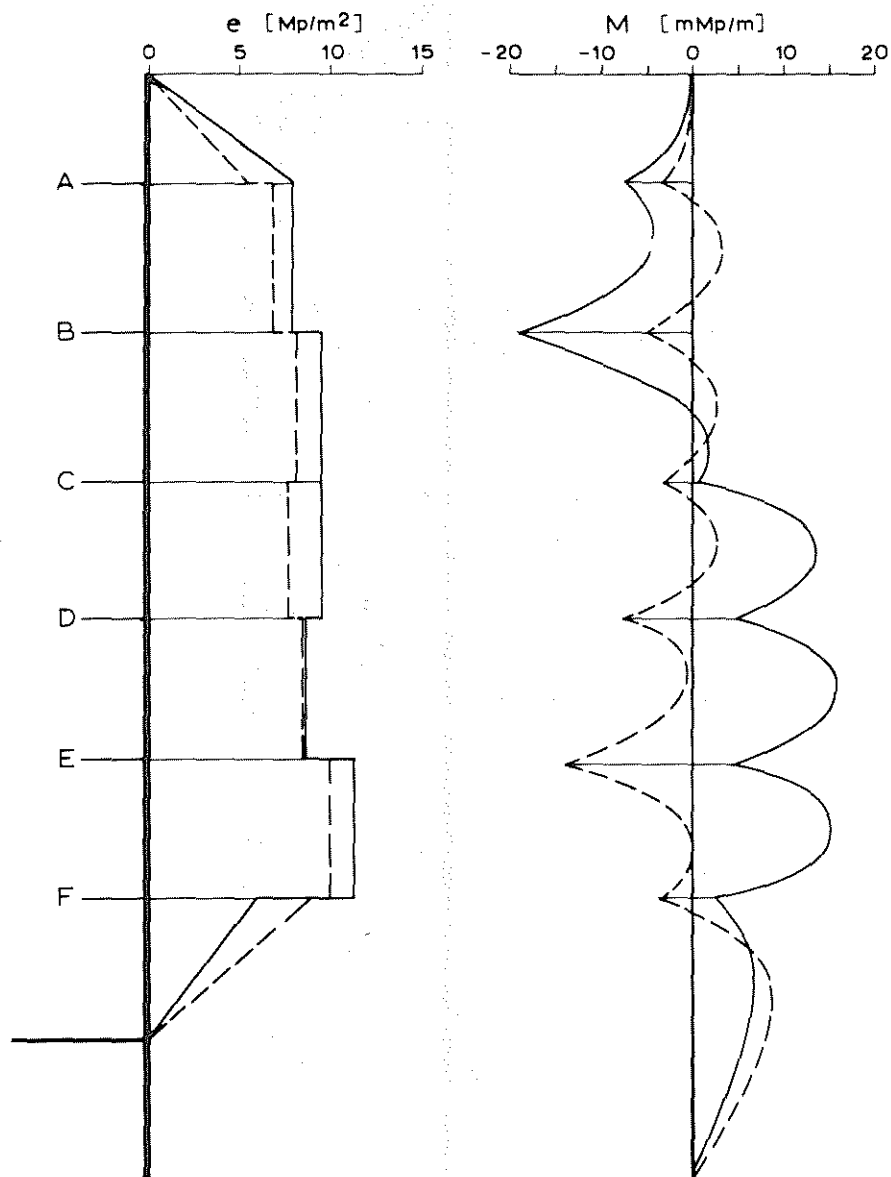
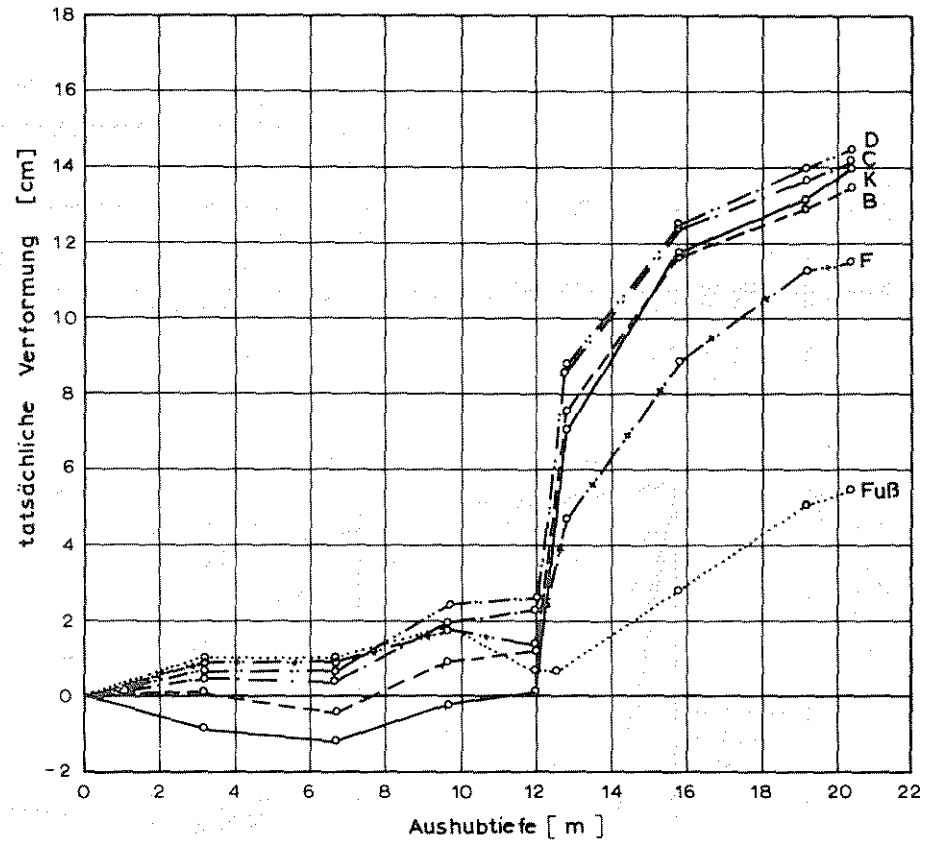
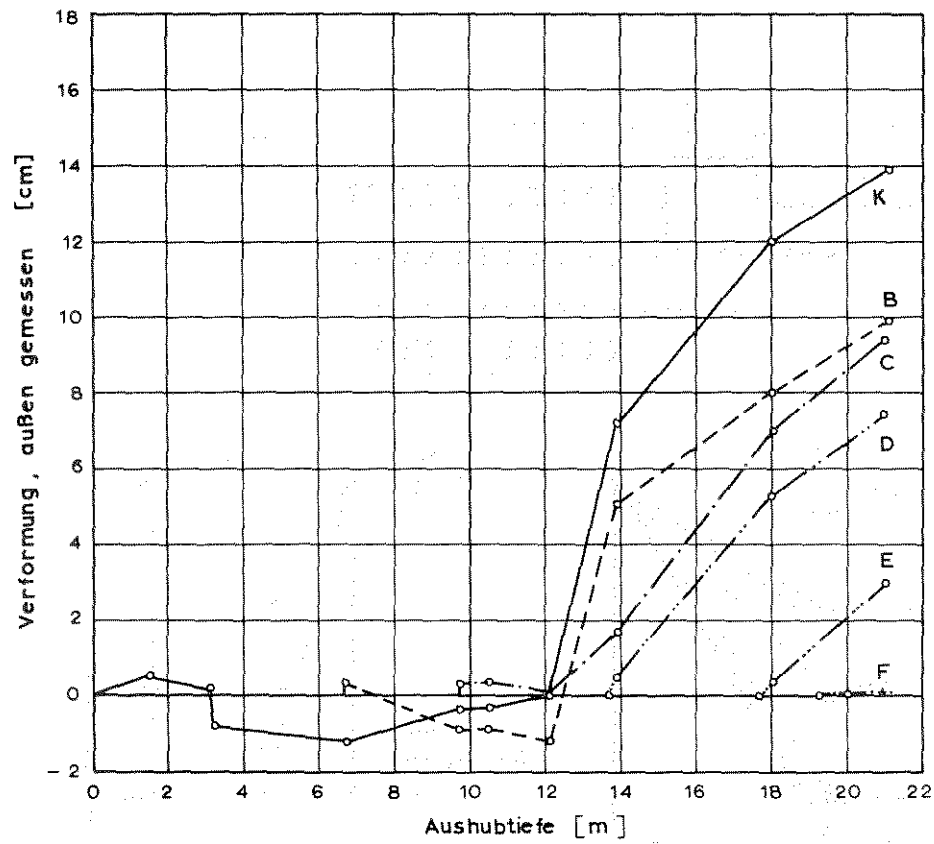


Bild 21: Vergleich zwischen Vorspannung und Erddruck im Endzustand



- Kopf
- - - B-Lage
- · - · C-Lage
- · - · D-Lage
- · - · E-Lage
- + - + - F-Lage
- Fuß

Bild 22: Horizontalverschiebung der Verbauträger in Abhängigkeit vom Aushub

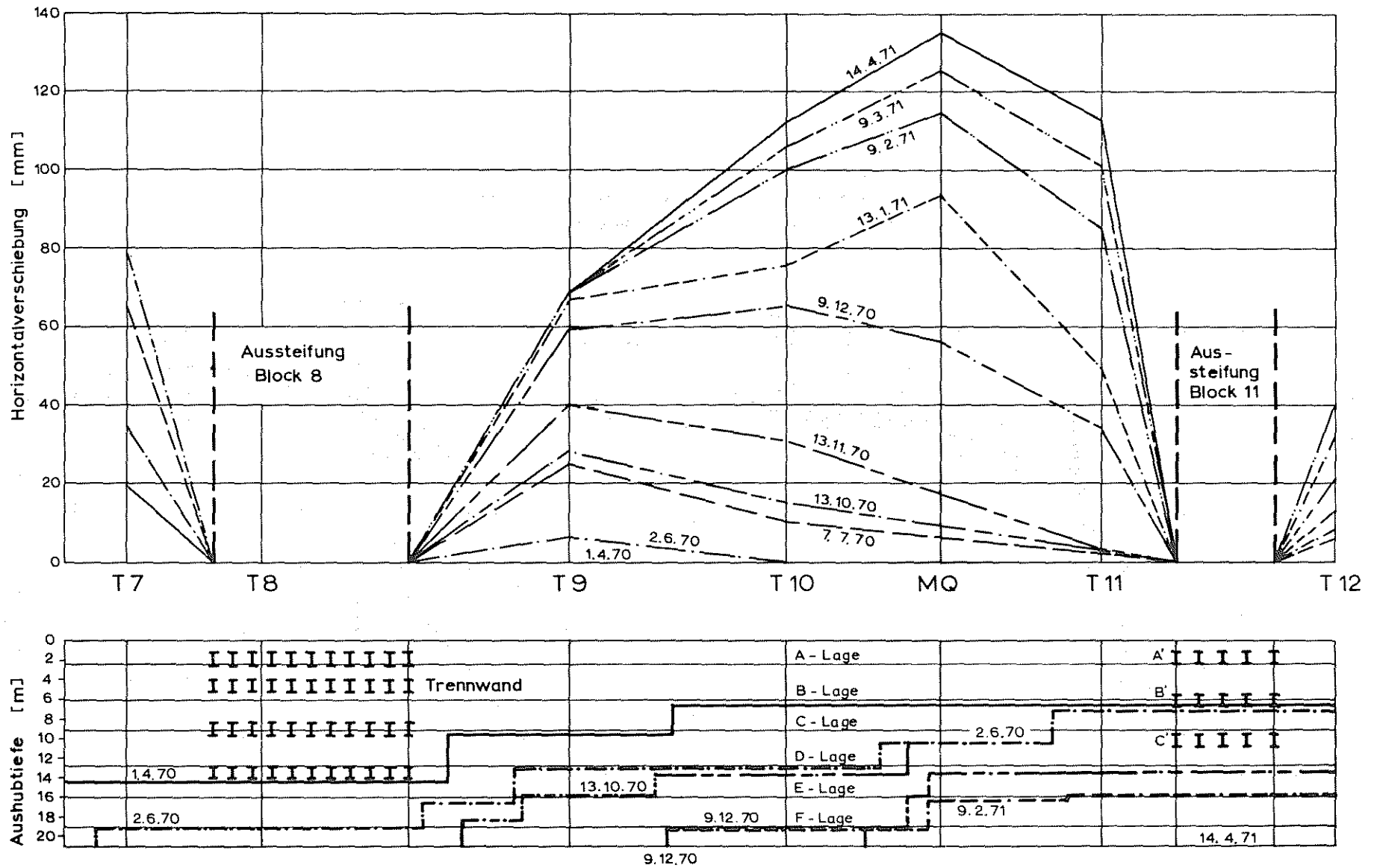


Bild 23: Aushub und Wandverformung zwischen zwei Aussteifungen

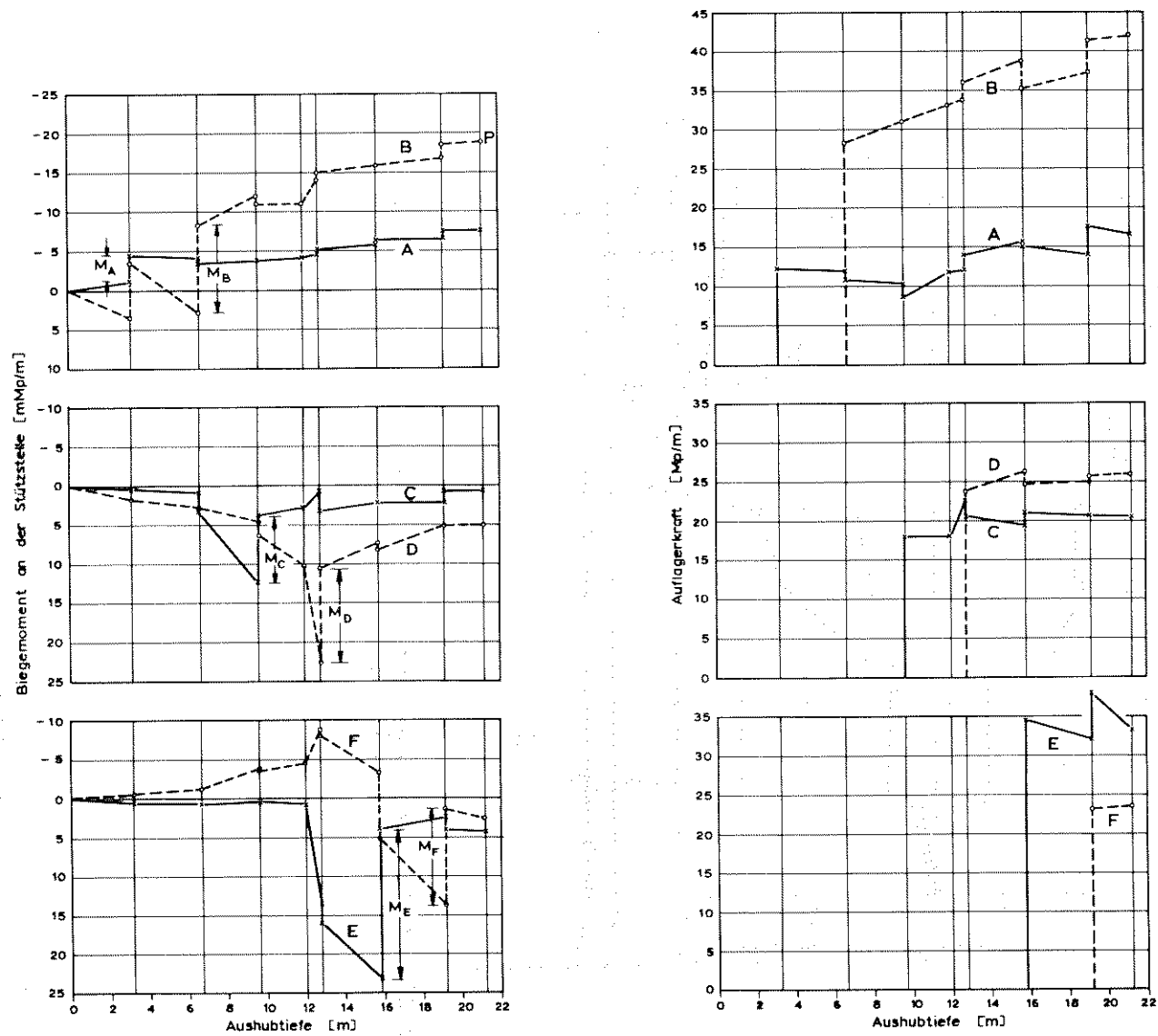


Bild 24: Auflagerkräfte und Biegemomente mit fortschreitendem Aushub



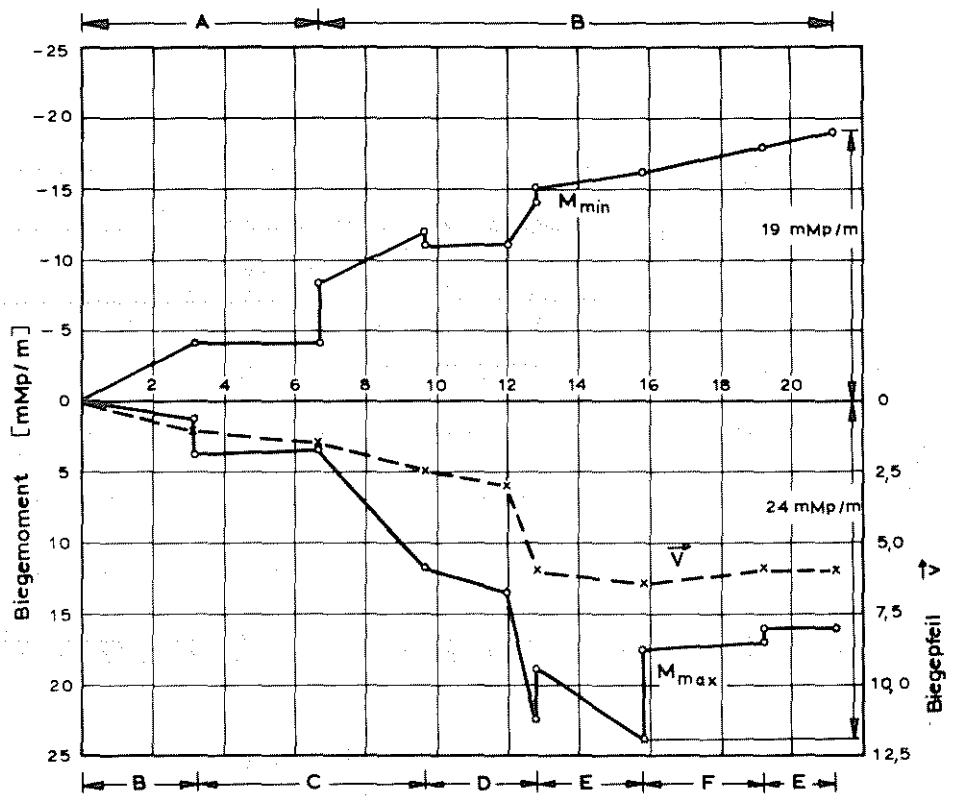


Bild 25: Abhängigkeit der Biegemomente von der Durchbiegung

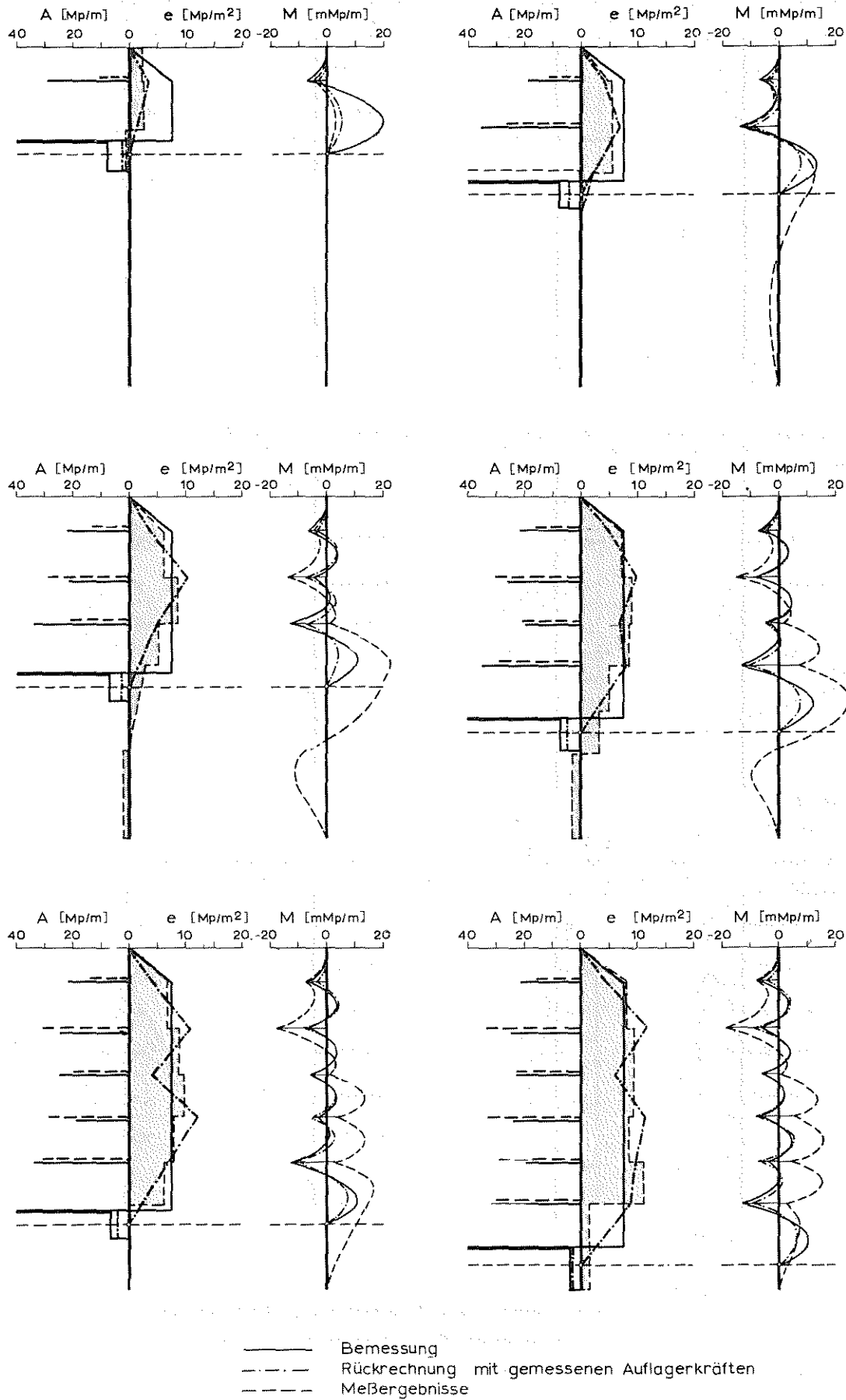


Bild 26: Vergleich der berechneten Schnittkräfte mit den Meßwerten

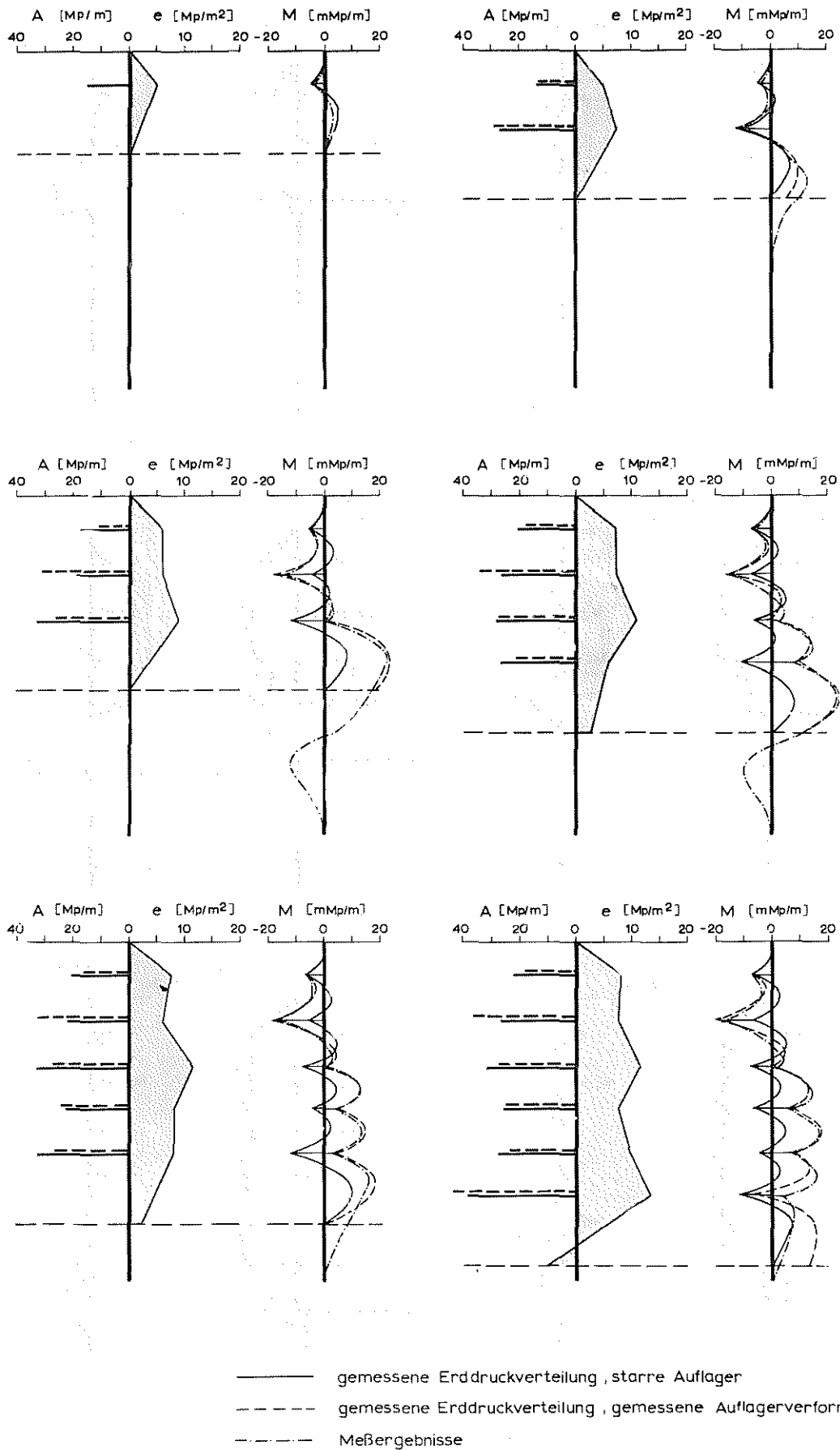


Bild 27: Biegemomente bei Ansatz des gemessenen Erddrucks und der plastischen Stützensenkungen

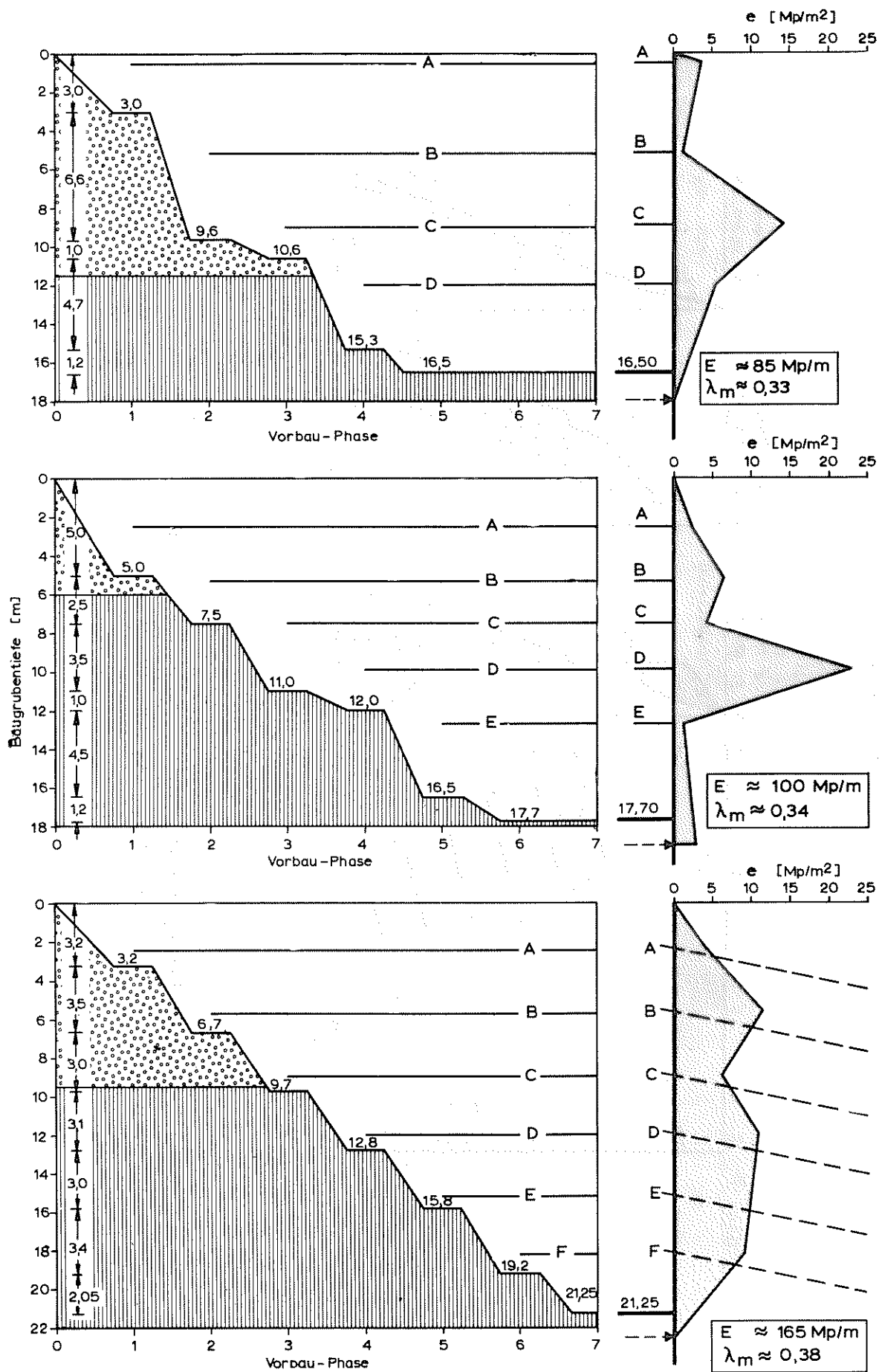


Bild 28: Erddruckverteilung in Abhängigkeit vom Aushubvorgang

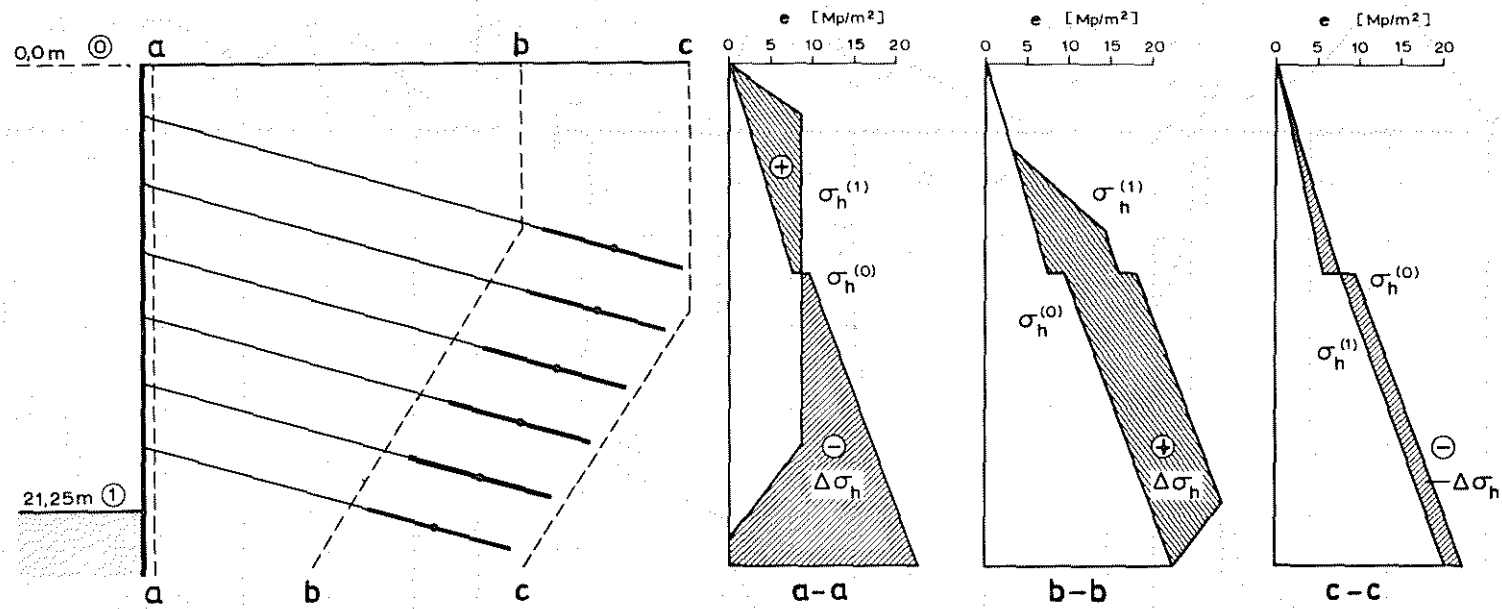


Bild 29 Änderung der Horizontalspannungen im Boden beim Aushub einer Baugrube mit verankerten Wänden

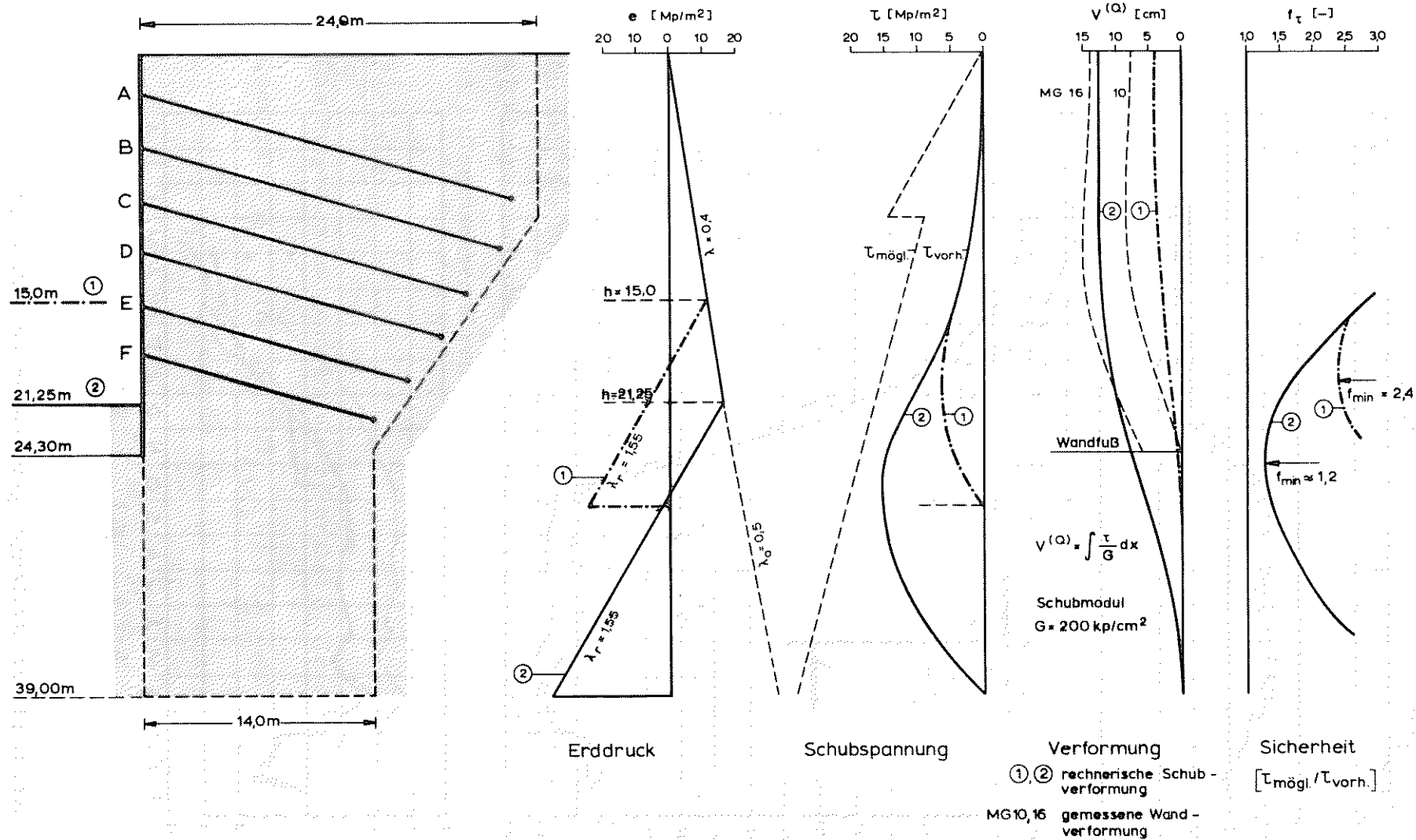
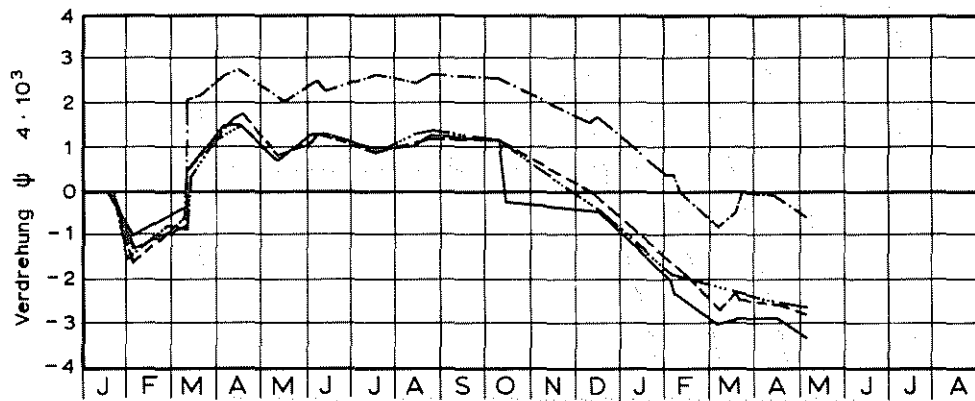
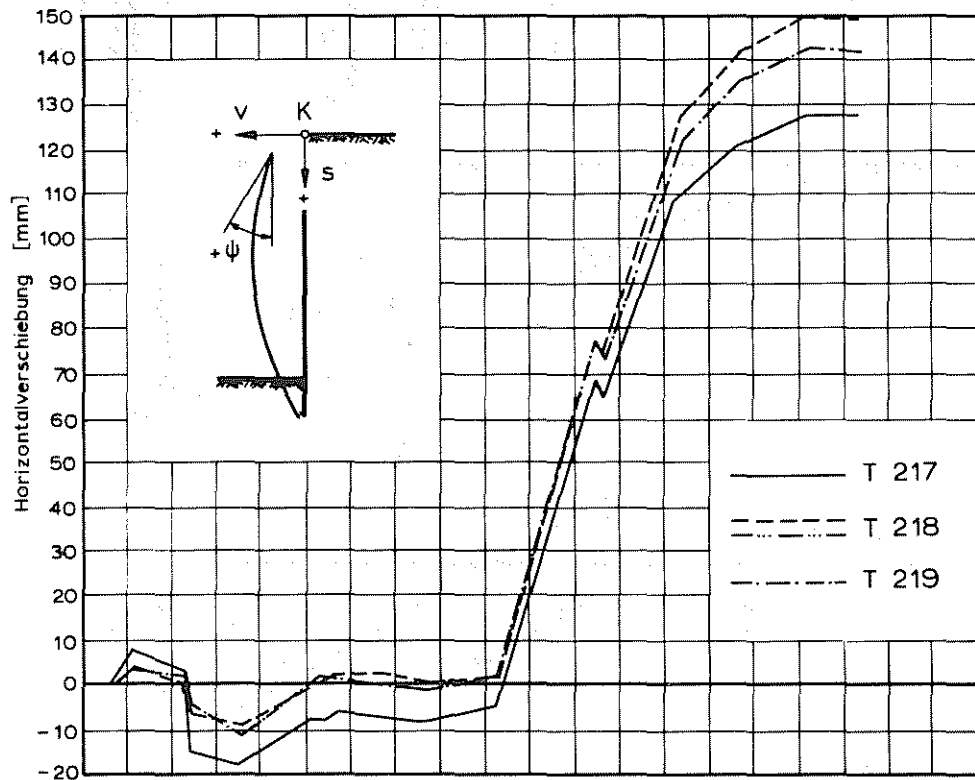
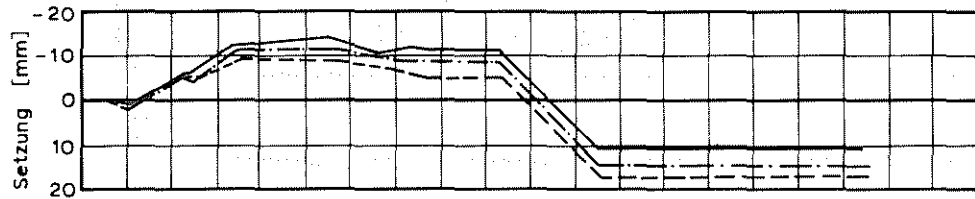
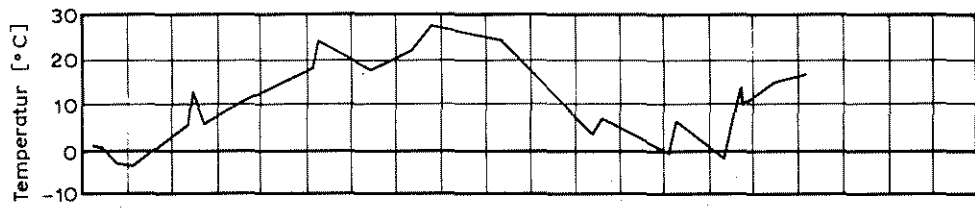


Bild 3o Am vereinfachten Modell berechnete Schubverformung und Wandverschiebung



A 1: Am Kopf der Meßträger gemessene Verformungen

## A2: Zusammenstellung der untersuchten Differenzenformeln

### Formel 1:

Das Biegemoment gehorcht zwischen den jeweils betrachteten Punkten einer Parabel 4. Grades  $M = f(x^4)$ .

Querkraft im Feld:

$$Q_{i,k} = (-M_{i,k-2} - 8M_{i,k-1} + 8M_{i,k+1} + M_{i,k+2}) / 12 \cdot \Delta x$$

Querkraft an der Stützstelle:

$$Q_{i,0} = 2(-M_{i,0} + M_{i,1}) / \Delta x - Q_{i,1}$$

Erddruck im Feld:

$$P_{i,k} = (M_{i,k-2} - 16M_{i,k-1} + 30M_{i,k} - 16M_{i,k+1} + M_{i,k+2}) / 12\Delta x^2$$

Erddruck an der Stützstelle:

$$P_{i,0} = (M_{i-1,7} - 4M_{i-1,8} + 5M_{i-1,9} - 4M_{i,0} + 5M_{i,2} + M_{i,3}) / 12\Delta x^2$$

Die Querkraft an der Stützstelle wurde mit einer unsymmetrischen Randformel, der Erddruck an der Stützstelle aus dem Mittelwert der Entwicklungen nach oben und unten mit der Randformel nach dem verbesserten Differenzenverfahren berechnet.

### Formel 2:

Das Biegemoment gehorcht einer Parabel 2. Grades  $M = f(x^2)$ .

$$\text{Querkraft } Q_{i,k} = (M_{i,k+1} - M_{i,k-1}) / 2\Delta x$$

$$Q_{i,0} \text{ wie Variante 1}$$

$$\text{Erddruck } P_{i,k} = (-M_{i,k-2} + 2M_{i,k} - M_{i,k+2}) / 4\Delta x^2$$

$$P_{i,0} \text{ wie Variante 1}$$



Formel 3:

Querkraft  $Q_{i,k} = (M_{i,k} - M_{i,k-1}) / 2 \Delta x - (p_{i,k-1} - p_{i,k}) \frac{\Delta x}{12}$

(Mittelwert aus Seilpolygongleichung und Parabelformel).

$$Q_{i,0} = (M_{i,1} - M_{i,0}) / \Delta x + (2P_{i,0} + P_{i,1}) \frac{\Delta x}{6}$$

Erddruck  $p_{i,k} = (-M_{i,k-1} + 2 M_{i,k} - M_{i,k+1}) / \Delta x^2$

(Seilpolygongleichung)

$p_{i,0}$  wie Varianten 1, 2

Formel 4:

Querkraft  $Q_{i,k} = (M_{i,k+1} - M_{i,k-1}) / 2 \Delta x$

(Parabel 2. Grades)

$$Q_{i,0} = 3 \frac{M_{i,2} - M_{i,0}}{\Delta x} - 4 Q_{i,1} - Q_{i,2}$$

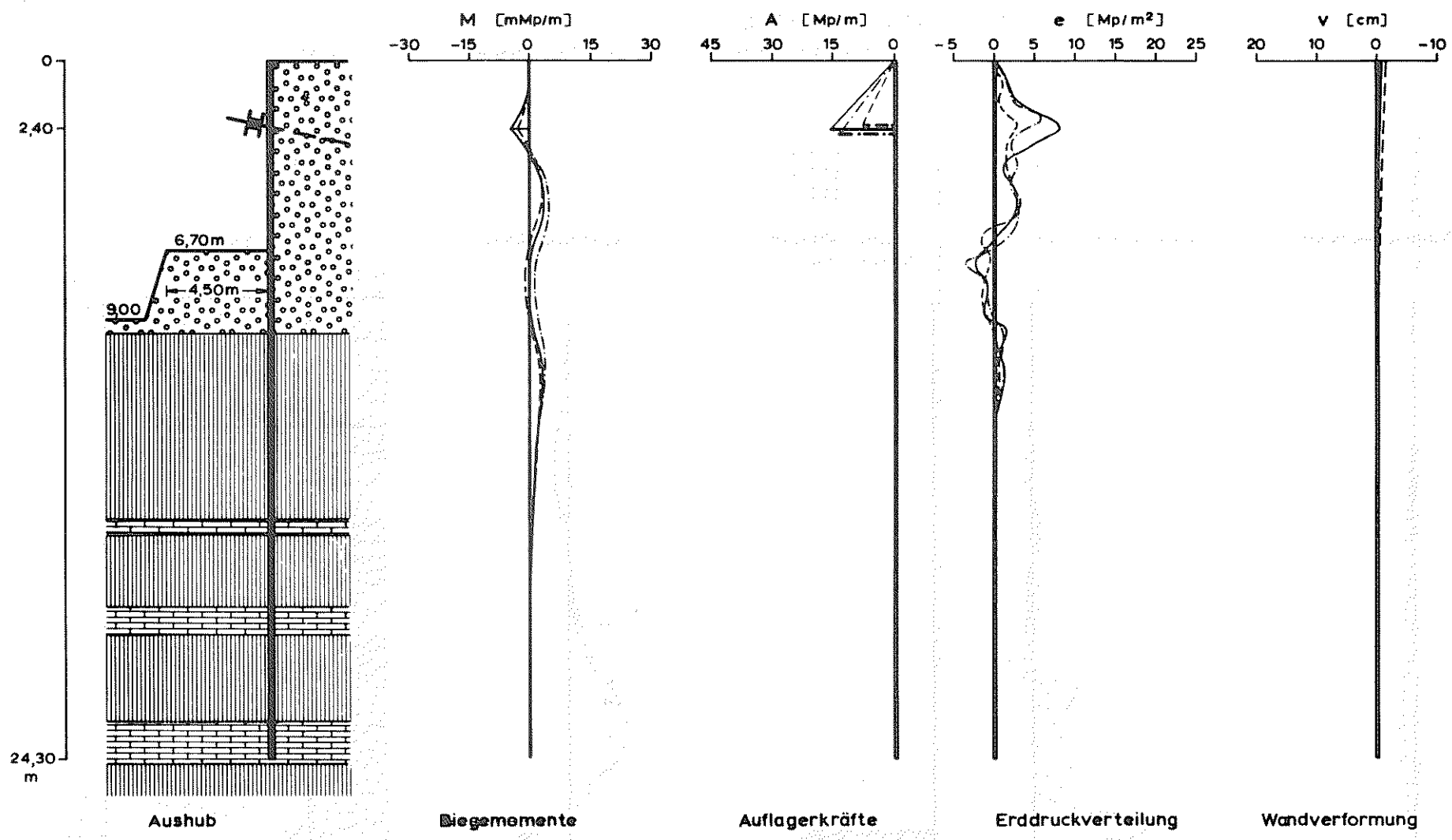
(Trapezformel)

Erddruck  $p_{i,k} = (M_{i,k-2} - 2 M_{i,k} + M_{i,k+2}) / 4 \Delta x^2$

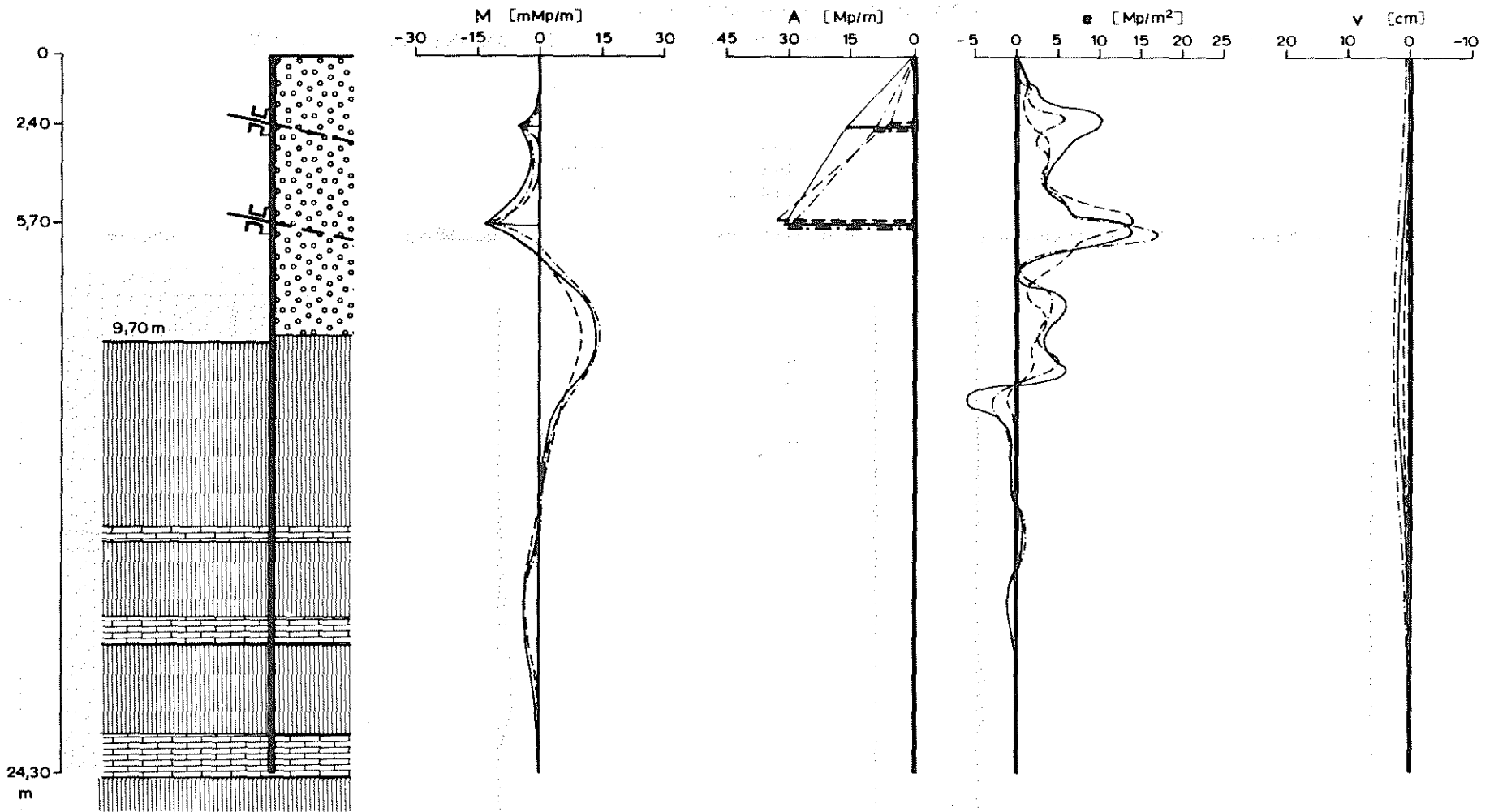
(Parabel 2. Grades)

$$p_{i,0} = 3 (Q_{i,2} - Q_{i,0}) / \Delta x - 4 p_{i,1} - p_{i,2}$$

(Trapezformel  $P_{m-1} + 4 P_m + P_{m+1} = \frac{6}{\Delta x^2} \cdot (-M_{m-1}$



A3/1: MESSUNG NR. 3: Meßergebnisse  
104 Tage nach Aushubbeginn



Aushub

Biegemomente

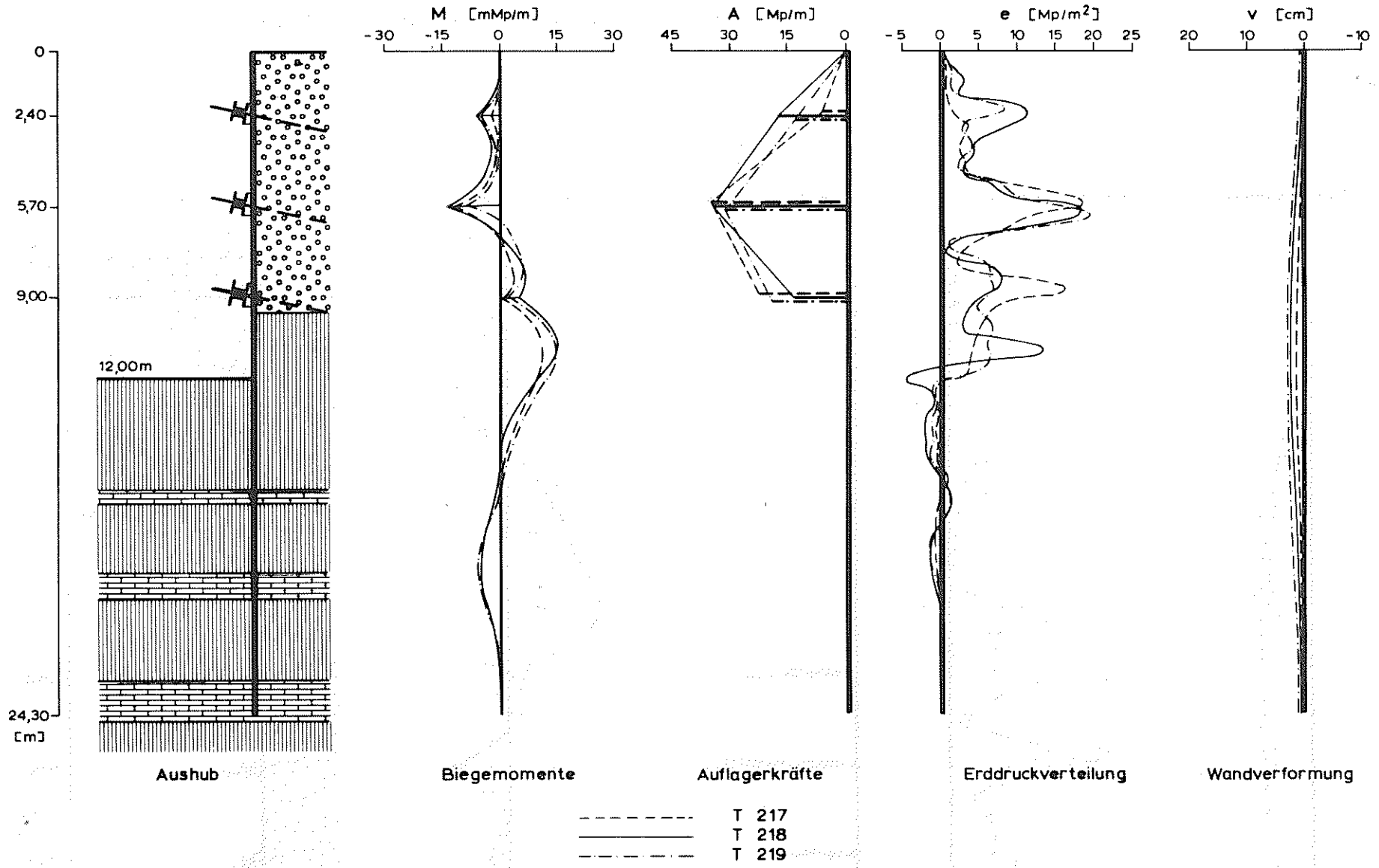
Auflagerkräfte

Erddruckverteilung

Wandverformung

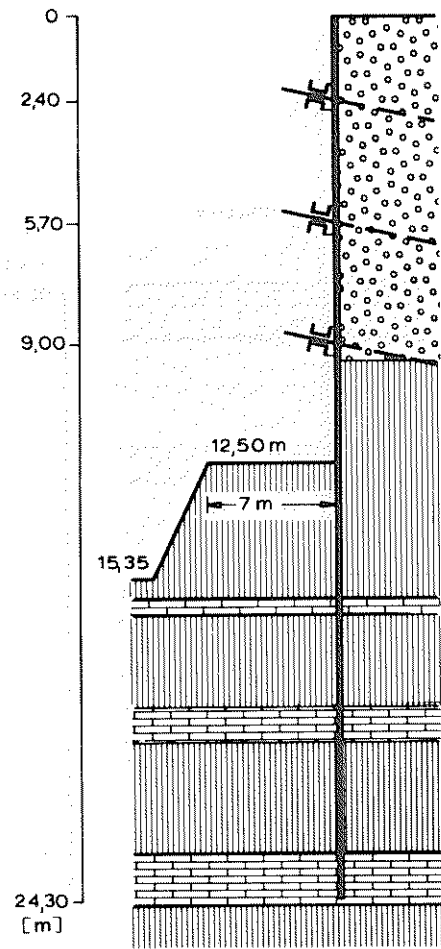
- - - - - T 217  
 ————— T 218  
 - - - - - T 219

A 3/2 : MESSUNG NR. 5: Meßergebnisse  
161 Tage nach Aushubbeginn

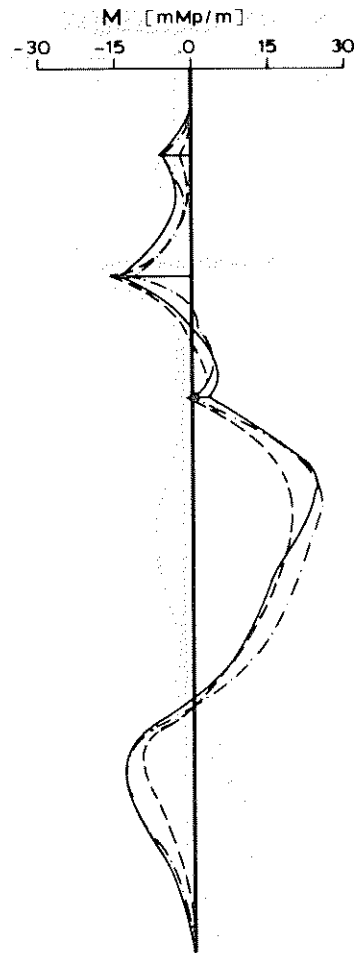


A 3 / 3 :

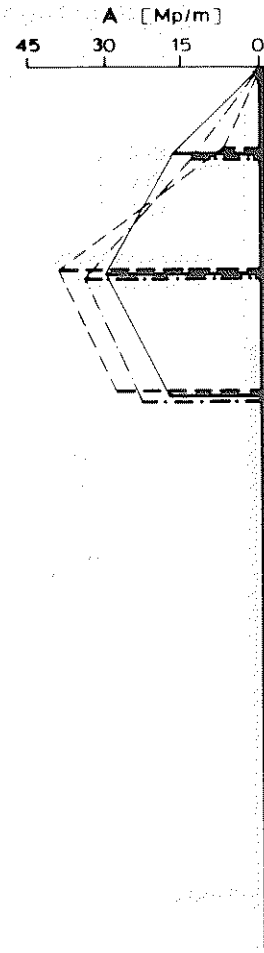
MESSUNG NR. 8: Meßergebnisse  
281 Tage nach Aushubbeginn



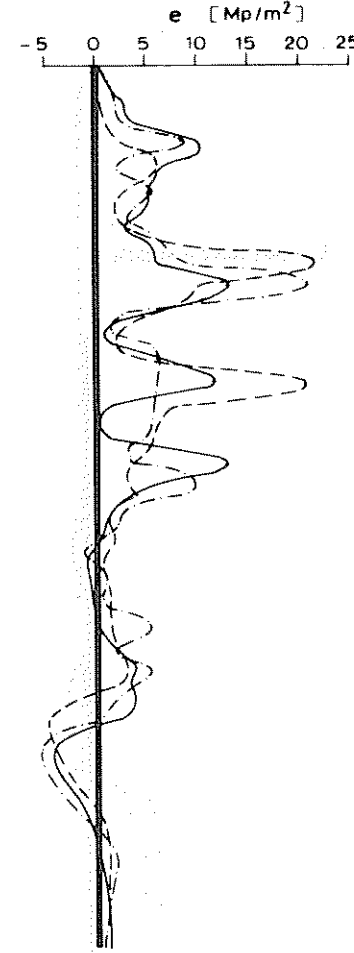
Aushub



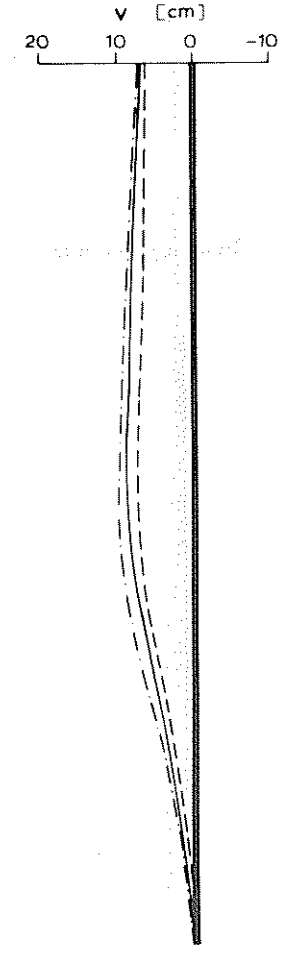
Biegemomente



Auflagerkräfte



Erddruckverteilung

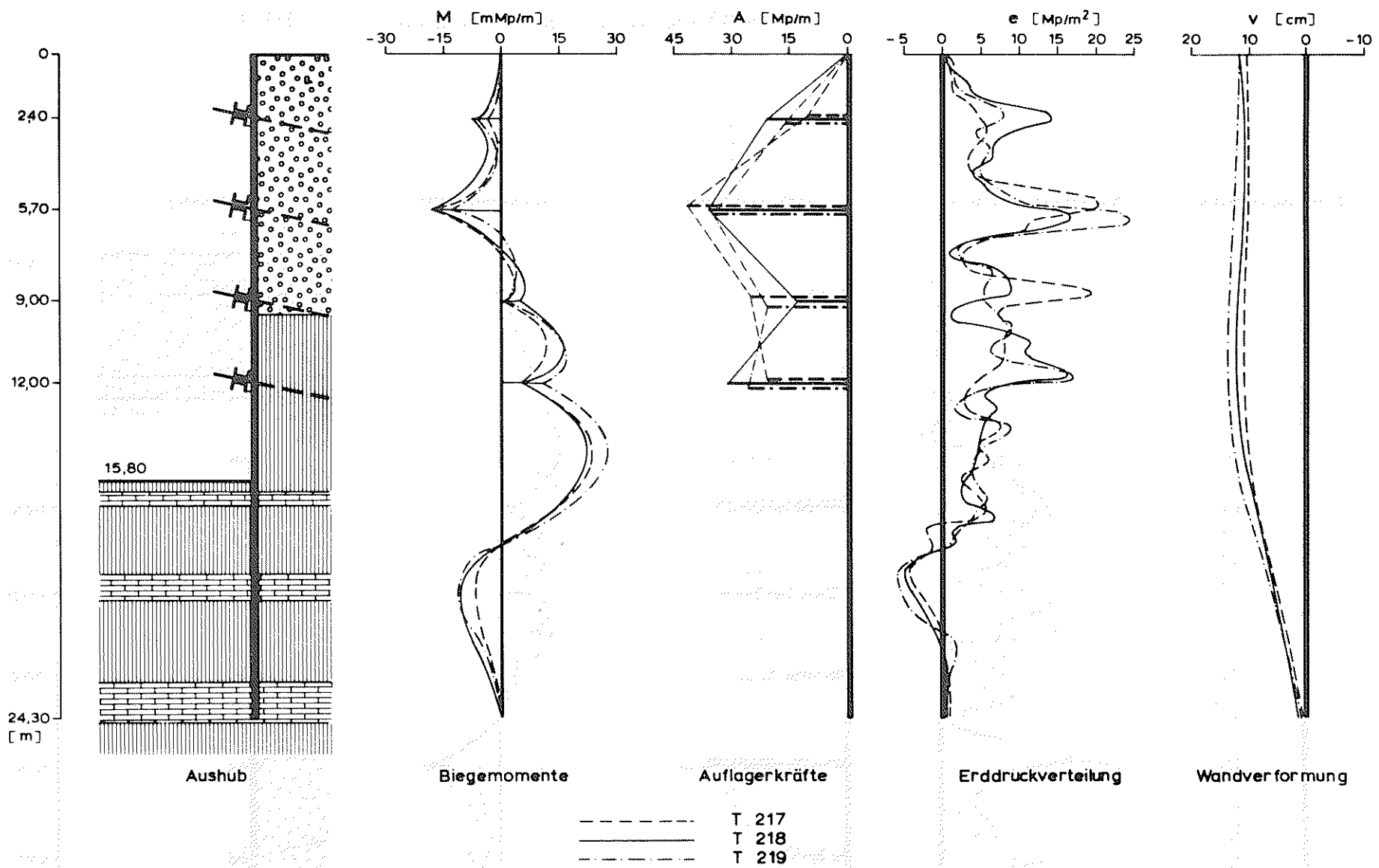


Wandverformung

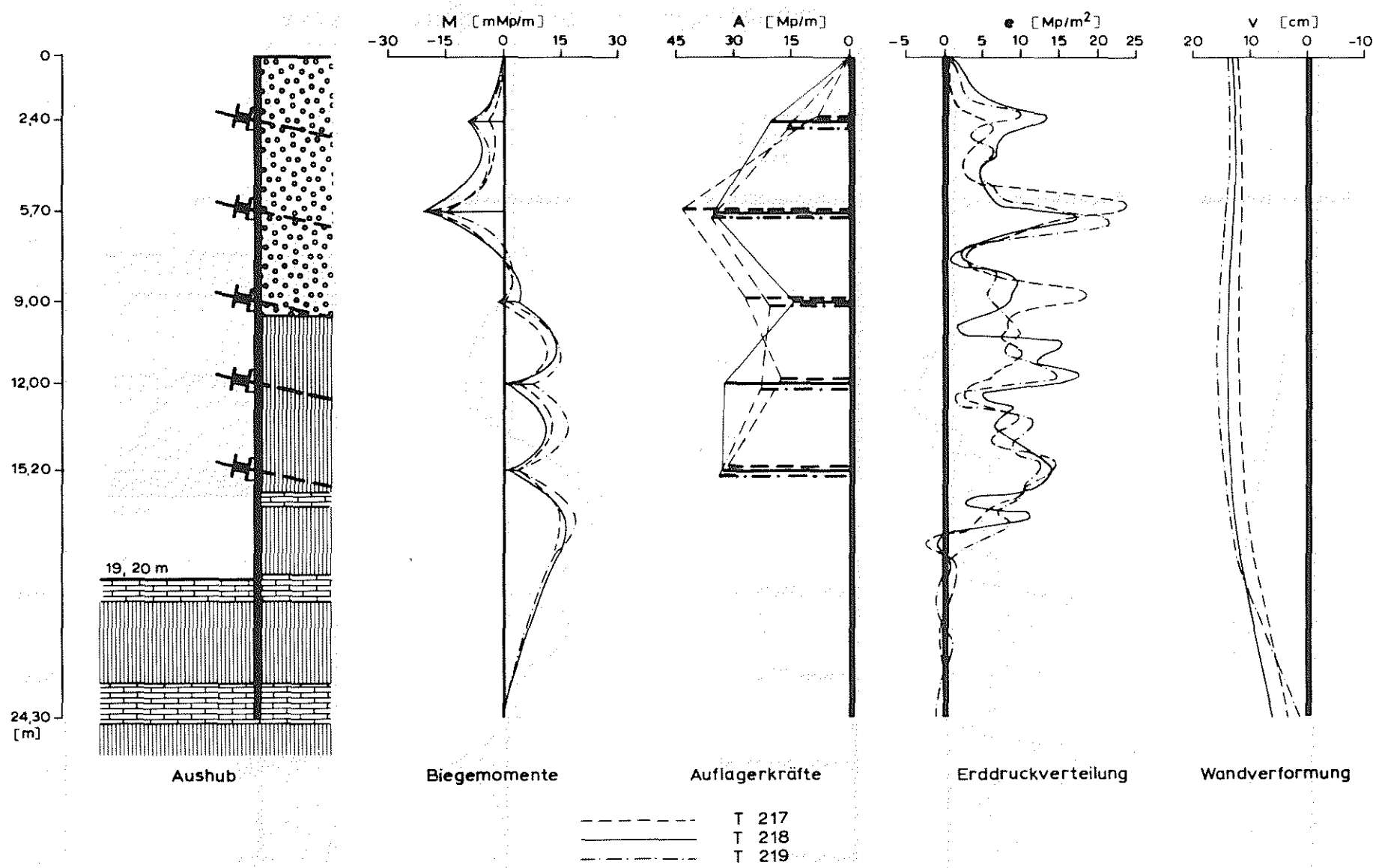
- - - - - T 217  
 = = = = = T 218  
 - - - - - T 219

A 3/4 :

MESSUNG NR. 9: Meßergebnisse  
348 Tage nach Aushubbeginn

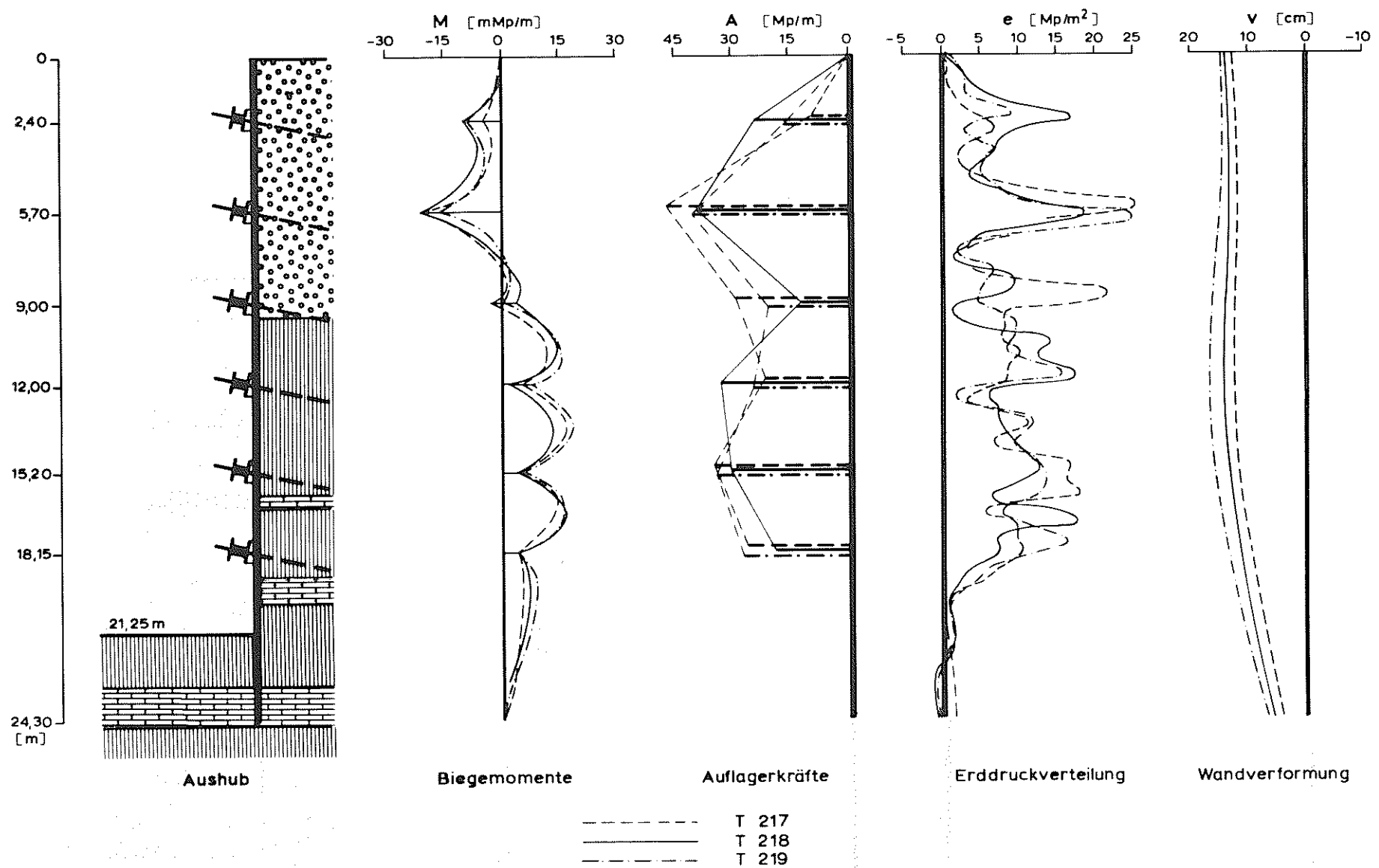


A3/5: MESSUNG NR. 11: Meßergebnisse  
399 Tage nach Aushubbeginn



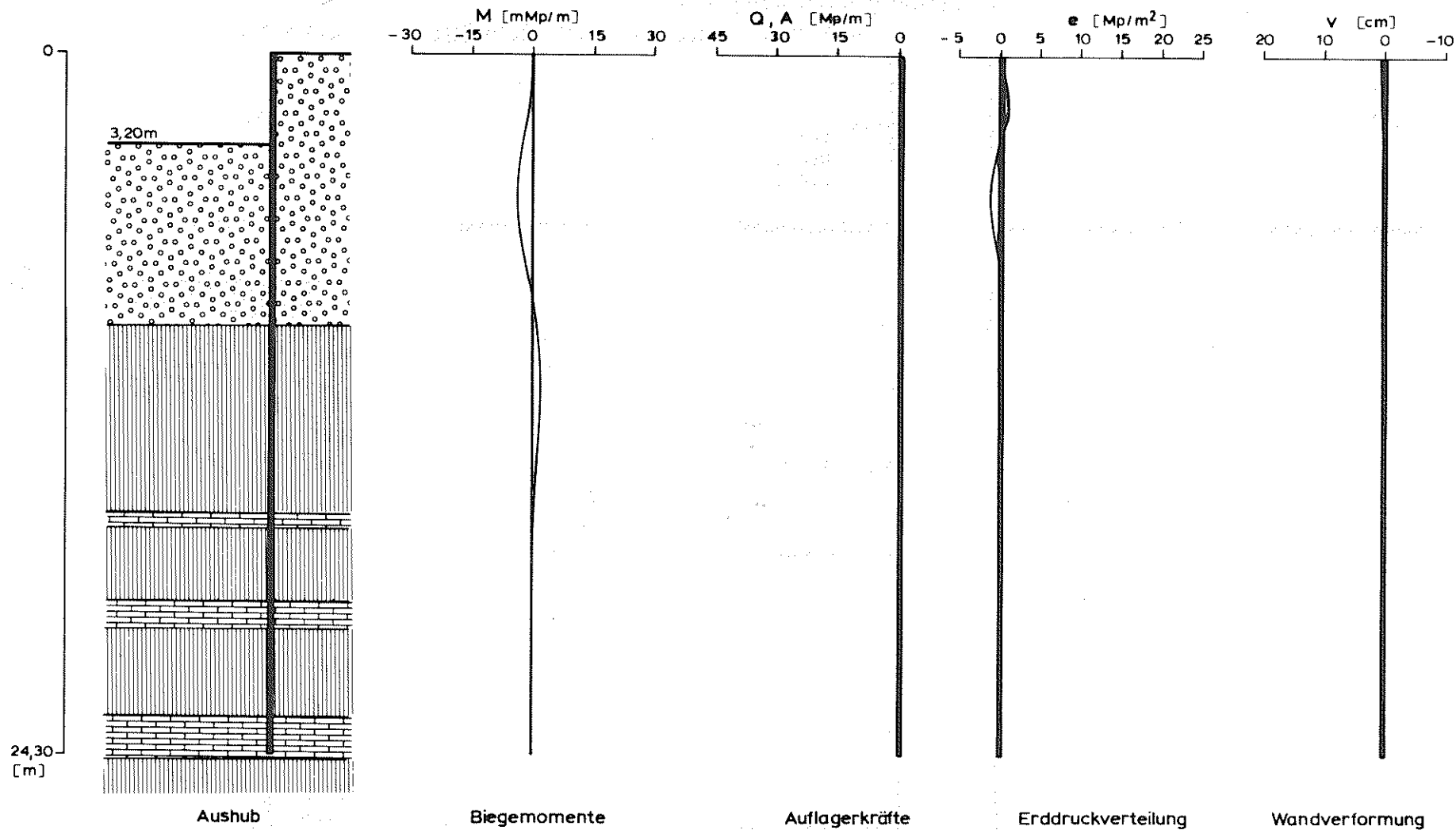
A 3/6 :

MESSUNG NR. 14: Meßergebnisse  
443 Tage nach Aushubbeginn



A3/7: MESSUNG NR. 16: Meßergebnisse  
471 Tage nach Aushubbeginn

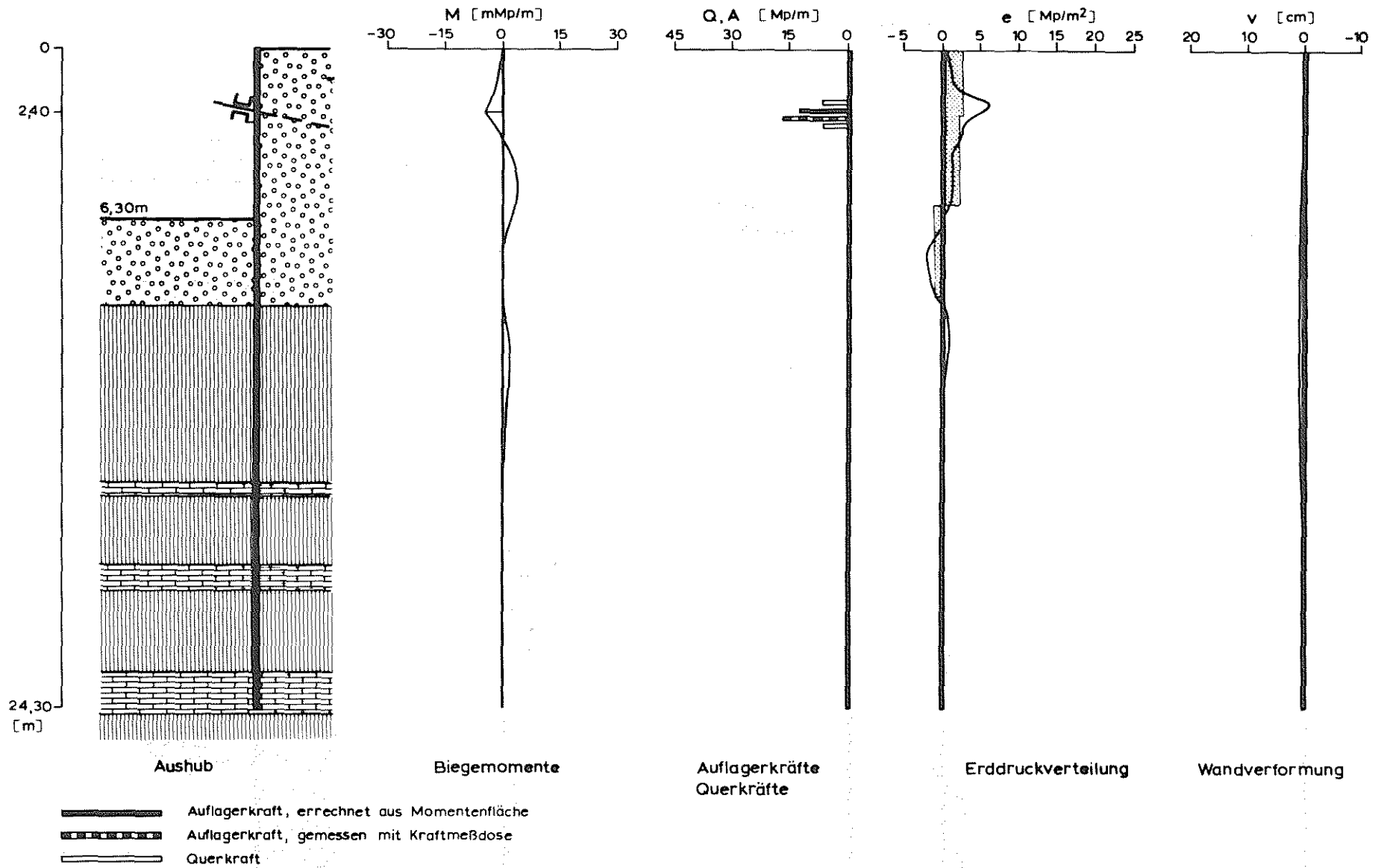




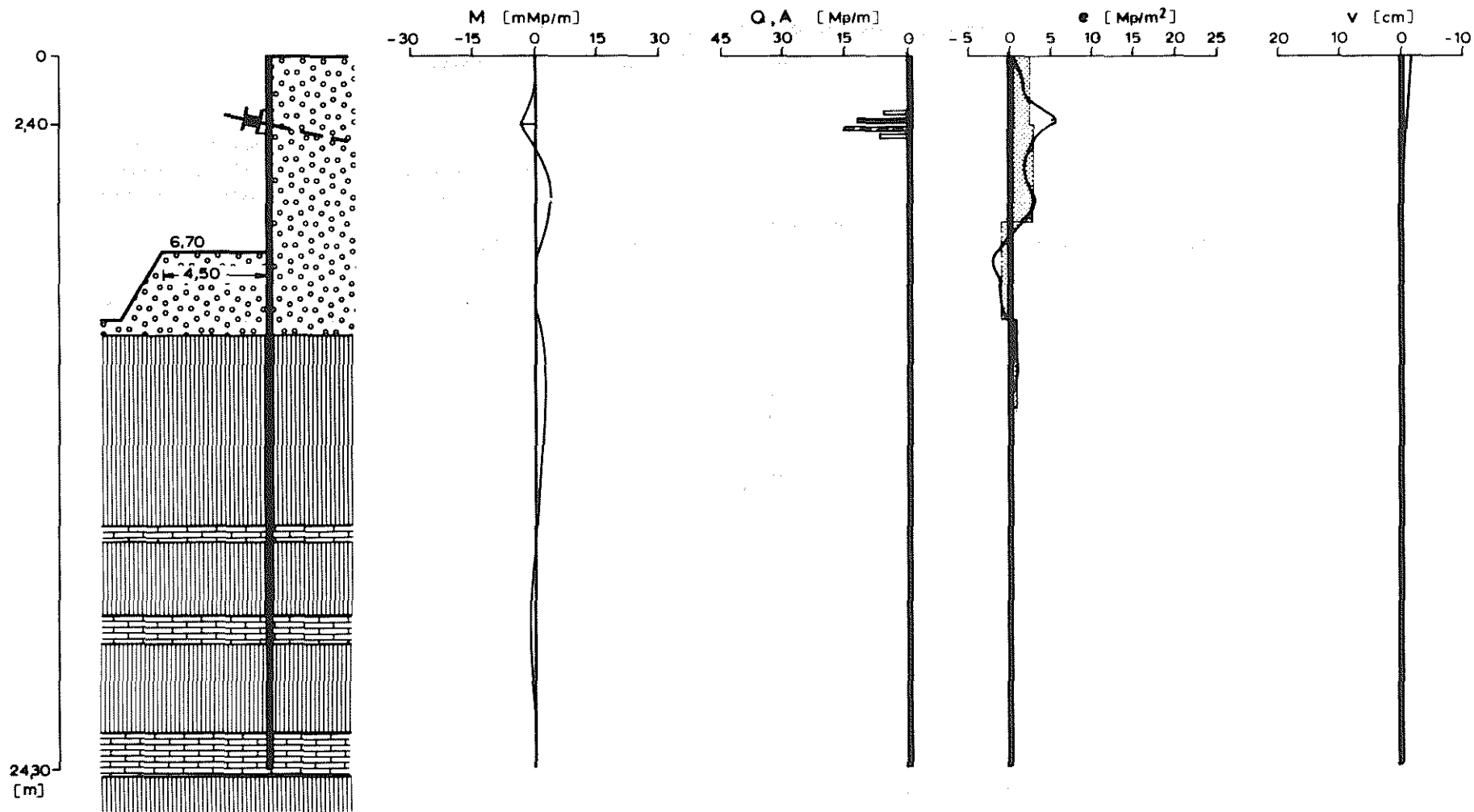
A4/1:

MESSUNG NR. 1: Mittelwerte

70 Tage nach Aushubbeginn



A4/2: MESSUNG NR. 2: Mittelwerte  
79 Tage nach Aushubbeginn






Aushub

Biegemomente

Auflagerkräfte  
Querkraft

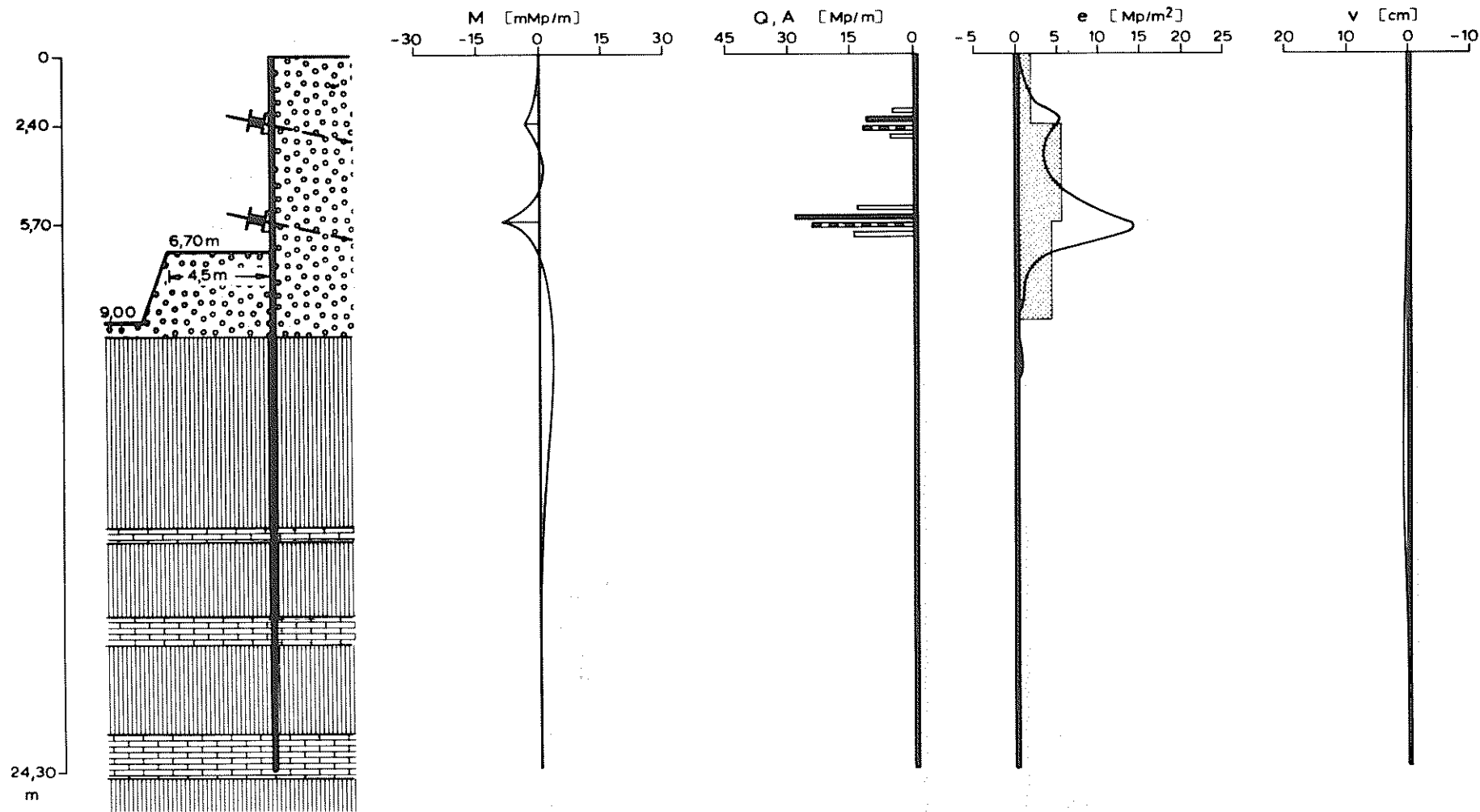
Erddruckverteilung

Wandverformung

-  Auflagerkraft, errechnet aus Momentenfläche
-  Auflagerkraft, gemessen mit Kraftmeßdose
-  Querkraft

A4/3 :

MESSUNG NR. 3: Mittelwerte  
104 Tage nach Aushubbeginn



Aushub

Biegemomente

Auflagerkräfte  
Querkräfte

Erddruckverteilung

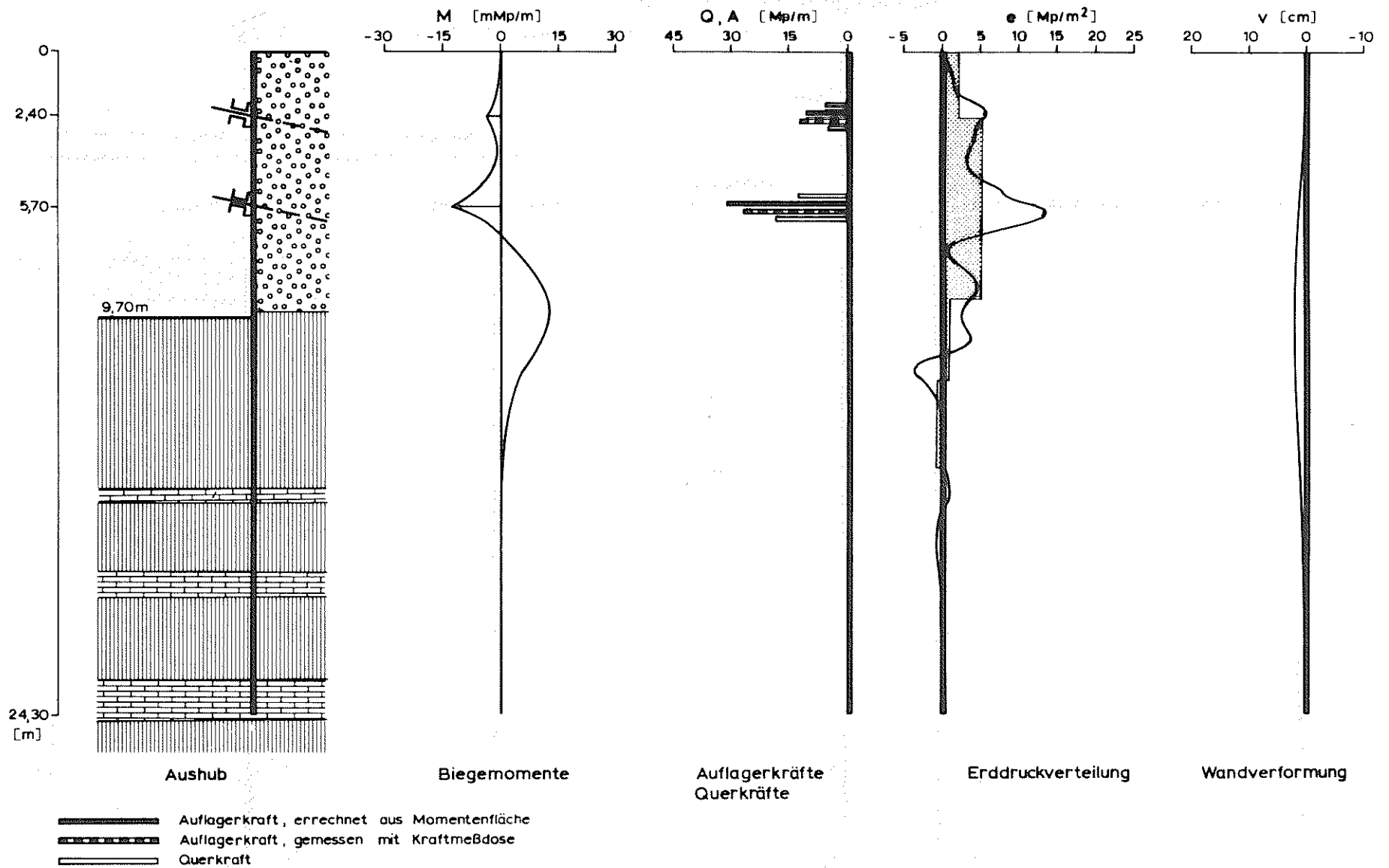
Wandverformung

- Auflagerkraft, errechnet aus Momentenfläche
- Auflagerkraft, gemessen mit Kraftmeßdose
- Querkraft

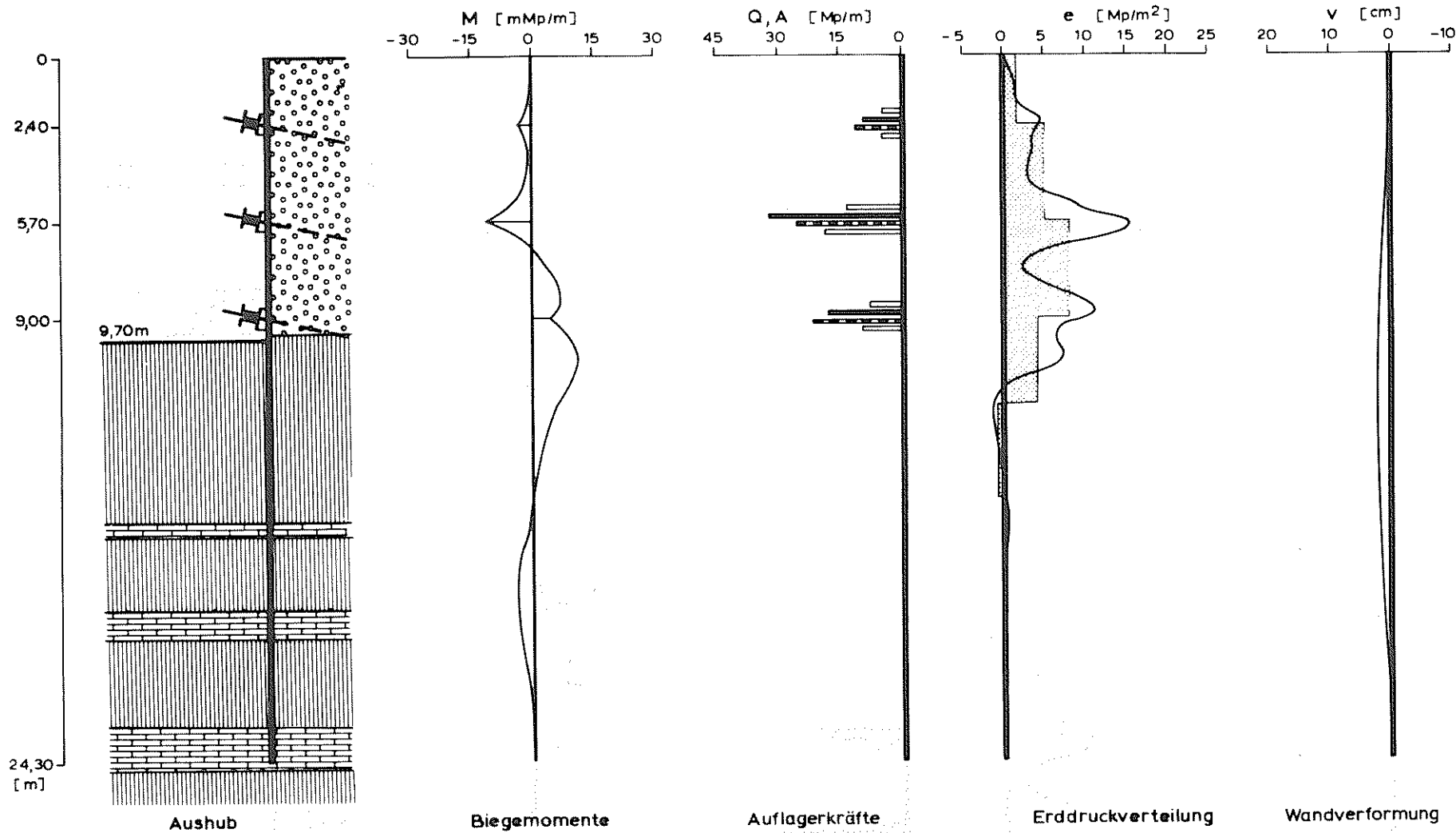
A4/4:




MESSUNG NR. 4: Mittelwerte

104 Tage nach Aushubbeginn



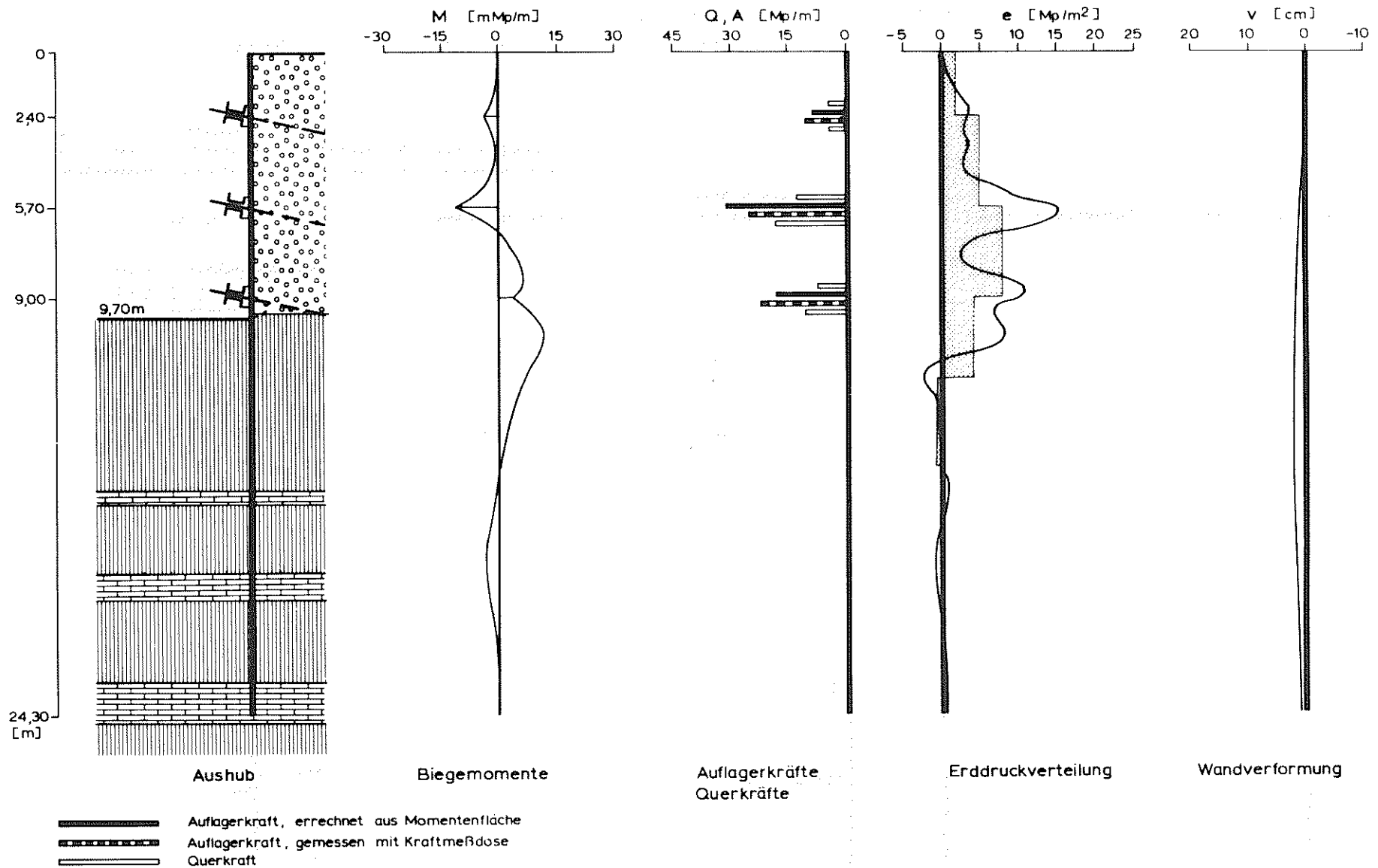
A4/5: MESSUNG NR. 5: Mittelwerte  
161 Tage nach Aushubbeginn



-  Auflagerkraft, errechnet aus Momentenfläche
-  Auflagerkraft, gemessen mit Kraftmeßdose
-  Querkraft

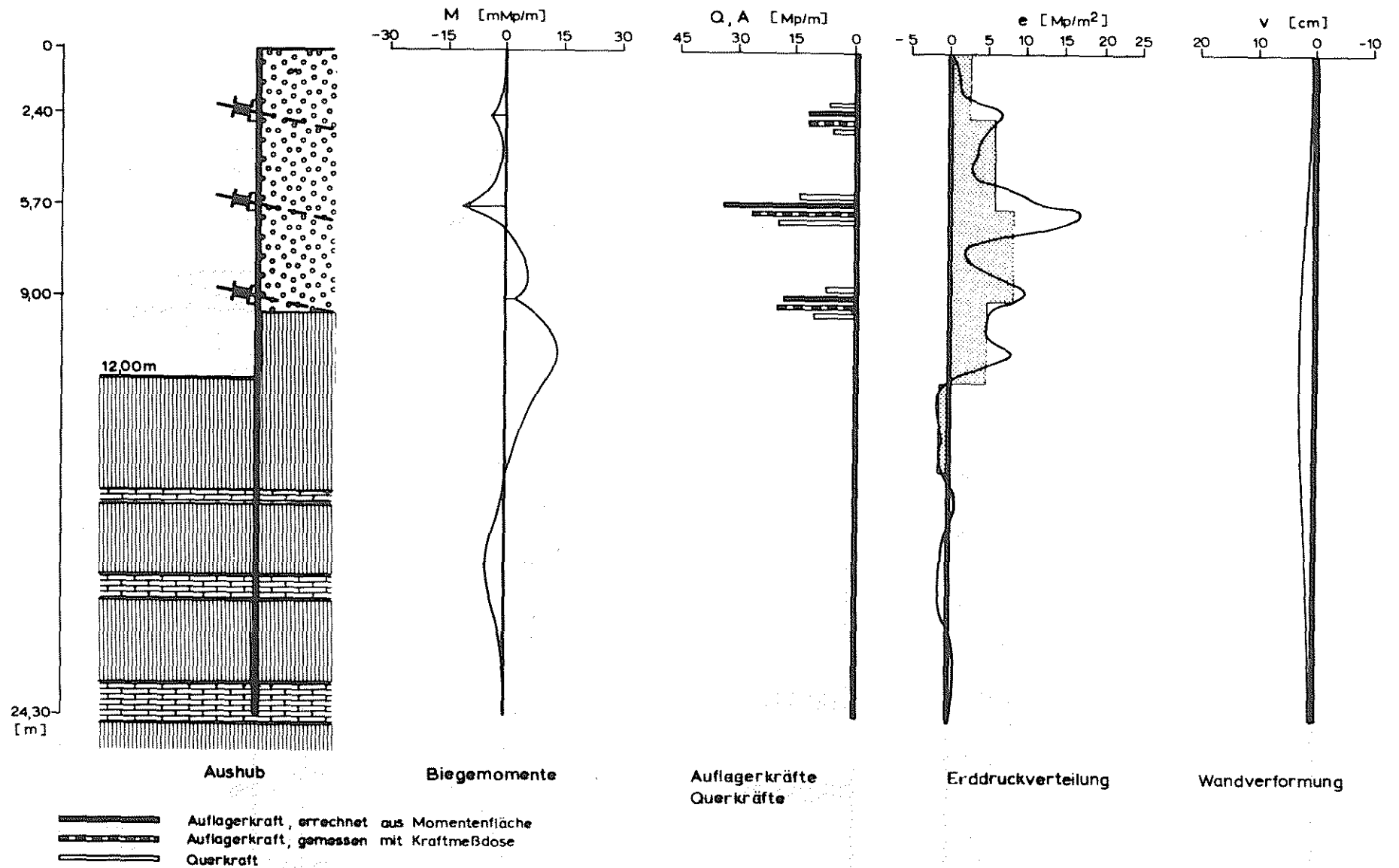
A4/6:

MESSUNG NR. 6: Mittelwerte  
161 Tage nach Aushubbeginn



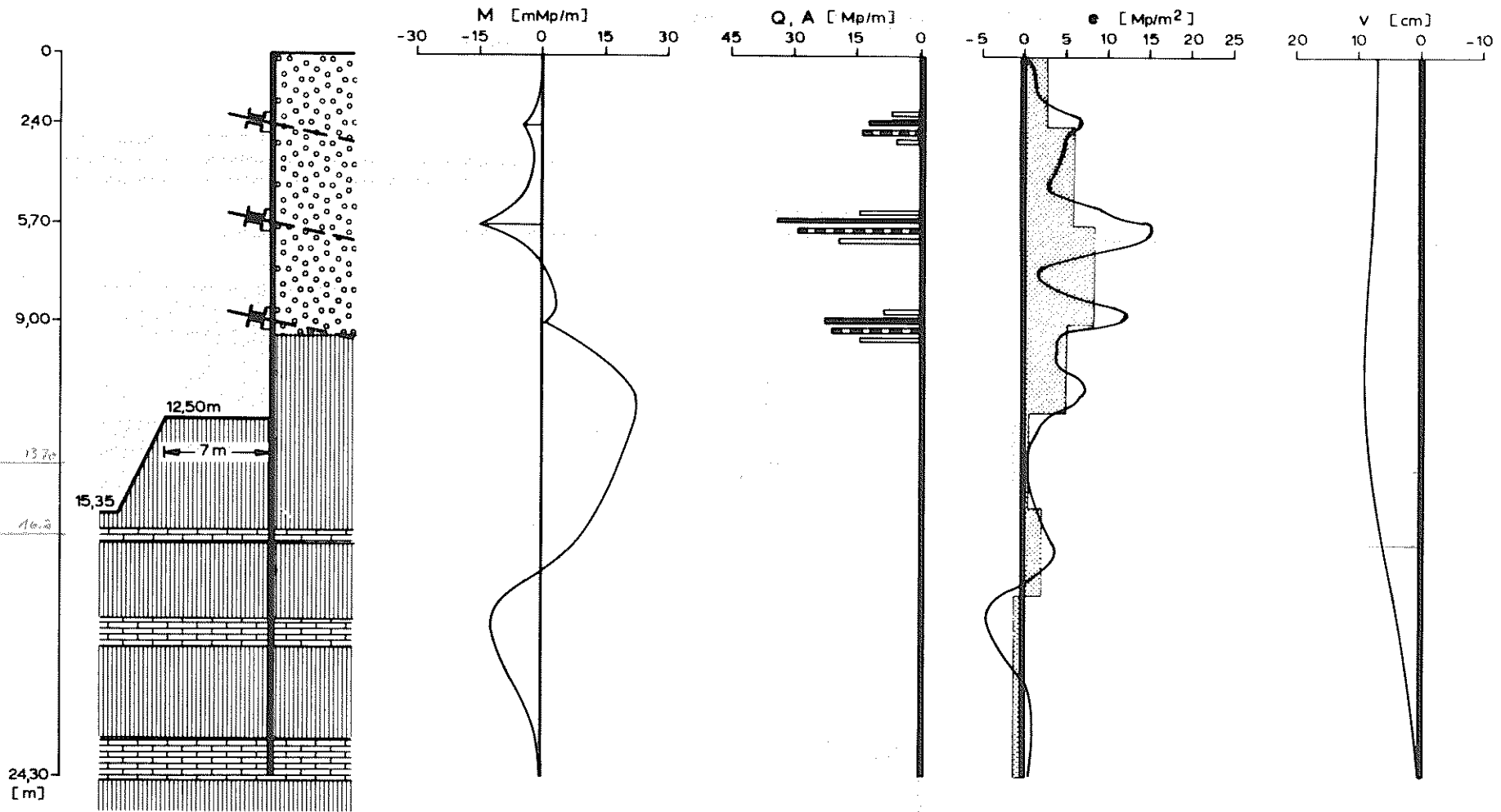
A 4/7:

MESSUNG NR. 7: Mittelwerte  
237 Tage nach Aushubbeginn



MESSUNG NR. 8: Mittelwerte  
281 Tage nach Aushubbeginn





Aushub

Biegemomente

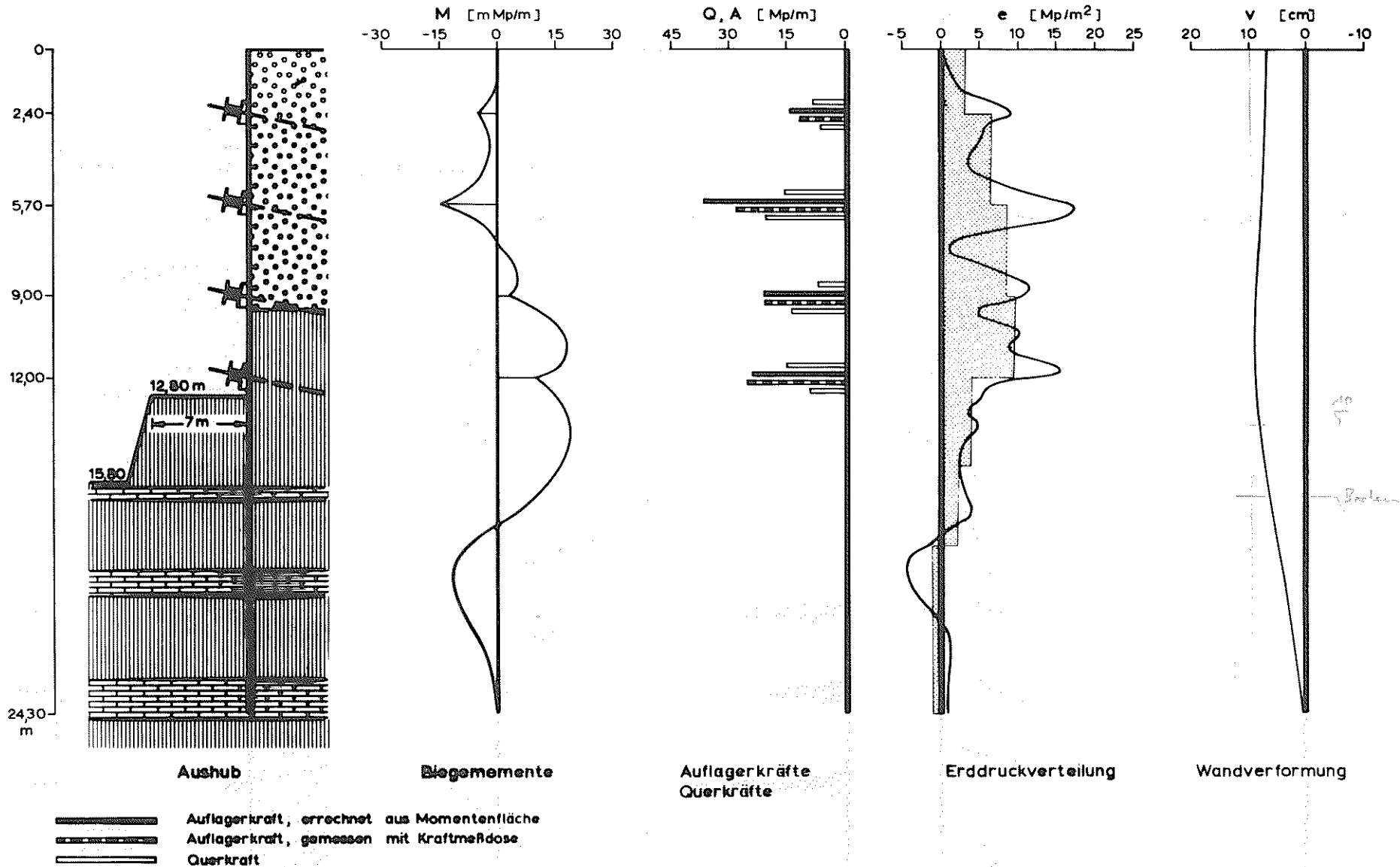
Auflagerkräfte  
Querkräfte

Erddruckverteilung

Wandverformung

- Auflagerkraft, errechnet aus Momentenfläche
- Auflagerkraft gemessen mit Kraftmeßdose
- Querkraft

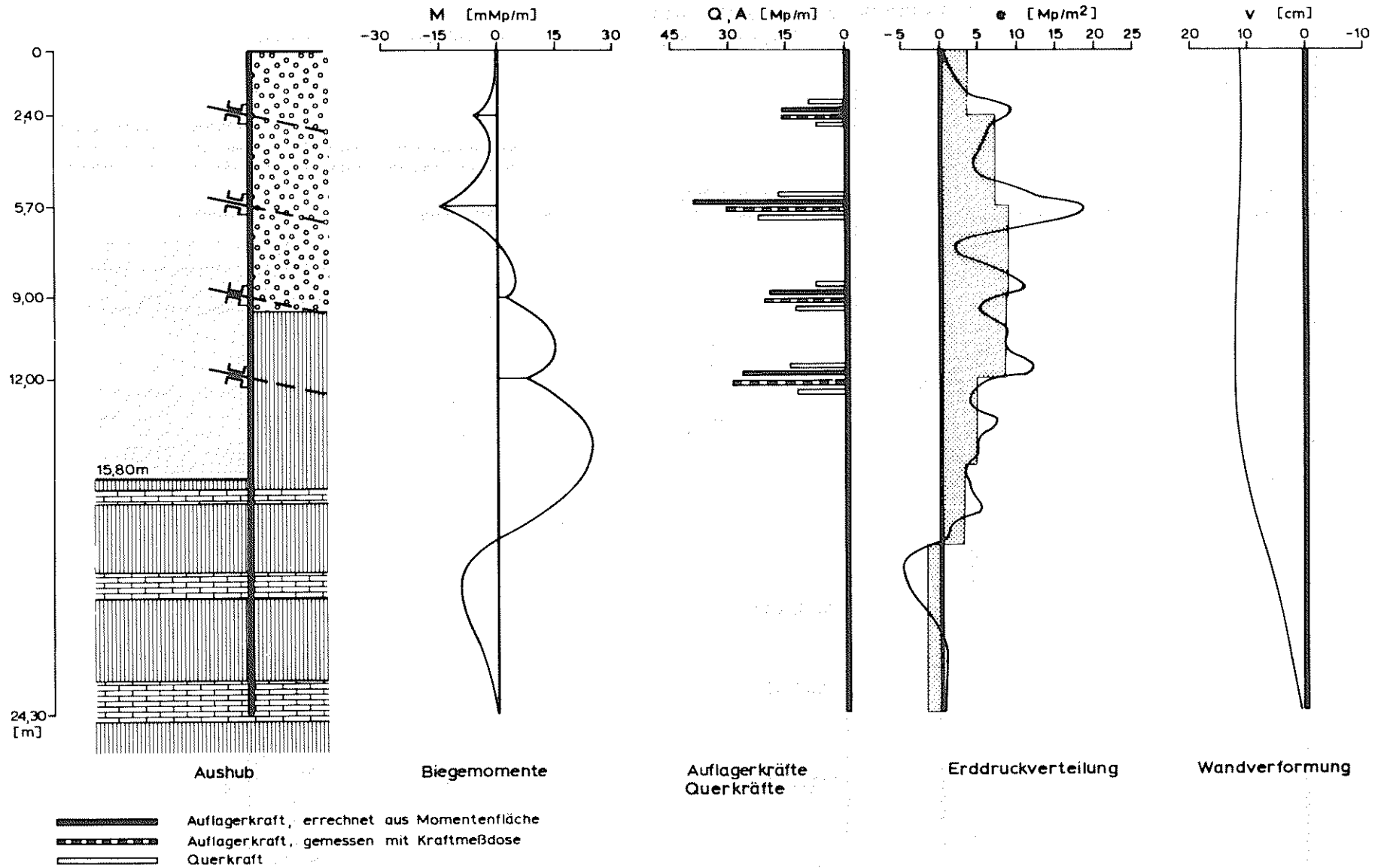
A4/9: MESSUNG NR. 9: Mittelwerte  
348 Tage nach Aushubbeginn



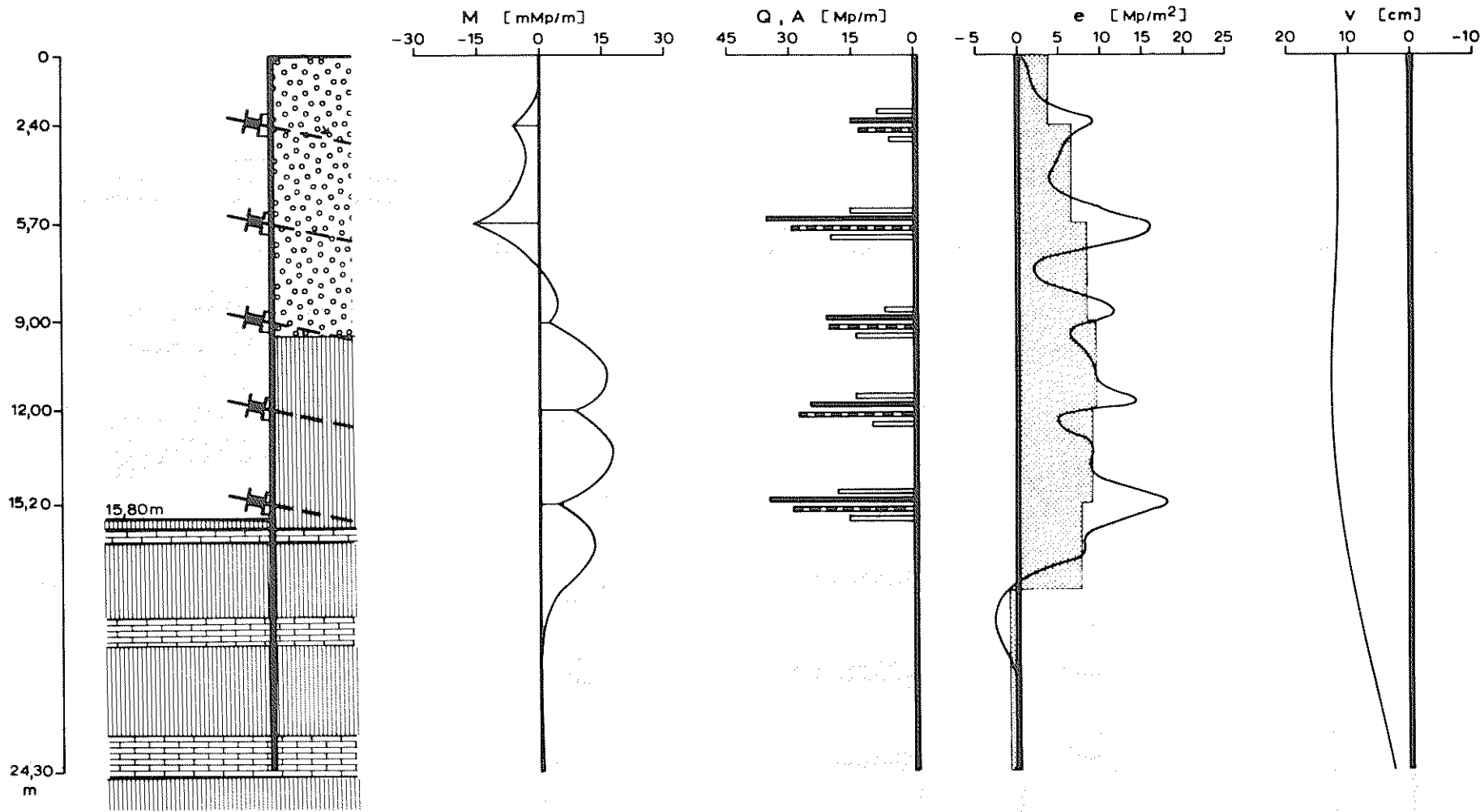
A 4/10:

MESSUNG NR. 10: Mittelwerte

349 Tage nach Aushubbeginn



A4/11: MESSUNG NR. 11: Mittelwerte  
399 Tage nach Aushubbeginn



Aushub

Biegemomente

Auflagerkräfte  
Querkräfte

Erddruckverteilung

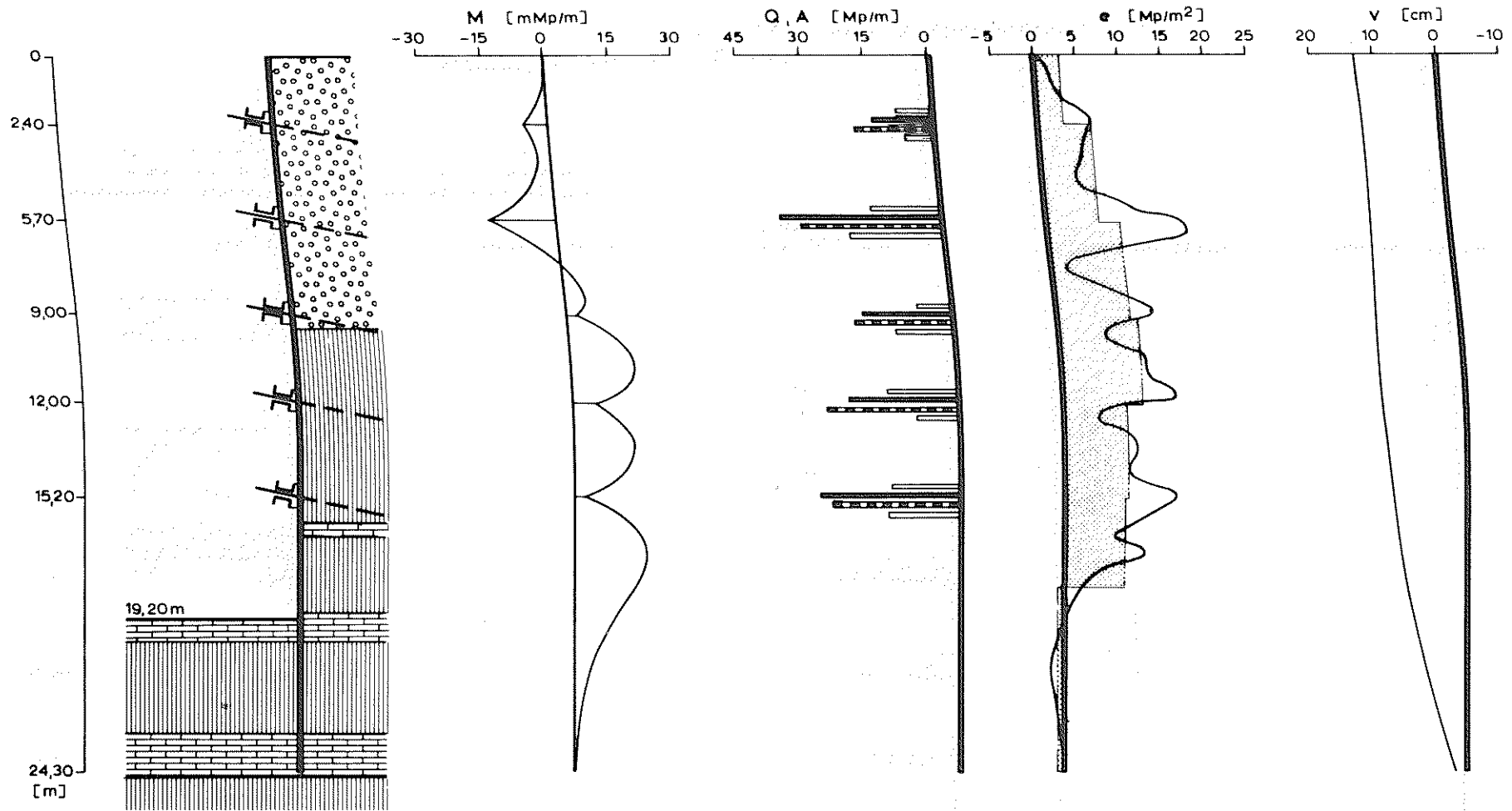
Wandverformung

- Auflagerkraft, errechnet aus Momentenfläche
- Auflagerkraft, gemessen mit Kraftmeßdose
- Querkraft

A4/12:

MESSUNG NR. 12: Mittelwerte

406 Tage nach Aushubbeginn



Aushub

Biegemomente

Auflagerkräfte  
Querkräfte

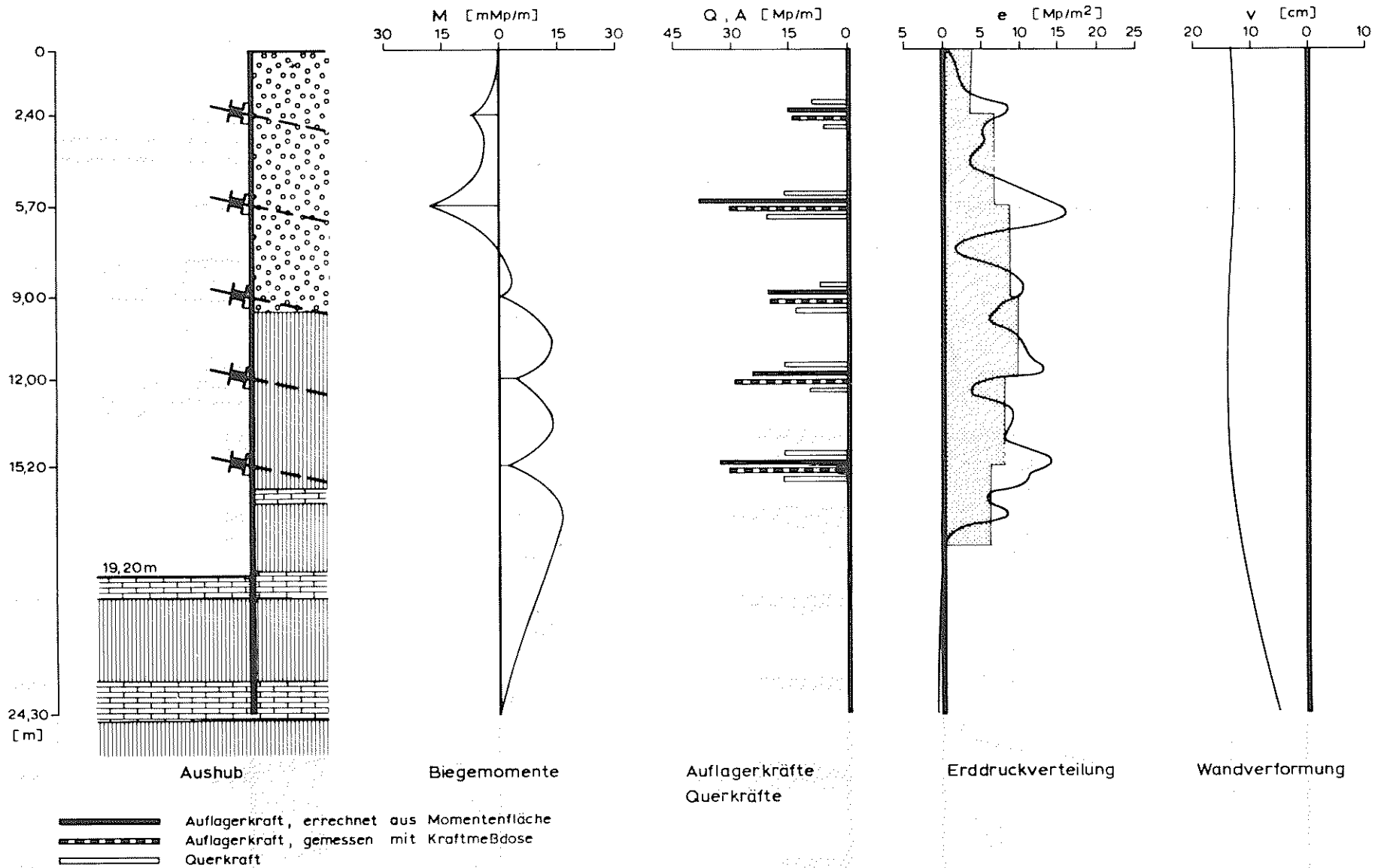
Erddruckverteilung

Wandverformung

- Auflagerkraft, errechnet aus Momentenfläche
- Auflagerkraft, gemessen mit Kraftmeßdose
- Querkraft

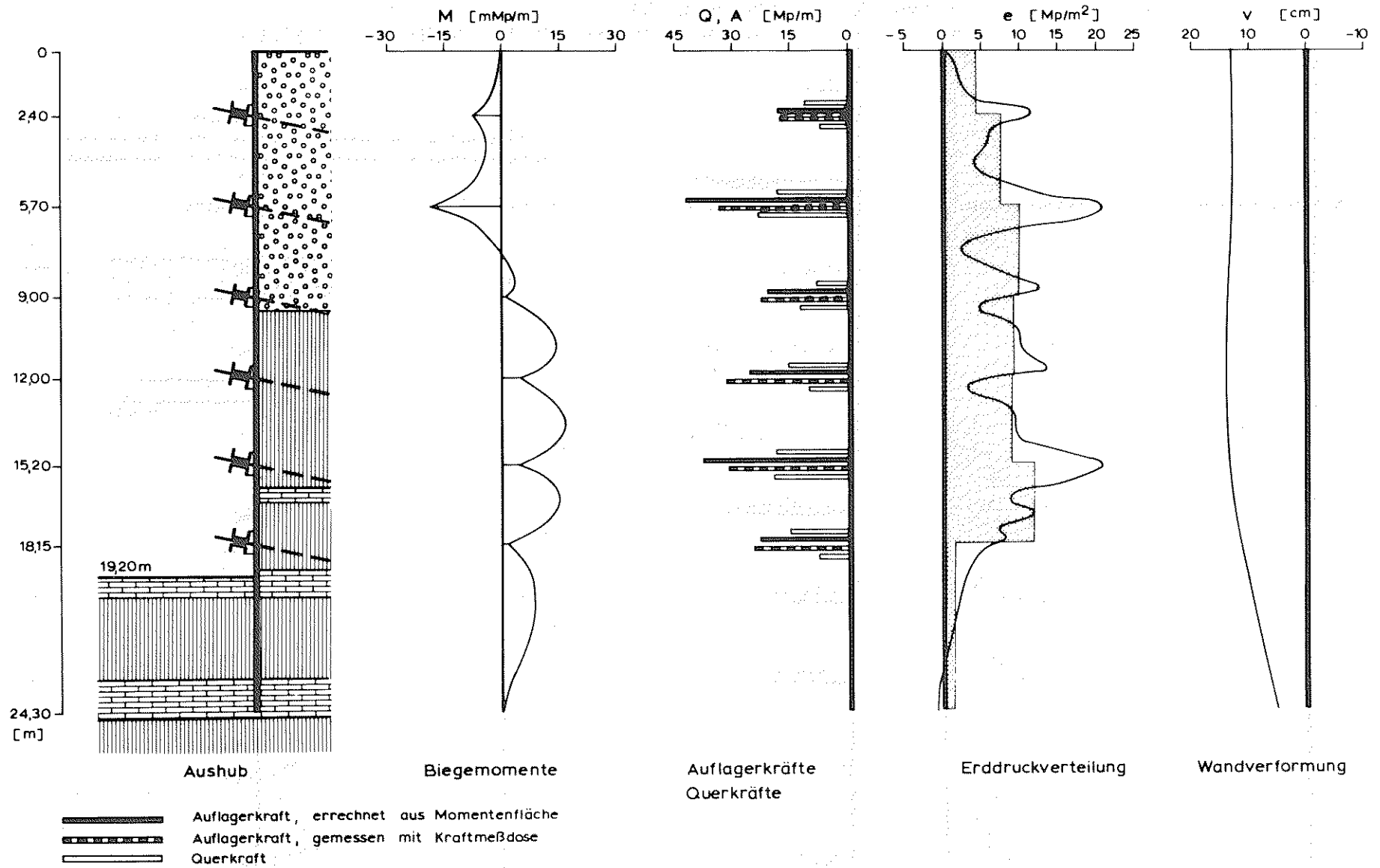
A4/13:

MESSUNG NR. 13: Mittelwerte  
433 Tage nach Aushubbeginn



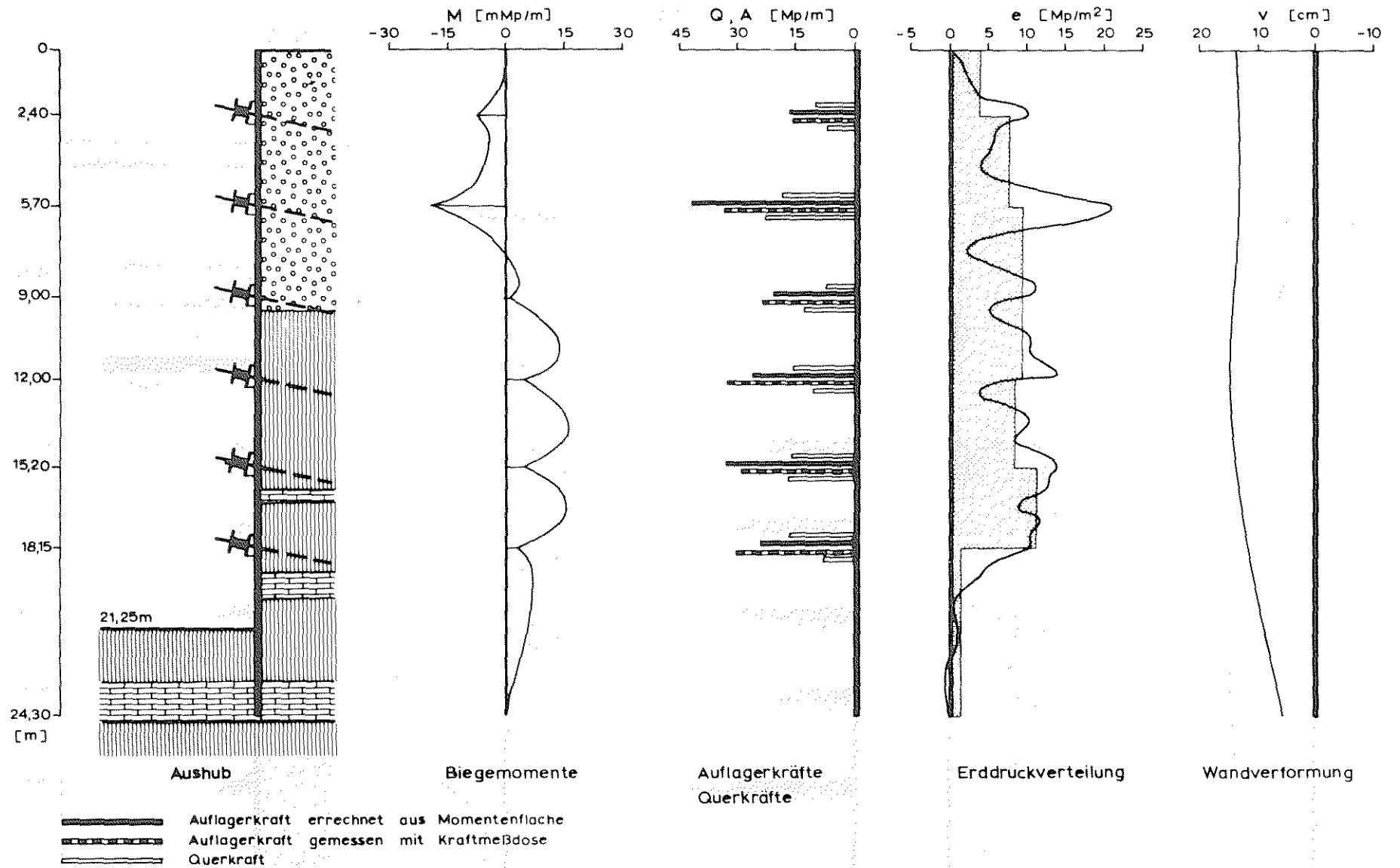
A4/14 :

MESSUNG NR. 14: Mittelwerte  
433 Tage nach Aushubbeginn



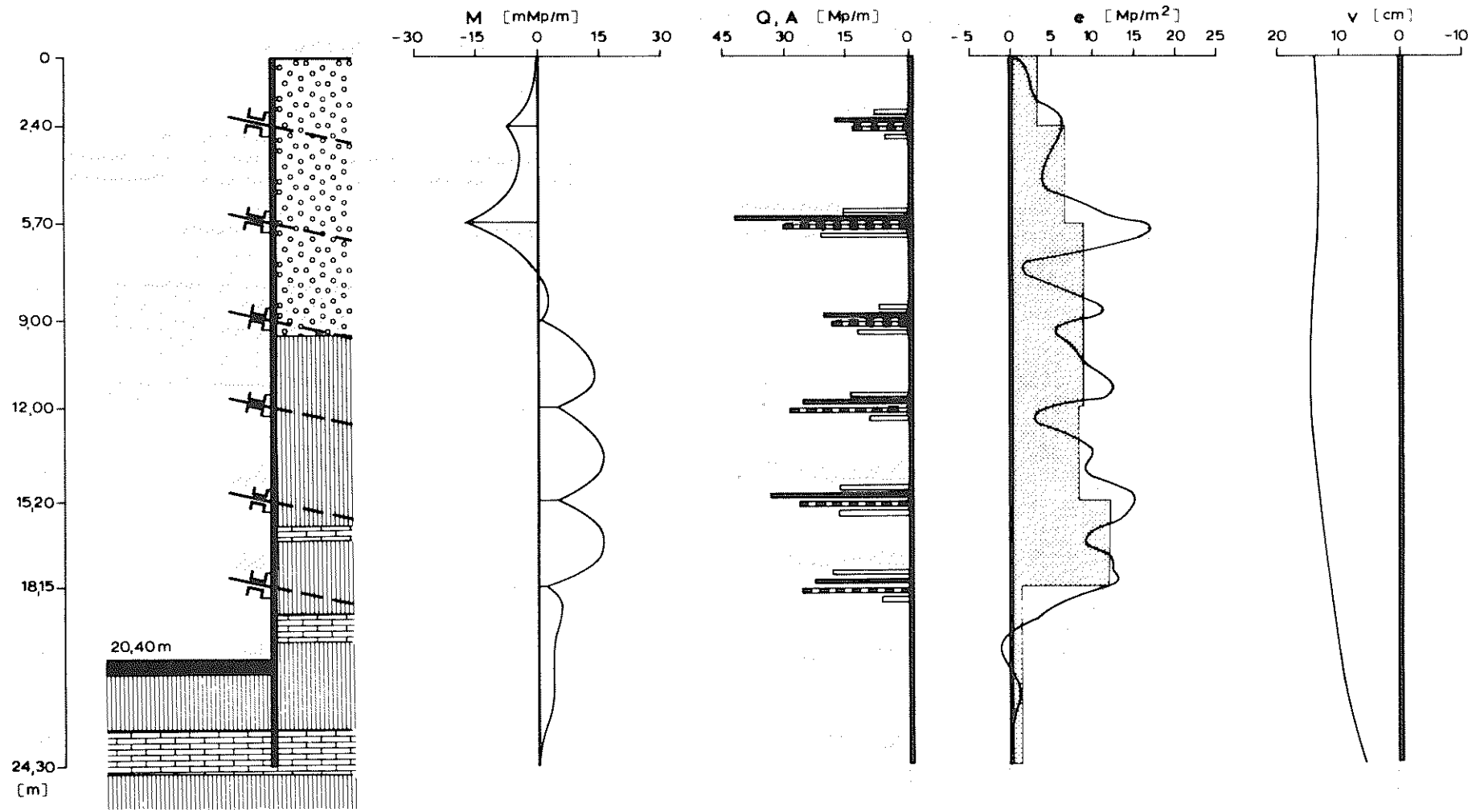
A4/15:

MESSUNG NR. 15: Mittelwerte  
444 Tage nach Aushubbeginn



A4/16: MESSUNG NR. 16: Mittelwerte  
471 Tage nach Aushubbeginn








Aushub

Biegemomente

Auflagerkräfte  
Querkräfte

Erddruckverteilung

Wandverformung

-  Auflagerkraft, errechnet aus Momentenfläche
-  Auflagerkraft, gemessen mit Kraftmeßdose
-  Querkraft

A4/17:

MESSUNG NR. 17: Mittelwerte  
490 Tage nach Aushubbeginn

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 Versuchsanordnung  
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
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972-1973
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand  
Dipl.-Ing. W. Romberg, Dezember 1973