

Zur Beanspruchung von  
Befestigungsmitteln bei dynamischen  
Lasten

**T 2169**

T 2169

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

**Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben**

**ZUR BEANSPRUCHUNG VON BEFESTIGUNGSMITTELN  
BEI DYNAMISCHEN LASTEN**

**Prof. Dr.-Ing. J. Eibl  
Dr.-Ing. E. Keintzel**

**Universität Karlsruhe  
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Abteilung Massivbau  
Leitung: Prof. Dr.-Ing. J. Eibl**

**1989**

Vorbemerkung:

Die Untersuchungen, über deren Ergebnisse im folgenden berichtet wird, wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens

"Zur Beanspruchung von Befestigungsmitteln  
bei dynamischen Lasten"

durchgeführt und unter AZ: IV 1-5-487/86 und IV 1-5-487/87 vom

Institut für Bautechnik, Berlin

gefördert, dem hierfür besonderer Dank ausgesprochen sei.

Ebenso wird der Firma Upat GmbH & Co/Emmendingen für die kostenlose Überlassung der für die Versuche benötigten Dübel gedankt.

Inhalt

1	Einleitung .....	1
2	Grundlagen .....	2
2.1	Befestigungsmittel im Stahlbetonbau .....	2
2.2	Dynamische Lasten .....	8
2.3	Beanspruchung von Befestigungsmitteln durch dynamische Lasten	13
2.3.1	Beanspruchung im elastischen Bereich .....	13
2.3.2	Nichtlineare Effekte .....	19
2.4	Befestigungsmittel in gerissenem Beton .....	23
2.4.1	Tragverhalten und Anwendungsbereich .....	23
2.4.2	Charakteristische Rißbreiten .....	28
3	Gegenwärtiger Stand der Praxis bei der Prüfung und Zulassung von Befestigungsmitteln zur Aufnahme dynamischer Lasten .....	32
3.1	Schockprüfung .....	32
3.2	Prüfung für Schwellbelastung .....	38
4	Tastversuche zum Verhalten von Befestigungsmitteln unter dynamischer Beanspruchung .....	41
4.1	Ziele der Tastversuche .....	41
4.2	Beschreibung der Tastversuche .....	41
4.2.1	Versuchsumfang .....	41
4.2.2	Versuchskörper .....	43
4.2.3	Versuchsaufbau und Meßeinrichtungen .....	45
4.2.4	Versuchsdurchführung .....	48
4.3	Versuchsergebnisse .....	55

## II

5	Folgerungen aus den Ergebnissen der Tastversuche .....	57
5.1	Numerische Auswertung der Versuchsergebnisse .....	57
5.1.1	Tragfähigkeit und Verschiebungen .....	57
5.1.2	Sekantensteifigkeiten .....	66
5.1.3	Mechanische Arbeit .....	74
5.2	Folgerungen für Befestigungsmittel unter Stoßbelastung .....	83
5.3	Folgerungen für Befestigungsmittel unter Schwellbelastung ....	87
6	Zusammenfassung und Ausblick .....	92
	Schrifttum .....	94
	Anlage, Kraft-Verschiebungs-Diagramme für durchgeführte Dübelversuche .....	100

## 1 Einleitung

In vielen Bereichen des Bauwesens ist es erforderlich, bei der Bemessung der Bauwerke wie z.B. Schutzvorrichtungen des Zivilschutzes, Verkehrsbauten, Off-Shore-Tragwerken oder Kernkraftwerken auch wesentliche dynamische Lasten zu berücksichtigen. Besonders schwierig erweist sich hierbei der Nachweis von Verankerungs- und Befestigungselementen für einzelne Bauteile bzw. Maschinenteile, da deren Tragverhalten im dynamischen Bereich noch weitgehend ungeklärt ist. So ist man bei der Bemessung von Befestigungsmitteln für hohe dynamische Beanspruchungen vielfach auf spezielle Untersuchungen für jeden Einzelfall angewiesen. Für eine schnelle und wirtschaftliche Bemessung jedoch wären allgemein gültige Bemessungsregeln erforderlich, die sich auf möglichst einfache Untersuchungen stützen. Dazu müßten Möglichkeiten erkundet werden, die speziellen Untersuchungen für dynamisch beanspruchte Befestigungsmittel weitestmöglich zu vereinfachen. Es müßten quantitative Zusammenhänge zwischen dem Verhalten von Befestigungsmitteln unter den tatsächlich vorkommenden, äußerst komplexen dynamischen Beanspruchungen und ihrem Verhalten unter einfachen, versuchsmäßig leicht zu realisierenden Beanspruchungen hergeleitet werden.

Im vorliegenden Forschungsvorhaben werden anhand von Tastversuchen Richtungen aufgezeigt, in denen es für Befestigungsmittel im Stahlbetonbau sinnvoll erscheint, solchen quantitativen Zusammenhängen in umfassenderen experimentellen Untersuchungen nachzugehen.

Dabei werden die Verhältnisse bei außergewöhnlichen Einwirkungen mit hoher Lastintensität - stoßartige Einwirkungen wie sie durch fallende, harte Körper, z.B. Trümmerlasten, oder durch Explosionsbeanspruchung entstehen sowie Erdbebeneinwirkungen den Untersuchungen zugrunde gelegt.

Im Kapitel 2 wird ein Überblick der Grundlagen des Forschungsvorhabens (Befestigungsmittel im Stahlbetonbau, dynamische Lasten, Beanspruchung von Befestigungsmitteln durch dynamische Lasten) geboten. Das Kapitel 3 zeigt den gegenwärtigen Stand der Praxis bei der Prüfung und Zulassung von Befestigungsmitteln zur Aufnahme hoher dynamischer Lasten. Im Kapitel 4 werden die im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens durchgeführten Tastversuche zum Verhalten von Befestigungsmitteln unter hoher dynamischer

Beanspruchung beschrieben und im Kapitel 5 Folgerungen aus den Versuchsergebnissen gezogen. Das Kapitel 6 endlich bietet neben einer Zusammenfassung einen Ausblick auf Fragestellungen, zu deren Beantwortung künftige Untersuchungen erforderlich sind.

## 2 Grundlagen

### 2.1 Befestigungsmittel im Stahlbetonbau

Im folgenden wird ein Überblick der im Stahlbetonbau verwendeten Befestigungsmittel angegeben, der sich im wesentlichen an die Darstellung in [1] bis [3] anschließt.

Verwendet werden Dübel, Setzbolzen und Einlegeteile. Dübel werden in nachträglich gebohrte Hohlräume fester Baustoffe eingesetzt und verankert. Setzbolzen sind Stahlstifte, die durch Kartuschenenergie in den Ankergrund eingetrieben werden. Einlegeteile werden in der Schalung montiert und einbetoniert.

Im vorliegenden Forschungsvorhaben soll auf Befestigungen mit Dübeln, die auch für den Einsatz in der gerissenen Zugzone von Stahlbetonbauteilen geeignet sind, eingegangen werden. Gemäß [3] lassen sich Dübel einteilen in

- Metallspreizdübel (kraftkontrolliert oder wegkontrolliert spreizend)
- Hinterschnittdübel
- Verbunddübel
- Kunststoffdübel
- Injektionsdübel

Nach den bisherigen Ergebnissen können hiervon nur Hinterschnittdübel und gut konstruierte kraftkontrolliert spreizende Metallspreizdübel als geeignet für den Einsatz in der Zugzone angesehen werden [3]. Im folgenden werden einige Angaben im Zusammenhang mit diesen Befestigungsmitteln zusammengestellt.



Nach einer Klassifizierung der Metallspreizdübel durch den SVA "Ankerschienen und Dübel" am 10.4.1973 sind folgende, in Bild 2.1a schematisch dargestellte Typen zu unterscheiden:

Dübeltyp A. Die Dübelhülse wird durch Spreizkörper (einen oder zwei Konen) gespreizt. Die Spreizung wird durch ein auf die Schraube aufgebrachtes Drehmoment erzeugt. Die Dübelverankerung wird durch dies Drehmoment kontrolliert. Die äußere Last greift am tieferen Konus an und erhöht bei Anwachsen die Spreizkraft (Nachspreizen).

Dübeltyp B. Die Dübelhülse wird gespreizt, indem ein Spreizkörper eingeschlagen wird. Die Dübelverankerung wird über die Länge des Weges kontrolliert, um den der Spreizkörper eingeschlagen wird. Die äußere Last greift an der Dübelhülse an. Bei diesem Dübeltyp ist kein Nachspreizen möglich.

Dübeltyp C. Die Dübelhülse wird über einen Spreizkörper geschlagen und hierdurch gespreizt. Dabei kann in gewissem Umfang eine "Hinterschneidung" auftreten. Die Dübelverankerung wird über die Länge des Weges kontrolliert, um den die Dübelhülse über den Spreizkörper geschlagen wird. Die äußere Last greift an der Dübelhülse oder gegebenenfalls über eine am Konus ansetzende Gewindestange an diesem an. In letzterem Fall nähert sich das Tragverhalten dem des Dübeltyps A und es ist ein Nachspreizen möglich.

Gemäß dem zuvor gesagten, sind für den Einsatz in der Zugzone nur die kraftkontrolliert gespreizten Dübel vom Typ A, nicht aber die wegkontrolliert gespreizten Dübel vom Typ B oder C geeignet.

Beim Hinterschnittdübel wird wie bei Einlegeteilen eine Verzahnung des Dübels mit dem Ankergrund angestrebt. Hierfür wird ein zylindrisches Bohrloch durch ein spezielles Bohrverfahren an einer vorgegebenen Stelle, im Spreizbereich des Dübels, um ein definiertes Maß aufgeweitet. Bezüglich der Form der Hinterschneidung wird zwischen zur Oberfläche bzw. zur Bohrlochtiefe hin gerichteten Erweiterungen unterschieden. Bei allen Hinterschnittdübeln werden beim Setzen keine oder nur geringe Spreizkräfte geweckt. Durch die Vorspannung und Belastung entstehen Ringzugkräfte und dadurch Spaltkräfte, die jedoch deutlich geringer sind als bei Metallspreizdübeln.

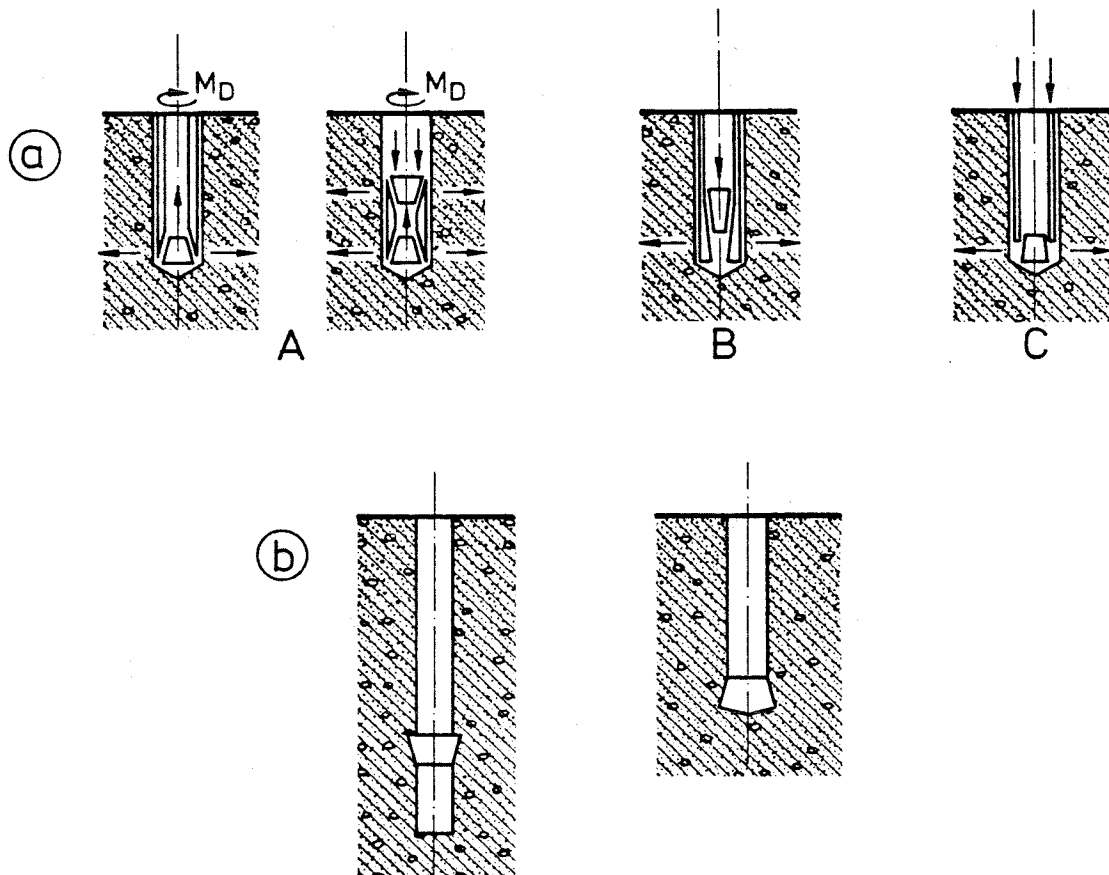


Bild 2.1: Dübeltypen. a) Metallspreizdübel,  
b) Bohrlochformen für Hinterschnittdübel, nach [3]

Hinterschnittdübel lassen sich als Spezialfall von Spreizdübeln auffassen, bei denen der Spreizvorgang über einen definierten Weg erfolgt, und zwar den, der durch das hinterschnittene Bohrloch vorgegeben ist bzw. der sich aus der Konstruktion des Dübels ergibt. Um jedoch ein Anliegen der Dübelteile an der Bohrlochwandung sicherzustellen, muß zusätzlich eine definierte Kraft aufgebracht werden. Es handelt sich daher um wegsteuert verspreizende und kraftkontrolliert zu verankernde Dübel [4].

Dübel werden sowohl als Einzeldübel als auch in Dübelgruppen vorgesehen. Sie werden durch Axialzug, Querkzug, Schrägzug oder Querkzug mit Biegung beansprucht (Bild 2.2a). Mit Hilfe des z.B. in [3] beschriebenen  $\kappa$ -Verfahrens kann die Bemessung von Dübeln, die zu einer Dübelgruppe gehören, auf diejenige von Einzeldübeln zurückgeführt werden. Die in den Zulassungen angegebene zulässige Last gilt für alle Beanspruchungsrichtungen. Das ergibt in einem Interaktionsdiagramm für zulässige Dübelbelastungen, wie es in Bild 2.2b für Dübel M 12 (Verankerungstiefe  $h_v = 80$  mm) in gerissenem Beton dargestellt ist, einen Kreisabschnitt. Maßgebend für die Festlegung der zulässigen Last ist dabei die zentrische Zugbeanspruchung (zul  $F_z$ ), die höhere Tragfähigkeit bei Querkzugbeanspruchung (zul  $F_Q$ ) wird vernachlässigt [5], [6]. Dementsprechend werden sich die folgenden Überlegungen auf Dübel unter zentrischer Zugbeanspruchung (Axialzug) beschränken.

Mögliche Versagensarten von Dübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung sind nach [2], [3]:

- a) Herausziehen
- b) Betonausbruch. Das Befestigungselement erzeugt einen kegelförmigen Ausbruch im Beton (Bild 2.3)
- c) Spalten des Betons
- d) Stahlbruch.

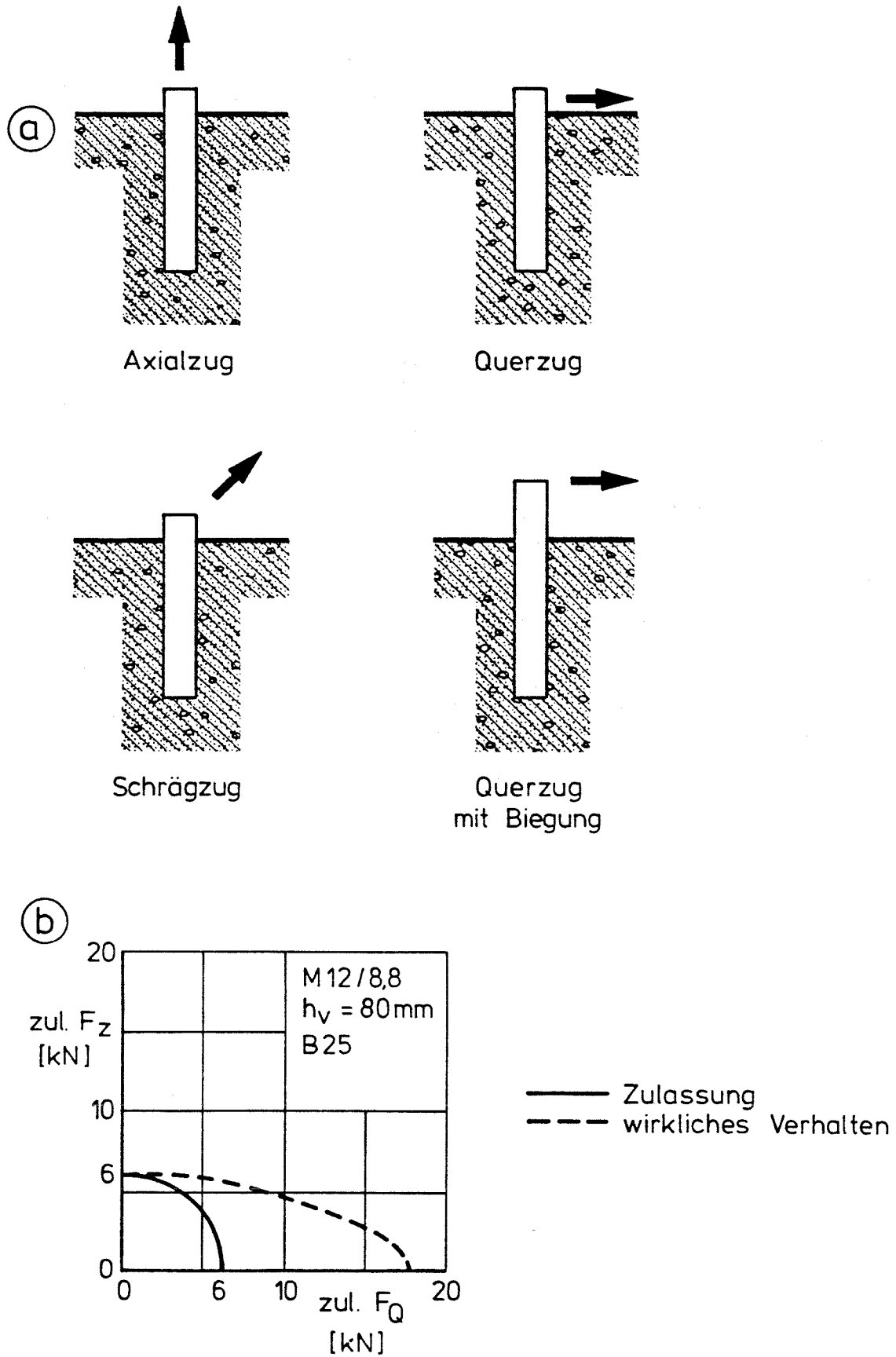


Bild 2.2: Beanspruchung von Dübeln. a) Beanspruchungsrichtungen, b) Interaktionsdiagramm für Dübel M 12 in gerissenem Beton unter Axial- und Querzug, nach [5]

Die Versagensart a) deutet bei Spreizdübeln darauf hin, daß die Spreizkraft des Dübels zu gering ist, um die volle Tragfähigkeit des Betons auszunutzen. Bei Hinterschnittdübeln kann sie vorkommen, wenn die mechanische Verzahnung zu gering ist. Im Fall b) wird die Zugfestigkeit des Betons ausgenutzt. Die Bruchlast ist höher als bei den Versagensarten a) und c). Der Fall c) tritt in der Regel nur bei Spreizdübeln auf, bei zu geringen Bauteilabmessungen, zu geringem Randabstand des Dübels oder zu starker Spreizung. Der Fall d) stellt die obere Grenze der erreichbaren Dübeltragfähigkeit dar.

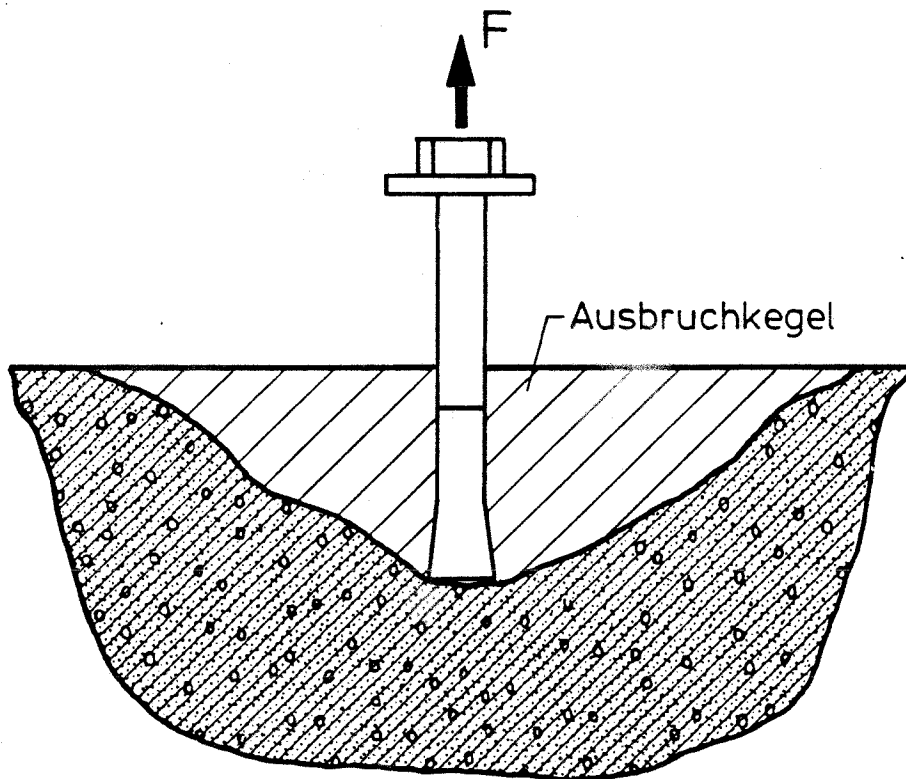


Bild 2.3: Versagen eines Dübels durch kegelförmigen Betonausbruch

## 2.2 Dynamische Lasten

Gemäß EUROCODE 1 "Einheitliche Regeln für verschiedene Bauart und Baustoffe" ist hinsichtlich der Lasten, die ein Bauwerk oder Bauteil aufnehmen hat, zwischen ständigen, veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen zu unterscheiden. Innerhalb dieser Einteilung können dynamische Lasten zu der Gruppe der veränderlichen oder der außergewöhnlichen Einwirkungen zählen.

Veränderliche dynamische Einwirkungen sind z.B. Maschinenlasten, Glockenlasten, Windlasten, Wellenlasten, Verkehrslasten, Erschütterungseinwirkungen. Veränderliche dynamische Einwirkungen werden für die Bemessung von Bauteilen im allgemeinen als "Gebrauchslast bei nicht ruhender Belastung" eingestuft. Für solche Lastfälle wird die Beanspruchung der Baustoffe auf weit unterhalb ihrer Festigkeit liegende Werte begrenzt, jedoch ist die durch die hohe Lastspielzahl bedingte Möglichkeit des Auftretens von Ermüdungserscheinungen zu beachten. Bei Dübeln können diese sowohl zum Ermüdungsbruch des Ankergrundes (Betonbruch) als auch das Befestigungselementes (Stahlbruch) führen. Da hierbei verschiedene, schwer zu erfassende Einflüsse - wie Änderungen der durch das aufgebrachte Drehmoment erzeugten Vorspannung - von Bedeutung sind, sind Dübelverbindungen unter nicht vorwiegend ruhender Belastung bisher bauaufsichtlich nicht zugelassen. Es sind aber Entwicklungen erkennbar, durch geeignete konstruktive Maßnahmen eine dauernd wirkende Vorspannung zu gewährleisten, um den Anwendungsbereich "nicht vorwiegend ruhende Lasten" auch für Dübel zu erschließen [3].

Zu den außergewöhnlichen dynamischen Einwirkungen - diese werden auch als Katastrophenlasten bezeichnet - zählen z.B. Erdbeben, Wirbelstürme, Flugzeugabstürze, Explosionen, Trümmerlasten, Fahrzeuganprall. Werden Bauteile oder Bauwerke für derartige Lastfälle bemessen, so können dabei wegen deren geringer Auftretenswahrscheinlichkeit geringere Sicherheiten als bei den ständigen und veränderlichen Einwirkungen zugelassen werden. Die bei hohen Dehngeschwindigkeiten beobachtete Steigerung der Baustofffestigkeit kann gegebenenfalls zusätzlich ausgenutzt werden. Da im vorliegenden Forschungsvorhaben das Verhalten von Befestigungsmitteln unter hohen dynamischen Beanspruchungen, wie sie für außergewöhnliche Einwirkungen charakteristisch sind, untersucht werden soll, werden im folgenden einige solche

Einwirkungen in ihrem zeitlichen Verlauf beschrieben. Das Bild 2.4 zeigt die betreffenden Zeitverläufe in Anlehnung an [7]. Es sei noch erwähnt, daß man eine einmalige Stoßanregung, wie sie den in Bild 2.4a, b, c dargestellten Lastfällen entspricht, vielfach als Schock bezeichnet [20].

Bei der Detonation hochbrisanter Sprengstoffe ergibt sich ein Druck-Zeitverlauf nach Bild 2.4a, wobei mit  $p_s$  der maximale Verdichtungsdruck in Richtung der Wellenausbreitung bezeichnet wird.

Der Druckanstieg erfolgt in Mikrosekunden, ihm folgt ein verhältnismäßig langsamer Abfall und eine - praktisch vernachlässigbare - negative Druckphase. Die Gesamtdauer der positiven Druckphase läßt sich zu  $t_s = 10 W^{1/3}$  [ms] abschätzen, wobei W die äquivalente Menge TNT [t] bedeutet.

Wesentlich langsamer erfolgt der Anstieg der Stoßkraft P beim Flugzeugabsturz nach Bild 2.4b, das den in Deutschland für kerntechnische Anlagen gültigen Stoßkraft-Zeitverlauf beim Absturz einer Phantom RF-4E mit einer Gesamtmasse von 20 t, einer Auftreffgeschwindigkeit von 215 m/s und einem Auftreffwinkel von 90° darstellt.

Im gleichen Zeitmaßstab wie Bild 2.4b zeigt das Bild 2.4c den Verdichtungsdruckverlauf bei der Deflagration einer Gaswolke, für den in Deutschland kerntechnische Anlagen auszulegen sind.

Das Bild 2.4 d endlich zeigt einen typischen Beschleunigungszeitverlauf bei Erdbeben (Tolmezzo, 6. Mai 1976, Nord-Süd-Richtung).

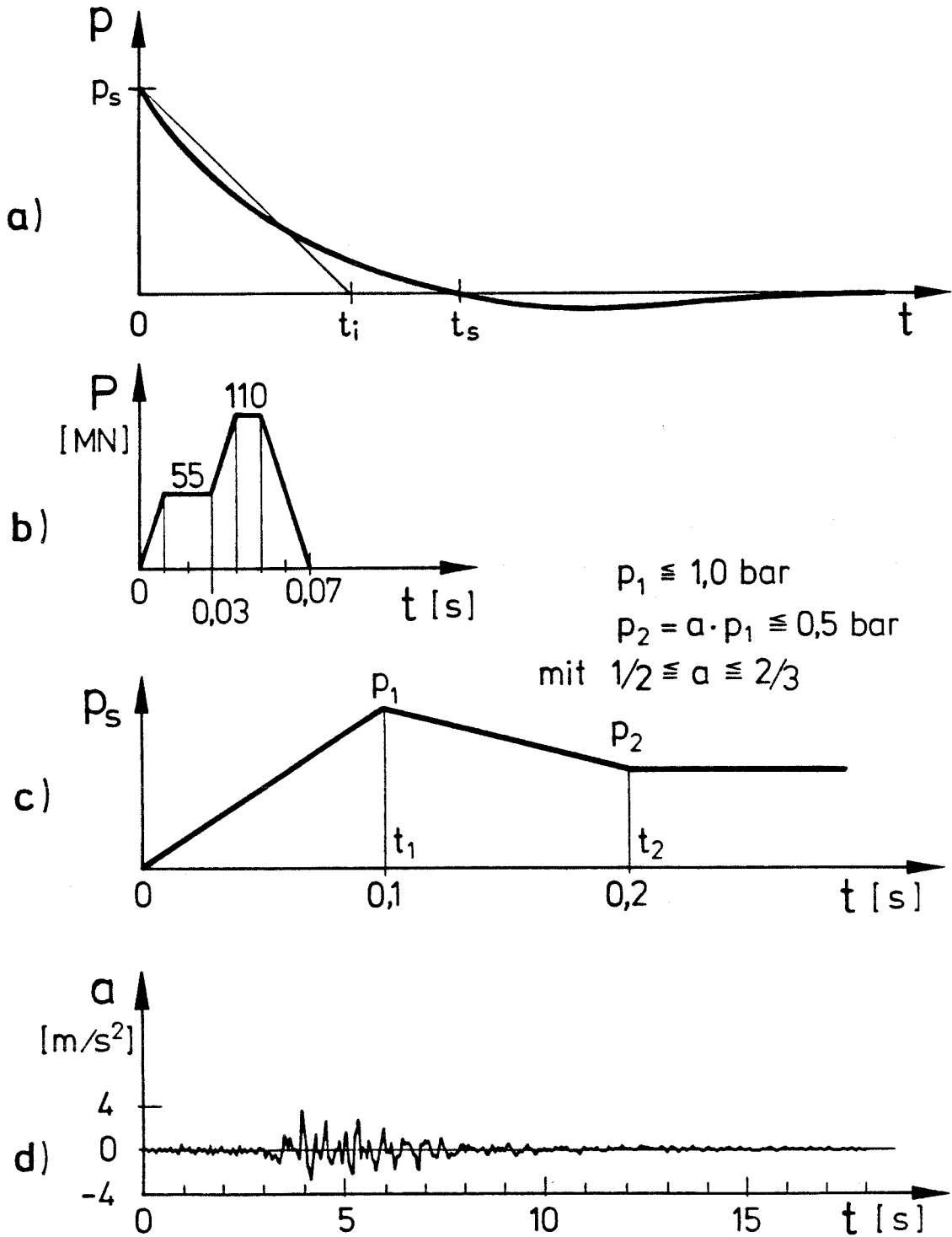


Bild 2.4: Zeitverläufe von außergewöhnlichen Einwirkungen. a) Detonation, b) Flugzeugabsturz, c) Deflagration, d) Erdbeben



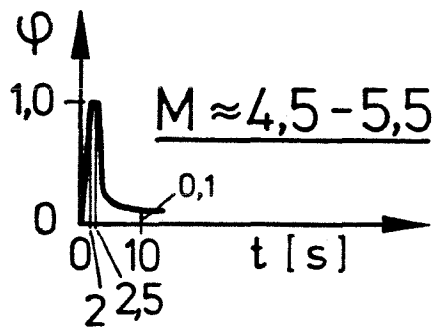
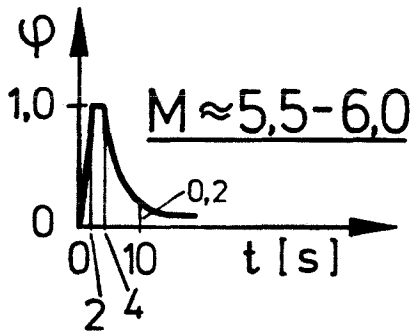
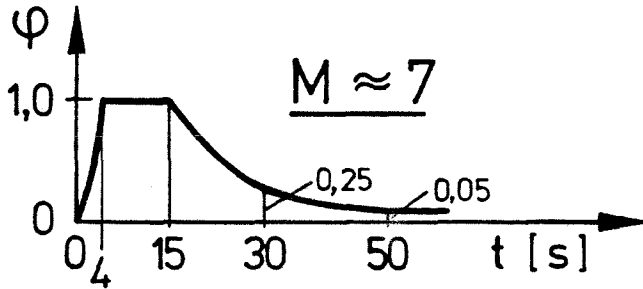
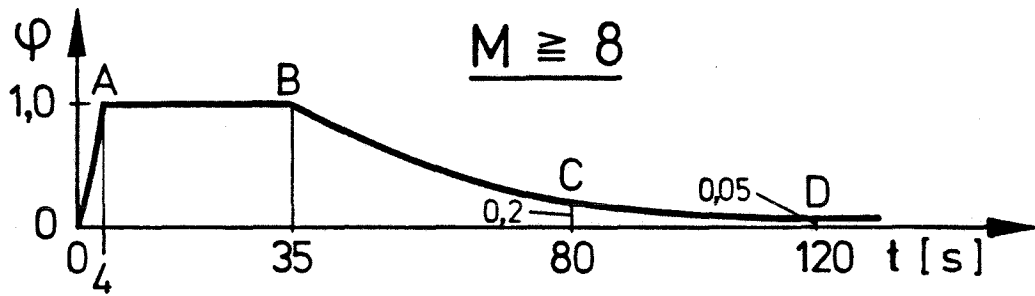
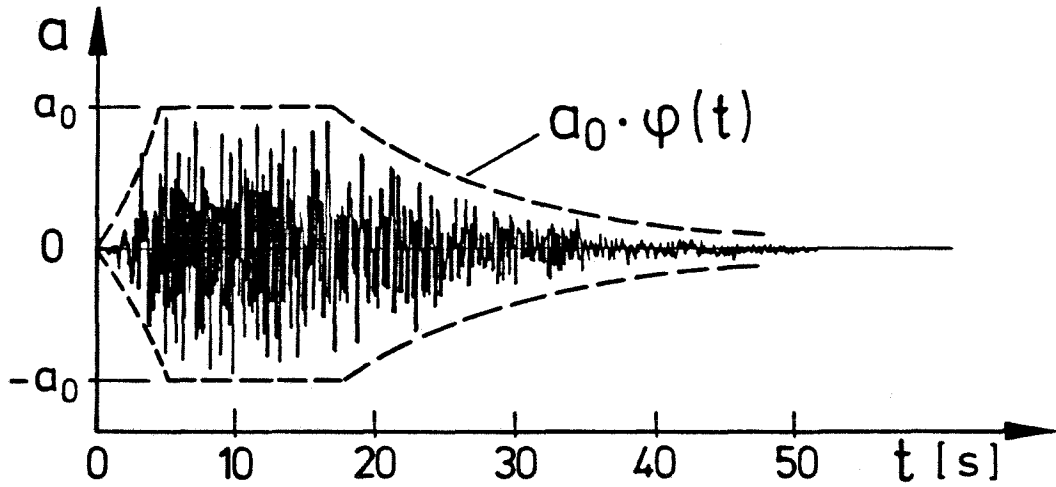


Bild 2.5: Einfluß der Erdbeben-Magnitude auf die Dauer der Starkbebenphase, nach [8]

Bedeutsam für die Beanspruchung aus Erdbeben ist neben der Größe und der Frequenzverteilung der seismischen Beschleunigung die Dauer der Starkbebenphase. Im Bild 2.5 sind Beispiele von Einhüllenden der Beschleunigungszeitverläufe angegeben, die den Einfluß der Magnitude  $M$  auf die Dauer der Starkbebenphase verdeutlichen. Dabei kann als Beispiel für ein Erdbeben  $M \geq 8$  das Alaska-Beben 1964, für  $M \approx 7$  El Centro 1940 oder Taft 1952, für  $M \approx 5,5-6$  San Fernando 1971 und für  $M \approx 4,5-5,5$  Parkfield 1966 angegeben werden [8]. Weiterhin wächst die Dauer der Starkbebenphase mit der Hypozentraldistanz und ist für weiche Böden größer als für harte Böden [9], [10].

In einer Studie über realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke in deutschen Erdbebengebieten [11], [12] werden für Beben, die ihrer Magnitude nach deutschen Verhältnissen entsprechen, Werte für die Starkbeben-dauer bestimmt und, nach Intensitätsstufen und Untergrundverhältnissen geordnet, statistisch ausgewertet. Dabei werden die Untergrundklasse wie folgt definiert:

- Klasse A: Holozän, Lockersedimente und Böden niedriger Impedanz, mindestens 5 m mächtig;
- Klasse M: mittelsteife, halbverfestigte Sedimente, weder (A) noch (R);
- Klasse R: Fels, gut verfestigtes, wenig poröses Gestein.

Statistische Kennwerte (Mittelwert  $\pm$  Standardabweichung) werden in Tabelle 2.1 angegeben. In der letzten Spalte der Tabelle findet sich eine Auswertung nur in Bezug auf die Untergrundverhältnisse, ohne Berücksichtigung der Intensität, für Aufzeichnungen von Erdbeben mit Herdentfernungen bis maximal  $R = 60$  km.

Tabelle 2.1: Statistische Kennwerte (Mittelwert  $\pm$  Standardabweichung) der Starkbebendauer [s] in Abhängigkeit von Intensität und Untergrundverhältnissen, nach [11], [12].

Untergrund- klasse	Intensität MSK			R $\leq$ 60 km
	I = 6-7	I = 7-8	I = 8-9	
A	4,5 $\pm$ 3,7	5,9 $\pm$ 1,3	3,5 $\pm$ 1,3	5,0 $\pm$ 3,3
M	2,6 $\pm$ 1,0	2,7 $\pm$ 1,4	2,5 $\pm$ 1,3	2,7 $\pm$ 2,1
R	1,1 $\pm$ 0,8	1,8 $\pm$ 1,3	3,1 $\pm$ 1,8	1,7 $\pm$ 1,4

Man erkennt, daß die Starkbebendauer der in Deutschland zu erwartenden seismischen Ereignisse immer unterhalb von 10 s liegt.

### 2.3 Beanspruchung von Befestigungsmitteln durch dynamische Lasten

#### 2.3.1 Beanspruchung im elastischen Bereich

Wird an einem Bauwerk – der Primärstruktur – eine Sekundärstruktur – z.B. eine Maschine – befestigt, und wirkt auf die Primärstruktur eine dynamische Last, so läßt sich die dadurch hervorgerufene dynamische Beanspruchung der Befestigung im allgemeinen über Etagenantwortspektren ermitteln, d.h. über Antwortspektren eines am Befestigungspunkt mit dem Bauwerk verbundenen Einmassenschwingers. Dazu werden zunächst die Schwingungen des Befestigungspunktes unter der dynamischen Last berechnet und für diese Schwingungen Antwortspektren bestimmt. Wird die dynamische Last in Form eines Antwortspektrums vorgegeben, wird vielfach daraus zunächst ein spektrumskompatibler, künstlicher Erregungszeitverlauf ermittelt und für diesen die Schwingung des Befestigungspunktes berechnet; es gibt jedoch auch Verfahren, wie z.B. in [13], mit denen Etagenantwortspektren direkt aus dem Spektrum der dynamischen Last berechnet werden können.

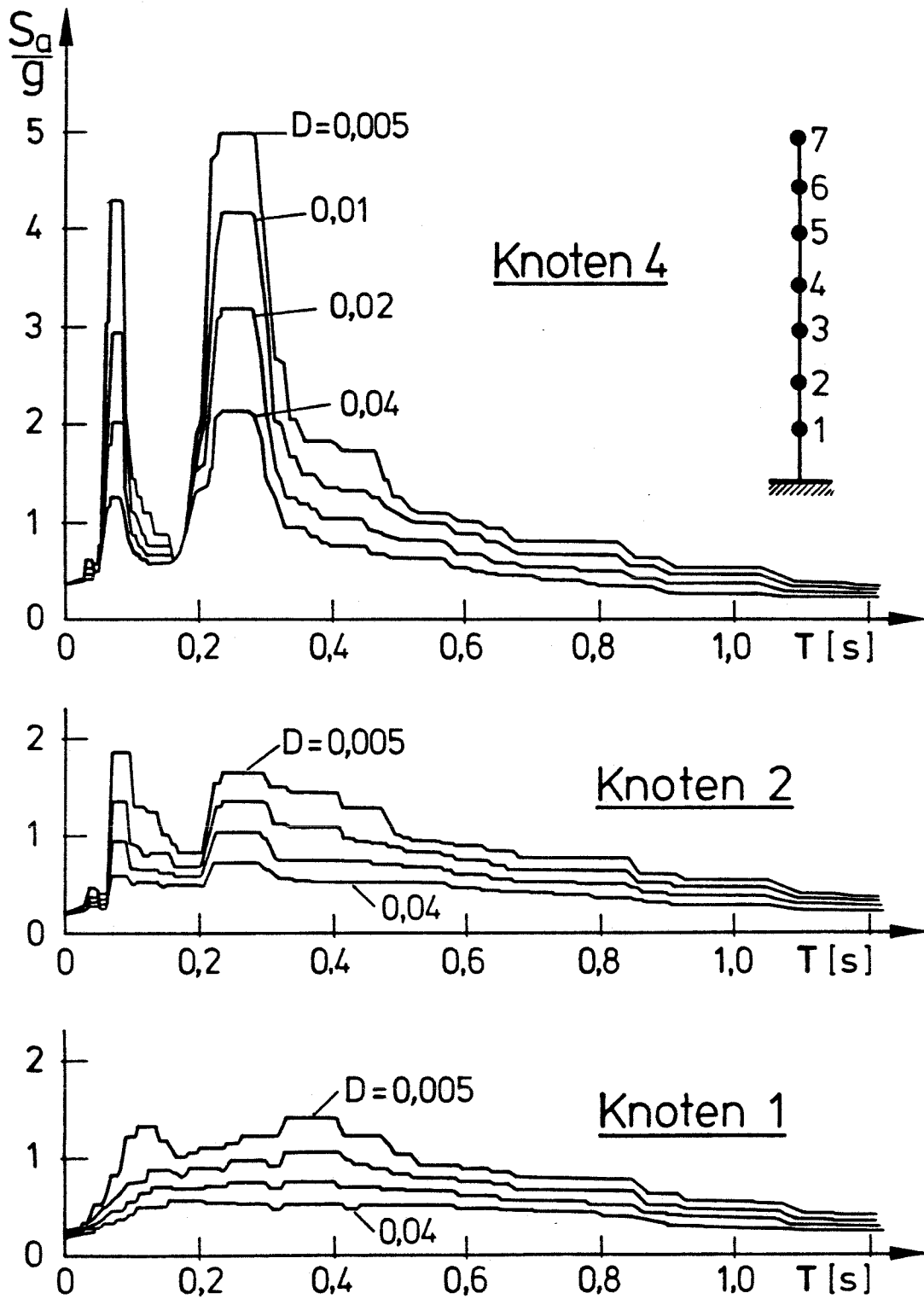


Bild 2.6: Etagenantwortspektren aus Erdbebenlasten in den Knotenpunkten 1, 2, 4 des Stabmodells für ein Reaktorgebäude, nach [14]

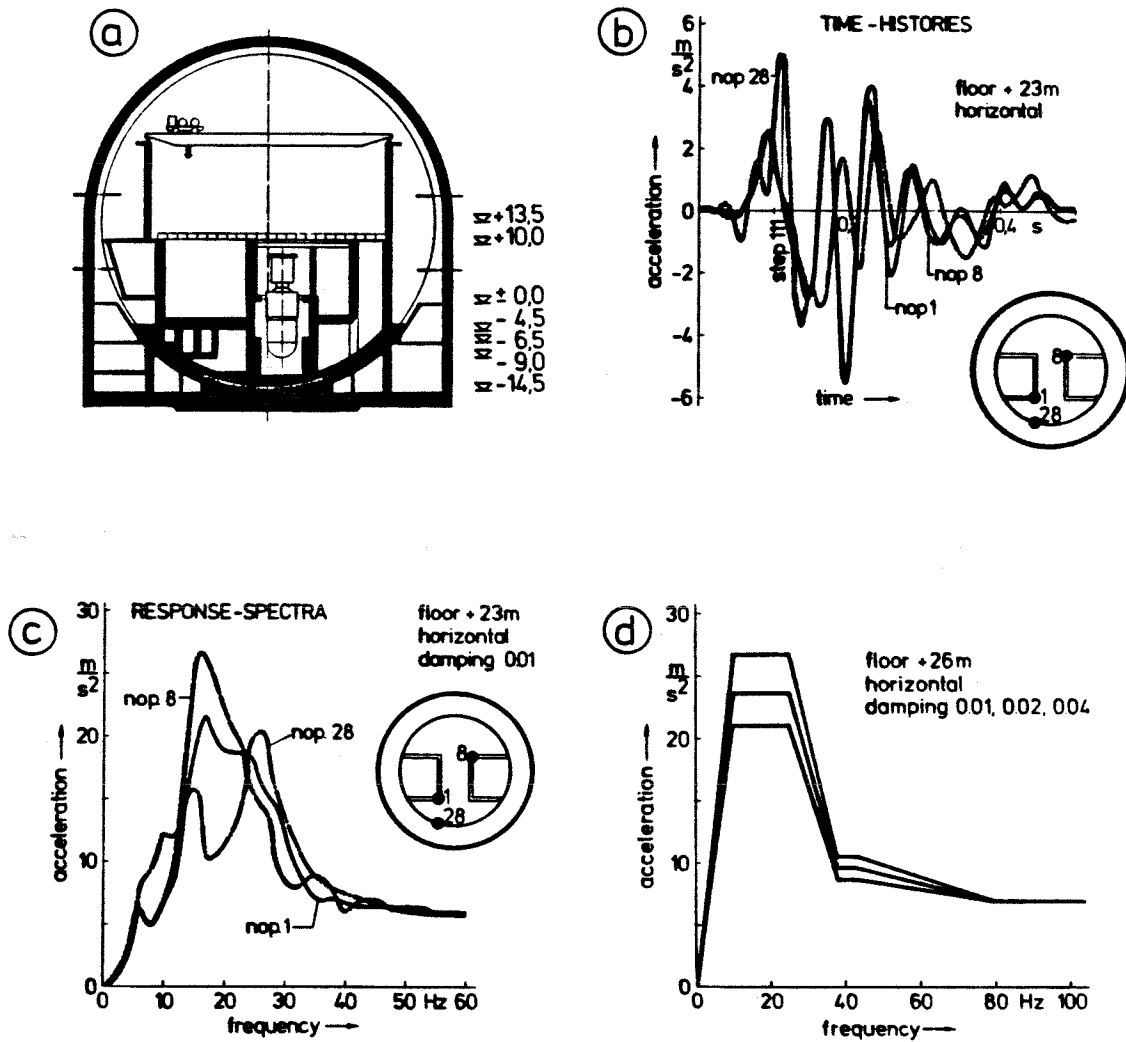


Bild 2.7: Etagenantwortspektren aus Stoßlast infolge Flugzeugabsturz für ein Reaktorgebäude, a) Vertikalschnitt durch das Reaktorgebäude, b) Beschleunigungszeitverläufe für drei Knotenpunkte, c) Etagenantwortspektren für drei Knotenpunkte, d) Vereinfachte Etagenantwortspektren, nach [15]

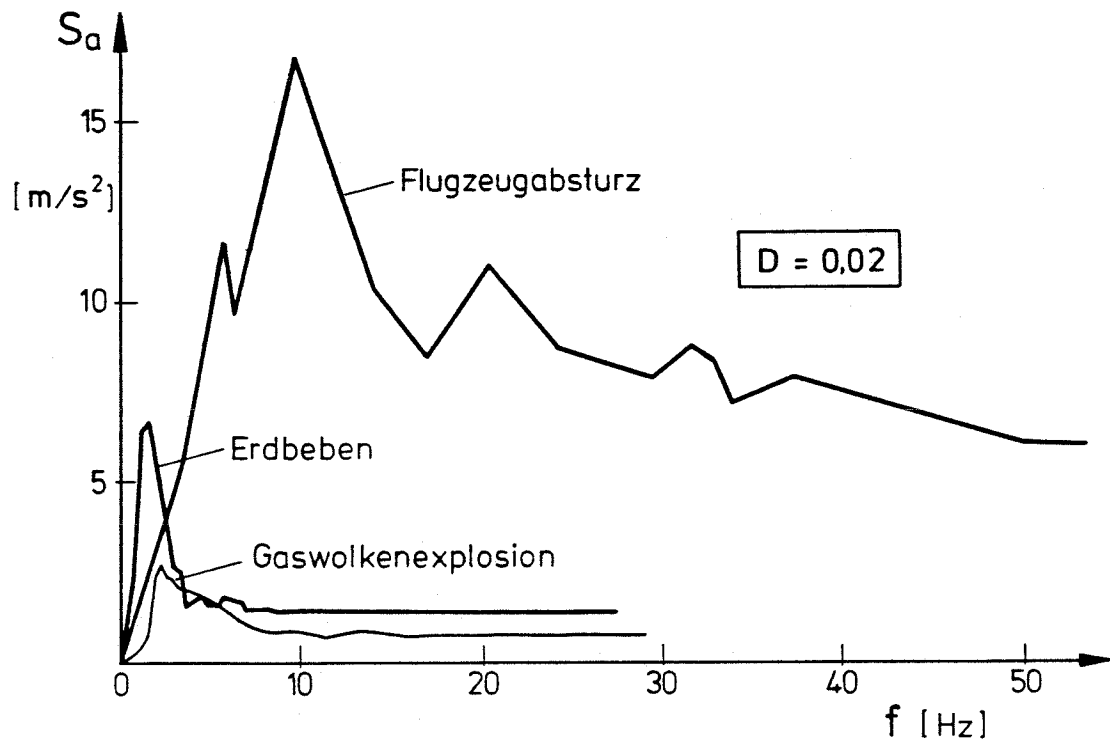


Bild 2.8: Beispiele von Etagenantwortspektren für Reaktorgebäude aus den Lastfällen Erdbeben, Flugzeugabsturz und Gaswolkenexplosion, nach [16], [17]

Die Bilder 2.6 bis 2.8 zeigen Beispiele für Etagenantwortspektren. In Bild 2.6 sind Etagenantwortspektren aus Erdbebenbeanspruchung für die Knotenpunkte eines Stabmodells dargestellt, auf das ein Reaktorgebäude zurückgeführt worden ist [14]. Die Ordinate bei  $T = 0$  gibt die Maximalbeschleunigung des betreffenden Knotenpunktes an. Bedingt durch das Übertragungsverhalten bzw. die Filterwirkung des Primärsystems entsprechen im Etagenantwortspektrum denjenigen Frequenzen, die mit den Eigenfrequenzen des Primärsystems zusammenfallen, hohe, dominierende Spektralwerte. So transformiert das Primärsystem eine breitbandige Erdbebenanregung in eine schmalbandige Anregung für das Sekundärsystem. Das Bild 2.7 zeigt Etagenantwortspektren aus Stoßlast infolge Flugzeugabsturz. Aus den Beschleunigungszeitverläufen dreier Knotenpunkte werden zunächst Etagenantwortspektren für die betreffenden Knotenpunkte ermittelt. Aus diesen lassen sich vereinfachte Etagenantwortspektren für die Bemessung entwickeln [15]. Im Bild 2.8 sind vergleichsweise Beispiele von Etagenantwortspektren für Reaktorgebäude aus den Lastfällen Erdbeben, Flugzeugabsturz und Gaswolkenexplosion nach [16], [17] angegeben. Man erkennt für den Lastfall Flugzeugabsturz eine starke Anregung hochfrequenter Schwingungsformen. Ein ähnliches Ergebnis zeigen vergleichende Untersuchungen in [18].

Zur Vereinfachung der Berechnung der dynamischen Beanspruchung von Befestigungen wird vielfach – insbesondere bei der Berücksichtigung von Stoßbelastungen im baulichen Zivilschutz – das Schwingungsverhalten der Primärstruktur vernachlässigt. Die Beanspruchung der Sekundärstruktur und deren Befestigung läßt sich dann unter Verwendung von Diagrammen für dynamische Erhöhungsfaktoren infolge Stoßbelastung, wie sie z.B. in [19] angegeben sind, einfach ermitteln [20].

Für bestimmte Anwendungen werden dynamische Kennwerte, die bei der Bemessung von Befestigungsmitteln zu berücksichtigen sind, in Vorschriften direkt angegeben. So werden in [21] für den Nachweis der Schocksicherheit der Befestigung von Einbauteilen in Schutzräumen folgende Parameter der Schockbewegung angegeben:

- der maximale Ruck (Beschleunigungsanstieg)  $\max r$ ,
- die Maximalbeschleunigung  $\max a$ ,
- die Maximalgeschwindigkeit  $\max v$ ,
- die Maximalverschiebung  $\max s$ .

Für die verschiedenen Regelklassen (RK) von Schutzräumen werden die genannten Kennwerte in Tabelle 2.2 zusammengestellt.

Tabelle 2.2: Kennwerte der Regelschockwirkung für Schutzräume

Klasse	Hauptkennwerte		Nebenkennwerte	
	max v [m/s]	max a [g]	max s [cm]	max r [g/ms]
RK 0,63/6,3	0,63	6,3	≥ 10	≥ 1,6
RK 1,0 / 10	1,0	10	≥ 16	≥ 2,5
RK 1,6 / 16	1,6	16	≥ 25	≥ 4,0
RK 2,5 / 25	2,5	25	≥ 40	≥ 6,3
RK 4,0 / 40	4,0	40	≥ 63	≥ 10

Die Nebenkennwerte sind mit den Hauptkennwerten durch folgende Beziehungen verknüpft:

- äquivalente Anstiegszeit der Beschleunigung

$$t_r = \max a / \max r \leq 4 \text{ ms}$$

- äquivalente Beschleunigungsdauer

$$t_a = \max v / \max a = 10 \text{ ms}$$

- äquivalente Bewegungsdauer

$$t_v = \max s / \max v \geq 160 \text{ ms.}$$

Eine Regelklasse ist somit durch die Angabe der Hauptkennwerte max v und max a definiert.



### 2.3.2 Nichtlineare Effekte

Abweichungen von der Beanspruchung von Befestigungsmitteln im elastischen Bereich infolge nichtlinearer Effekte können durch das nichtlineare Verhalten der Primärstruktur, der Sekundärstruktur oder der Befestigung bedingt sein.

Das Bild 2.9 zeigt ein Beispiel für den Einfluß des nichtlinearen Verhaltens der Primärstruktur auf ein Etagenantwortspektrum für Flugzeugabsturz [22], [23]. Eine Möglichkeit praktisch gleichwertige Ergebnisse zu erhalten, in dem man anstelle der aufwendigen nichtlinearen Berechnung der Primärstruktur für die Last-Zeit-Funktion in Bild 2.4b die viel einfachere lineare Berechnung für eine Ersatz-Last-Zeit-Funktion durchführt, wird in [24] angegeben.

Etagenantwortspektren für plastifizierende Sekundärstrukturen (elasto-plastisches Verhalten) werden in [16], [25] angegeben. Wie das nichtlineare Verhalten der Primärstruktur, führt auch dasjenige der Sekundärstruktur zu einer Abminderung der Beanspruchung. Dabei ergeben sich, wenn man das plastifizierte System nach [26] für Näherungsberechnungen auf ein weiches und stärker gedämpftes linear-elastisches Ersatzsystem zurückführt (vgl. [27], Bild 4.20c), gemäß [25] folgende Verhältnisse.

- Wie schon in Abschnitt 2.3.1 gezeigt, entsprechen im Etagenantwortspektrum die hohen Spektralwerte den Eigenfrequenzen der Primärstruktur. Für tiefe Abstimmung der Sekundärstruktur (Eigenfrequenz kleiner als die dominierende Eigenfrequenz der Primärstruktur) wird durch die Abnahme der Eigenfrequenz infolge Plastifizierung die Beanspruchung weiter reduziert.
- Für Sekundärstrukturen mit hoher Abstimmung (Eigenfrequenz größer als Eigenfrequenz der Primärstruktur) bewirkt die Frequenzabnahme allein eine Beanspruchungserhöhung. Hier haben also die beiden Effekte Dämpfungszunahme und Steifigkeitsabnahme entgegengesetzte Wirkung, die Abminderung der Beanspruchung ist nicht so stark ausgeprägt wie im ersten Fall.

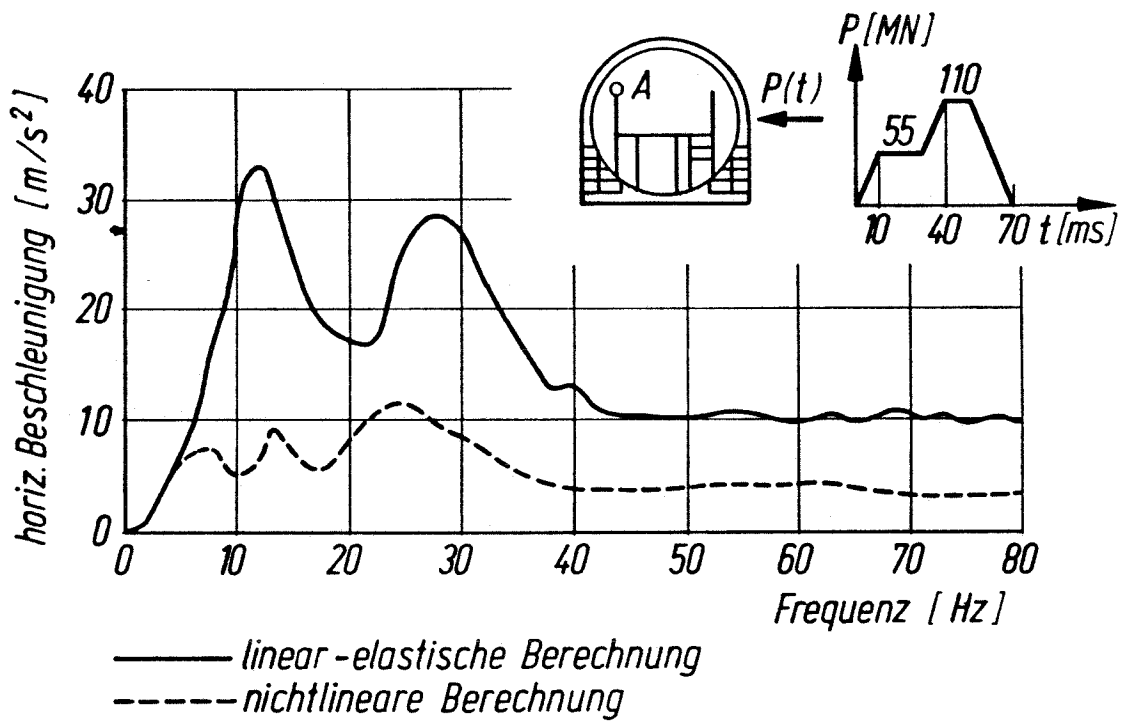


Bild 2.9: Etagenantwortspektrum für den Punkt A eines Kernkraftwerks infolge Flugzeugabsturz bei linear-elastischer und nichtlinearer Berechnung der Primärstruktur, nach [22], [23]

Wirkungen eines nichtlinearen Verhaltens der Befestigung werden in [25] untersucht. Typische Fälle sind dabei nichtlineares Verhalten mit nicht-repetitiver Hysterese und nichtlineares Verhalten infolge Spiel in der Befestigung. In Bild 2.10a wird das elasto-plastische Verhalten von Systemen mit repetitiver und mit nichtrepetitiver Hysterese gegenübergestellt. Repetitive Hysteresen sind dadurch gekennzeichnet, daß bei gleichen Verschiebungsamplituden immer die gleiche Hysterese durchfahren und damit die gleiche Energie dissipiert wird. Nichtrepetitive Hysteresen hingegen zeigen bei Folgezyklen gleicher Verschiebungsamplitude eine deutlich geringere oder gar keine Energiedissipation [25]. Eine Verankerung, wie in Bild 2.10b, ist ein typisches System, bei dem ein solches Verhalten auftritt. Infolge der geringeren Energiedissipation ergibt ein solches Verhalten im nichtlinearen Etagenantwortspektrum bei gleichem Zähigkeitsfaktor eine geringere Abminderung der Spektralwerte, als sie bei repetitiver Hysterese zu erwarten ist.

Die Berücksichtigung von Fertigungsungenauigkeiten führt oft zu planmäßigen Toleranzen in der Befestigung, die ein Spiel, d.h. eine kraftfreie Verschiebung ermöglichen. Auch ist es z.B. bei Befestigungen von Rohrleitungen und Komponenten üblich, Spiele vorzusehen, damit Verformungen infolge Temperatur oder anderen Betriebslasten zwangfrei auftreten können [25]. Das Bild 2.10c zeigt ein Rechenmodell und eine Federkennlinie für einen elastischen Einmassenschwinger mit Spiel, das Bild 2.10d eine elasto-plastische, repetitive Federkennlinie mit Spiel. Untersuchungen in [25] haben gezeigt, daß ein Spiel in der Befestigung zu einem Anwachsen der Beanspruchung, insbesondere im hochfrequenten Bereich des Etagenantwortspektrums führen kann. Spiele können sich also zumal bei hochabgestimmten Sekundärstrukturen beanspruchungssteigernd auswirken.

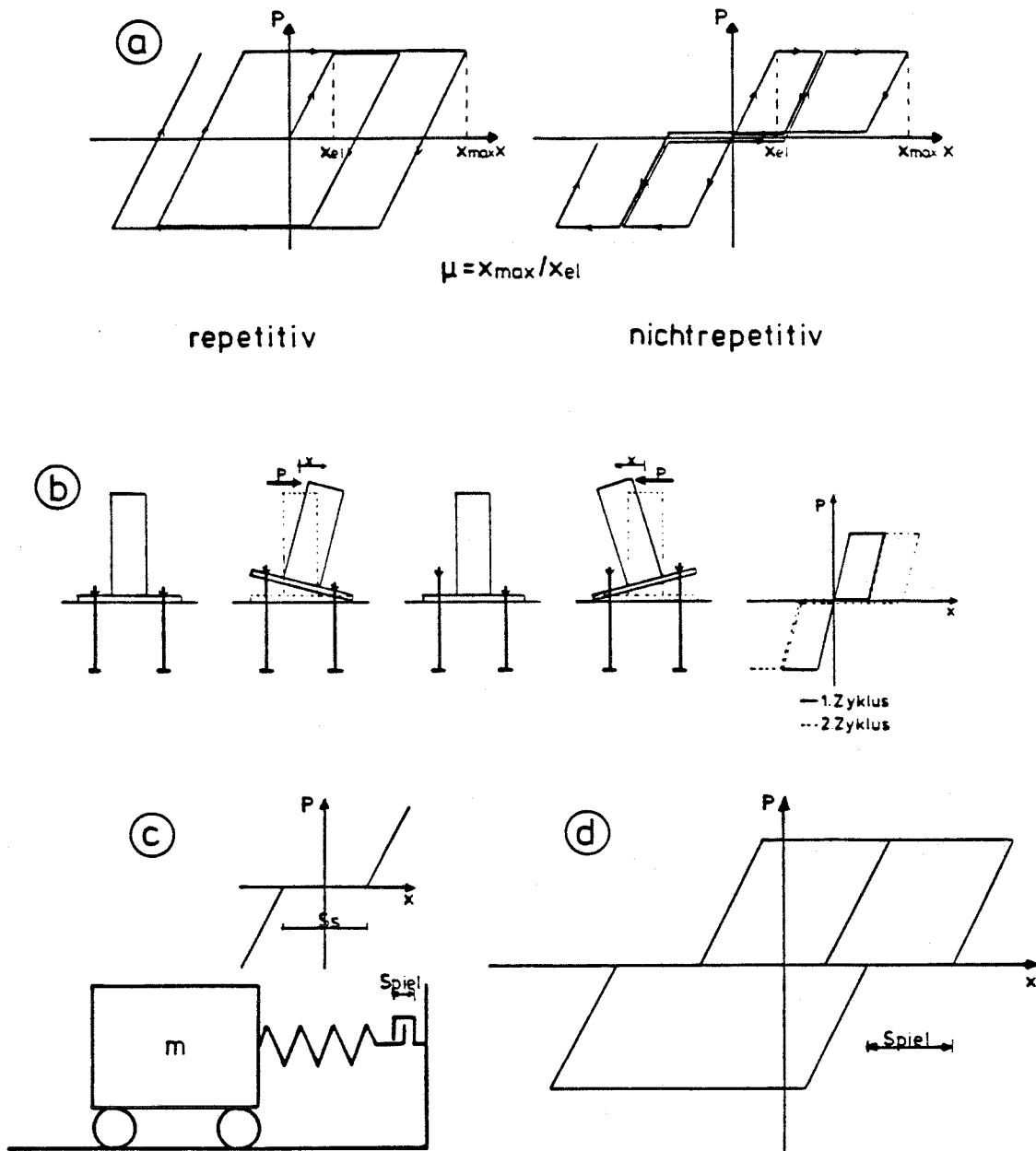


Bild 2.10: Nichtlineares Verhalten der Befestigung.

a) Zähigkeitsfaktor  $\mu$  für Systeme mit repetitiver und mit nichtrepetitiver Hysterese, b) Verankerung als System mit nichtrepetitiver Hysterese, c) Rechenmodell Einmassenschwinger mit Spiel, d) Federkennlinie Spiel und elastoplastische Feder, nach [25]

## 2.4 Befestigungsmittel in gerissenem Beton

### 2.4.1 Tragverhalten und Anwendungsbereich

Bis 1983 wurden Verankerungen mit Dübeln im allgemeinen nur in der aus Lastspannungen erzeugten Druckzone von Stahlbetonbauteilen zugelassen. Verankerungen in der Betonzugzone durften nur in Ausnahmefällen ausgeführt werden. Diese Beschränkung war jedoch wenig praxisgerecht, da es in einem Bauwerk nur relativ kleine Bereiche gibt, die für alle Lastfälle ausschließlich durch Druckspannungen beansprucht werden. Daher sollen nach einem Beschluß des "Sachverständigenausschusses Dübel und Ankerschienen" in Zukunft Befestigungen in der Zugzone als Regelfall angesehen werden. Der gleiche Ausschuß schlug auch vor, daß Zulassungen für Befestigungssysteme, die nicht für Verankerungen in der Zugzone geeignet sind, nur noch bis zum 31. Dezember 1989 befristet und in der bisherigen Form über diesen Zeitraum hinaus nicht verlängert werden sollen [3], [5], [28], [29], [30].

Risse können in einer Richtung (z.B. in Balken, einachsig gespannten Platten oder Zuggliedern) oder in zwei Richtungen (z.B. bei zweiachsig gespannten Platten oder Flachdecken) auftreten. Durch die beim Vorspannen oder Belasten der Befestigung geweckten Spaltkräfte, durch die Momentenspitze infolge der punktierten Belastung des Bauteils sowie durch die Kerbwirkung des Bohrlochs werden im Bereich der Befestigung örtlich erhöhte Zugspannungen hervorgerufen. Treten Risse im Beton auf, besteht daher eine relativ hohe Wahrscheinlichkeit, daß diese die Befestigungselemente treffen oder tangieren [3].

Im folgenden werden einige Untersuchungsergebnisse zum Tragverhalten von Dübeln in gerissenem Beton nach [2], [3], [28] bis [32] angegeben. Das Bild 2.11 zeigt das typische Last-Verschiebungsverhalten von Dübeln der Gruppe A, die zur Verwendung in gerissenem Beton geeignet sind, in ungerissenem Beton bzw. in Rissen. Bei Dübeln in Rissen erfolgt der Bruch bei geringeren Lasten, jedoch größeren Verschiebungen als bei Dübeln im ungerissenen Beton. Bei gleicher Rißbreite weisen Dübel in Kreuzrissen i.a. niedrigere Versagenslasten und größere Verschiebungen als Dübel in Parallelrissen auf.

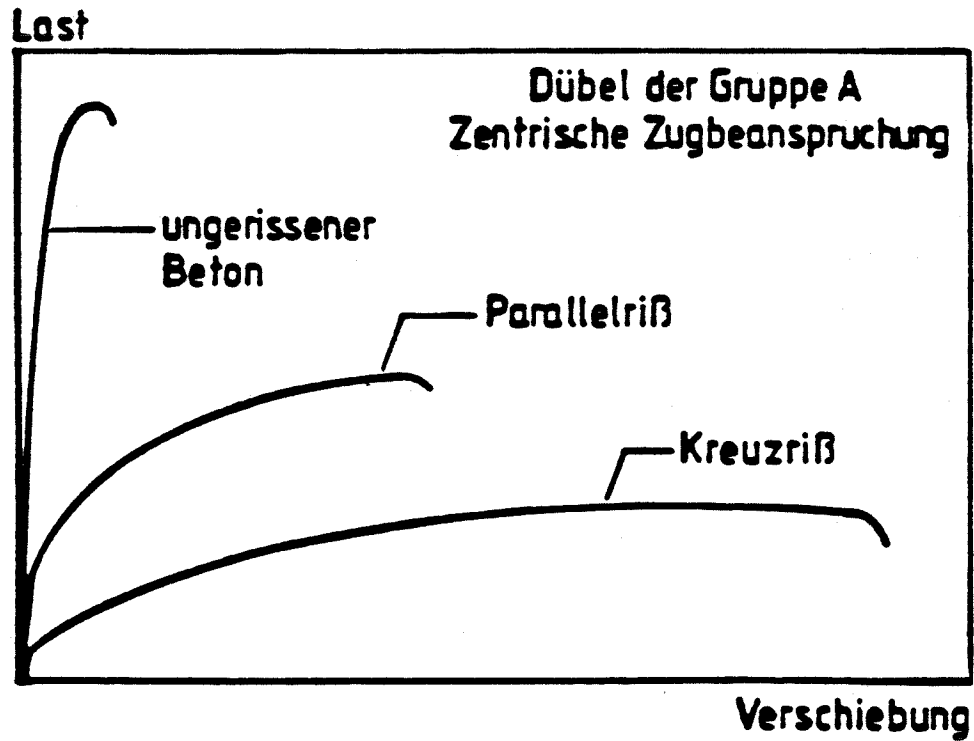


Bild 2.11: Metallspreizdübel in gerissenem Beton. Einfluß von Rissen auf das Last-Verschiebungsverhalten (schematisch), nach [3], [29], [31]

Die Bruchlast von in Rissen verankerten Hinterschnittdübeln und gut nachspreizenden kraftkontrolliert spreizenden Dübeln beträgt bei der im Stahlbetonbau als zulässig angesehenen Rißbreite von 0,4 mm das ca. 0,5- bis 0,7fache des für ungerissenen Beton geltenden Wertes. Bei größeren Rißbreiten ist die Abminderung bei Spreizdübeln etwas stärker ausgeprägt als bei Hinterschnittdübeln. Bei wegkontrolliert gespreizten Dübeln vom Typ B und C, bei denen bei Aufweitung des Bohrlochs durch Risse kein Nachspreizen erfolgt, führt die Rißbildung zu einem starken Abfall der Spreizkraft und damit der Tragfähigkeit. Dübel dieser Typen sind, wie bereits in Abschnitt 2.1 erwähnt, für Befestigungen in der Zugzone von Stahlbetonbauteilen nicht geeignet.

Der Abfall der Bruchlast von in Rissen angeordneten Dübeln gegenüber den für ungerissenen Beton geltenden Werten ist hauptsächlich auf die Störung des Spannungszustands im Beton durch Risse zurückzuführen. Bei Verankerungen im ungerissenen Ankergrund sind die Spannungen rotations-symmetrisch verteilt; das Gleichgewicht wird durch Ringzugspannungen gewährleistet (Bild 2.12a). Liegt das Befestigungselement in einem Riß, dann können keine Zugkräfte senkrecht zum Riß übertragen werden. Der Riß bewirkt also eine Änderung der Krafteinleitung in den Beton gemäß Bild 2.12b und reduziert die zur Übertragung von Zugkräften zur Verfügung stehende Fläche [3].

Zum Nachweis des Tragverhaltens und der Zuverlässigkeit von Dübeln in gerissenem Beton wurden verschiedentlich neben den Versuchen für monotonen Ausziehen der Dübel bei konstant gehaltener Rißbreite auch Versuche mit schwellender Belastung bei geöffnetem Riß oder mit Öffnen und Schließen der Risse bei konstanter Last, in beiden Fällen mit anschließender monotoner Belastung bis zum Bruch, vorgeschlagen. Während eine schwellende Belastung des Dübels als Zeitraffversuch für eine Dauerlast angesehen werden kann, dient das Öffnen und Schließen der Risse zur Nachahmung des Einflusses einer veränderlichen Belastung des Bauteils [3].

Das Bild 2.13 zeigt das Verhalten von Dübeln in gerissenem Beton unter jeweils  $10^5$  Zyklen mäßig hoher Schwellbelastung. Diese führt zu einer Vergrößerung der Dübelverschiebung, hat jedoch keinen wesentlichen Einfluß auf Bruchlast und Bruchverschiebung im anschließenden Kurzzeitversuch.

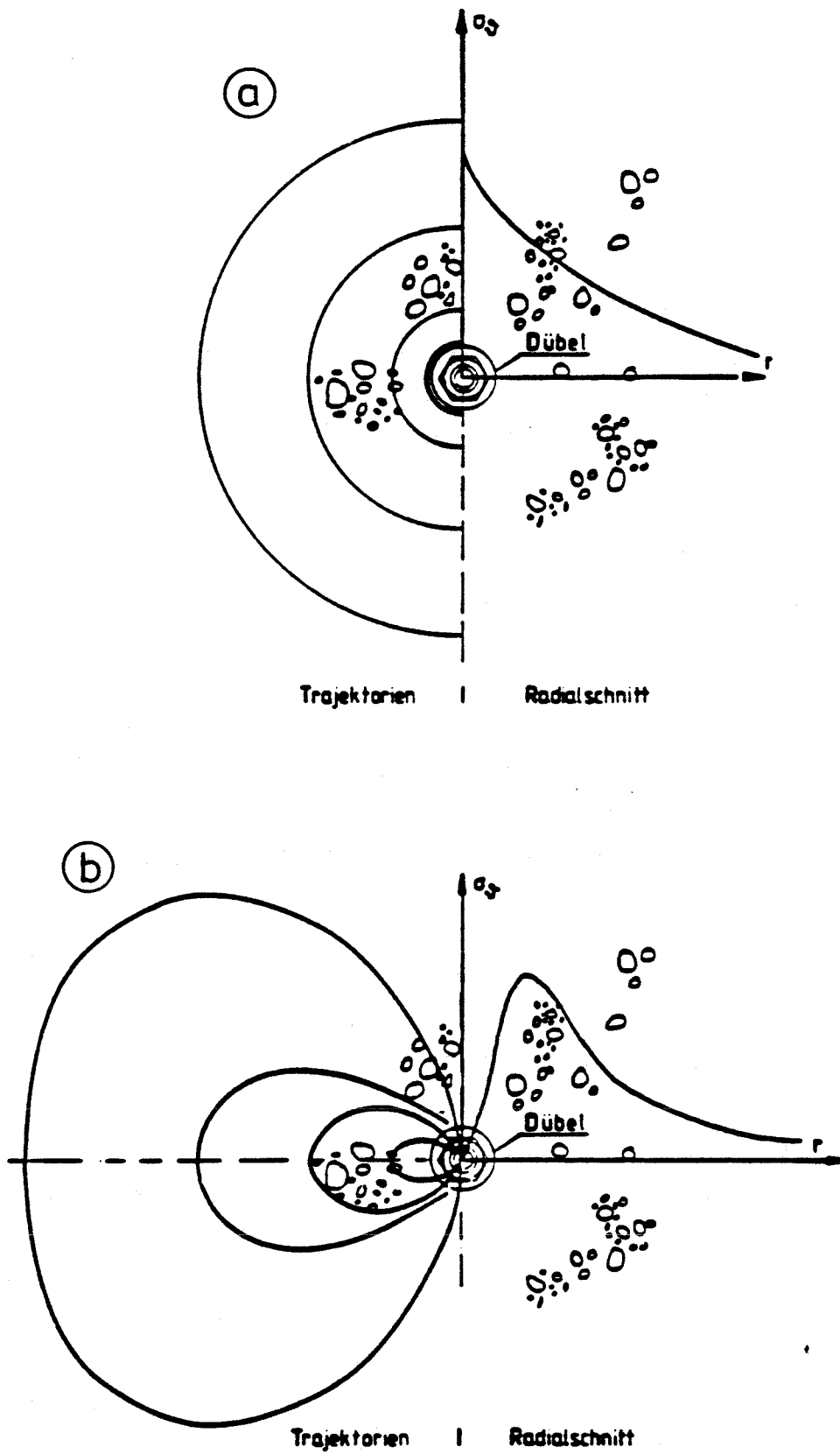


Bild 2.12: Zugspannungen im Beton um einen Dübel, a) im ungerissenen Beton, b) im gerissenen Beton, nach [28]



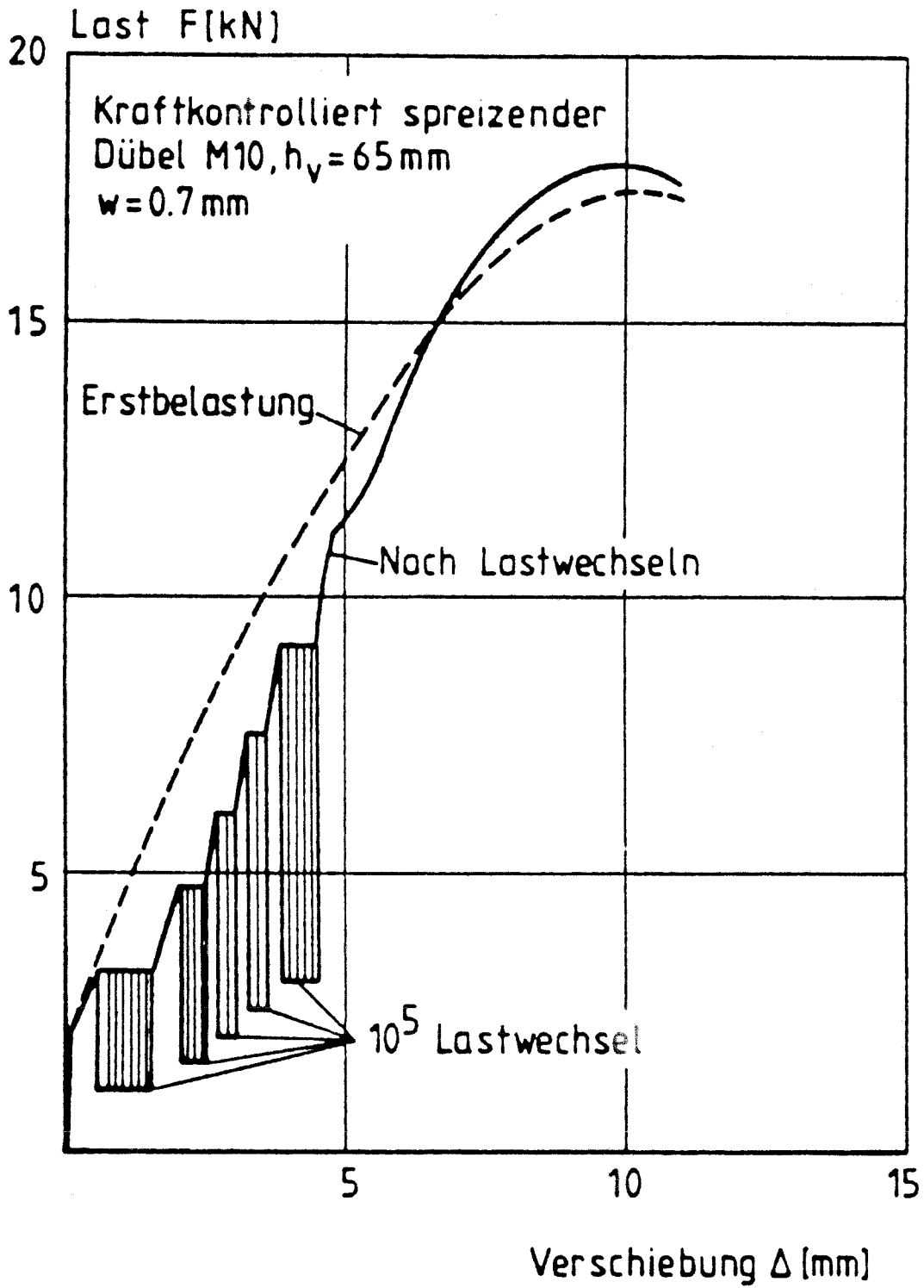


Bild 2.13: Verhalten eines Dübels in gerissenem Beton unter monotoner Belastung und unter Schwellbelastung, nach [3], [31]

### 2.4.2 Charakteristische Rißbreiten

Die im vorangehenden genannte Rißbreite  $w = 0,3-0,4$  mm wurde für Stahlbeton-Bauteile unter ständigen und veränderlichen Einwirkungen (vgl. Abschnitt 2.2) angegeben. Für den Fall einer Beanspruchung durch außergewöhnliche Einwirkungen muß mit wesentlich höheren Rißbreitenwerten gerechnet werden, deren Größenordnung im folgenden anhand einer Überschlagsrechnung abgeschätzt werden soll. Dabei wird einem Vorschlag für die vereinfachte Ermittlung kritischer Rißbreiten in [33, Abschnitt 2.4.4] gefolgt.

Nach [33] wird als kritische Rißbreite die nach statistischer Auswertung von Messungen erhaltene 95 %-Fraktile  $w_{95}$  der Rißbreite  $w$  gewählt. Sie wird in Abhängigkeit von der mittleren Rißbreite  $w_m$  zu  $w_{95} = k_4 w_m$ , mit  $k_4 = 1,6$ , angegeben. Gemäß einer in [34] vorgeschlagenen Vereinfachung läßt sich  $w_{95}$  nach Gl. (2.17) in [33] zu

$$w_{95} = k_4 \cdot \psi_F \cdot a_m \cdot \sigma_s^{II} / E_s \quad (1)$$

ansetzen, mit

$a_m$  - mittlerer Rißabstand,

$\sigma_s^{II}$  - Stahlspannungen im Rißquerschnitt im Zustand II,

$$\psi_F = 0,3 + 0,2 \mu_z [\%] \leq 0,8 \quad (2)$$

Beiwert für den Rißabstand nach Falkner.

Im folgenden wird die Beziehung (1) als Näherung auch für Stahldehnungen im plastischen Bereich angewendet, es wird also für  $\sigma_s^{II} / E_s$  allgemein  $\epsilon_s$  gesetzt. Mit einem Zuschlag von 30 % zur Berücksichtigung der Wirkung von Lastwiederholungen ergibt sich dann näherungsweise

$$w_{95} = 1,3 \cdot 1,6 \cdot \psi_F \cdot a_m \cdot \epsilon_s = W_{95} \epsilon_s \quad (3)$$

Der mittlere Rißabstand ist nach Gl. (2.9) in [33]

$$a_m = 0,5 v_0 + k_1(\ddot{u}, e) + k_2 k_3 \phi / \mu_z \quad (4)$$

mit

- $v_0$  =  $\Delta\sigma \cdot \phi / 450$  [kp/cm<sup>2</sup>, cm]  
Länge des gestörten Verbundes am Riß,
- $\Delta\sigma$  - Sprung in der Stahlspannung beim Reißen, kann einem Diagramm in [33], Bild 2.9 entnommen werden,
- $k_1(\ddot{u}, e)$  - Korrekturglied für den Einfluß der Betondeckung auf Rißabstand und Rißbreite, mit  
 $k_1 = 1,5$   
 $(\ddot{u}, e) = \ddot{u}$  für  $e < 2\ddot{u}$   
 $(\ddot{u}, e) = \ddot{u} + 0,25 (e - 2\ddot{u})$  für  $e > 2\ddot{u}$
- $\ddot{u}$  - Betondeckung,
- $e$  - Abstand der Bewehrungsstäbe,
- $k_2$  = 0,40  
Verhältnis der Mittelwerte von Betonzugfestigkeit und Verbundfestigkeit zwischen Stahl und Beton,
- $k_3$  =  $0,25 (\sigma_0 + \sigma_u) / 2 \sigma_u \geq 0,125$   
Beiwert für die Form des Spannungsdiagramms der Wirkungszone der Bewehrung
- $\sigma_0, \sigma_u$  - Spannungen im Zustand I an der Ober- und Unterseite der Wirkungszone der Bewehrung
- $d_w$  =  $\ddot{u} + 5 \phi$   
Höhe der Wirkungszone der Bewehrung einer Platte, nach Bild 2.13b in [33],
- $\mu_z$  - Bewehrungsgrad bezogen auf die Wirkungszone der Bewehrung.

Bezeichnet man weiterhin die Stärke einer Stahlbetonplatte mit  $d$ , die Querschnittsfläche eines Bewehrungsstabes mit  $A_s$  und den auf den vollen Betonquerschnitt bezogenen Bewehrungsgrad mit  $\mu_0$ , so gilt

$$\mu_0 = \frac{A_s}{ed} \quad \text{und} \quad \mu_z = \frac{A_s}{ed_w} .$$

Für reine Biegung im Zustand I liegt bei einer Platte die Nulllinie in halber Querschnittshöhe, es ist also

$$\sigma_o / \sigma_u = (0,5 d - d_w) / 0,5d = 1 - 2 d_w / d$$

und damit

$$k_3 = 0,25 \sigma_u (1 - 2 d_w / d + 1) / 2 \sigma_u = 0,25 (1 - d_w / d).$$

Für die folgende Überschlagsberechnung wird  $\ddot{u} = 2$  cm und der Stababstand zu  $e = 10$  cm angenommen, woraus sich  $k_1(\ddot{u}, e) = 1,5 (\ddot{u} + 0,25(e - 2\ddot{u})) = 5,25$  ergibt. Für eine Bemessung im Lastfall außergewöhnliche Einwirkung wird wie in DIN 4149 [35] der Sicherheitsbeiwert zu  $\gamma = 1,0$  gesetzt, es werden also nach DIN 1045 [36] Stahldehnungen im Bemessungszustand bis zu  $\epsilon_s = 0,005$  zugelassen. Unter diesen Voraussetzungen werden in Tabelle 2.3 kritische Rißbreiten für Platten mit Stärken zwischen  $d = 20$  cm und  $d = 120$  cm und Bewehrungsgraden zwischen  $\mu_o = 0,25$  % und  $\mu = 1,00$  % berechnet. In allen Fällen ergeben sich Rißbreiten von der Größenordnung  $w_{95} = 0,7 - 1,4$  mm.

Dies Ergebnis gilt allerdings nicht für Bauteilbereiche, in denen es unter außergewöhnlichen Einwirkungen zu größeren Plastifizierungen kommt (Plastifizierungsbereiche) und wo bedeutend höhere Stahldehnungen - und damit größere Rißbreiten - auftreten können. Solche Plastifizierungsbereiche sind bei Erdbebenbeanspruchung verhältnismäßig klein - sie entsprechen z.B. bei Stahlbeton-Wandscheiben einer direkt über der Einspannung in den Unterbau liegenden Zone, deren Höhe gemäß einer Empfehlung in [41] ungefähr der Grundrißabmessung der Wandscheibe, der Geschoßhöhe oder 1/6 der Gesamthöhe der Wandscheibe entspricht. Bei Stoßlasten verschiedener Herkunft hingegen - Explosionen oder Flugzeugabsturz - können sich in den direkt getroffenen Bauteilen (Platten) große Plastifizierungszonen ausbilden. Für Mehrfachbefestigungen mit Dübeln sind hierbei, wie z.B. in [3], [28] nach [42] ausgeführt wird, neben maximalen Rißbreiten auch Rißabstand und Rißverteilung von Bedeutung. Wie weit unter diesen Bedingungen potentielle Plastifizierungsbereiche in Stahlbetonbauten für die Aufnahme von Dübelbefestigungen geeignet sind, die auch unter hohen außergewöhnlichen Einwirkungen ihre Tragfähigkeit nicht einbüßen sollen, hängt von der jeweiligen Bemessung und Konstruktion ab und muß von Fall zu Fall entschieden werden.

Tabelle 2.3: Berechnung kritischer Ribbreiten  $w_{95} = W_{95} \epsilon_s$   
für Platten mit  $e = 10$  cm und  $\epsilon_s = 0,005$ , nach [33]

$\mu_0$ [%]	d [cm]	$\phi$ [mm]	$A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$d_w$ [cm]	$\mu_z$	$\Delta_{\sigma^2}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	$0,5 v_0$ [cm]
~0,25	20	8	0,50	6	0,008	1750	1,56
	40	12	1,13	8	0,014		2,33
	80	16	2,01	10	0,020		3,11
	120	20	3,14	12	0,026		3,89
~0,50	20	12	1,13	6	0,014	750	1,00
	40	16	2,01	10	0,020		1,33
	80	22	3,80	13	0,029		1,83
	120	28	6,16	16	0,039		2,33
~1,00	20	12	2,01	10	0,020	400	0,71
	40	16	3,80	13	0,029		0,98
	60	28	6,16	16	0,039		1,24

Fortsetzung

$\mu_0$ [%]	d [cm]	$k_3$	$k_2 k_3 \frac{\phi}{\mu_z}$ [cm]	$a_m$ [cm]	$\psi_F$	$w_{95}$ [cm]	$w_{95}$ [mm]
~0,25	20	0,175	7,00	13,81	0,460	13,21	0,66
	40	0,200	6,86	14,44	0,580	17,42	0,87
	80	0,219	7,01	15,37	0,700	22,38	1,12
	120	0,225	6,92	16,06	0,800	26,72	1,34
~0,50	20	0,150	5,14	11,39	0,580	13,74	0,69
	40	0,188	6,02	12,60	0,700	18,35	0,92
	80	0,209	6,34	13,42	0,800	22,33	1,12
	120	0,217	6,23	13,81	0,800	22,98	1,15
~1,00	20	0,125	4,00	9,96	0,700	14,50	0,73
	40	0,169	5,13	11,36	0,800	18,90	0,95
	60	0,183	5,25	11,74	0,800	19,53	0,98

### 3 Gegenwärtiger Stand der Praxis bei der Prüfung und Zulassung von Befestigungsmitteln zur Aufnahme dynamischer Lasten

#### 3.1 Schockprüfung

Nach gegenwärtigem Stand der Praxis wird für die Zulassung von Dübeln zur Aufnahme von Schockeinwirkungen geprüft, daß unter einer definierten Schockbelastung ein zulässiger Wert der Verschiebungen (des Schlupfes) nicht überschritten wird. Voraussetzung ist dabei immer, daß eine bauaufsichtliche Zulassung des Dübels für die Zugzone vorhanden ist und daß es sich um eine Dübelkonstruktion handelt, die bei Bohrlochaufweitung z.B. durch Risse sicher nachspreizt und nach der Schockbelastung noch ausreichende Resttragfähigkeit gewährleistet. Diese Voraussetzungen sind vorzugsweise bei kraftkontrolliert spreizenden Metalldübeln (Gruppe A) sowie bei Hinterschnittdübeln gegeben.

Als Beispiele für die vorgeschriebenen Prüfbedingungen werden in folgenden die Festlegungen des BM Bau in [21] sowie die in der Schweiz geltenden Festlegungen des Bundesamtes für Zivilschutz (BZS) in [37] angeführt.

Gemäß den Prüfbedingungen in [21] wird der Dübel im noch ungerissenen Stahlbeton-Prüfbauteil montiert. Darauf wird eine Schockbelastung mit den einer bestimmten Regelklasse entsprechenden Parametern (siehe Abschnitt 2.3.1) aufgebracht, die im Prüfbauteil zur schlagartigen Entstehung eines Risses von mindestens 1 mm Rißaufweitung führen soll. Dabei darf die Verschiebung (bzw. der Schlupf) der Verankerung 4 mm nicht überschreiten. Eine mögliche Prüfanordnung ist im Bild 3.1 schematisch dargestellt. Für die dynamische Prüfung auf Schockprüfanlagen oder Fallprüfeinrichtungen wird das Prüfbauteil zweckmäßigerweise als Balken oder Plattenstreifen ausgeführt. Die Belastung erfolgt durch Massenträgheit der verankerten Prüfmasse  $m$ . Die Prüfmasse  $m$  und die Tragfähigkeit des Prüfbauteils werden durch Vorausberechnung oder Vorversuche so aufeinander abgestimmt, daß die zur Zulassung angestrebte Dübelgrenzlast und die Traglastgrenze des Prüfbauteils, bei der es zu 1 mm Rißaufweitung kommt, beim gleichen Schock erreicht werden.

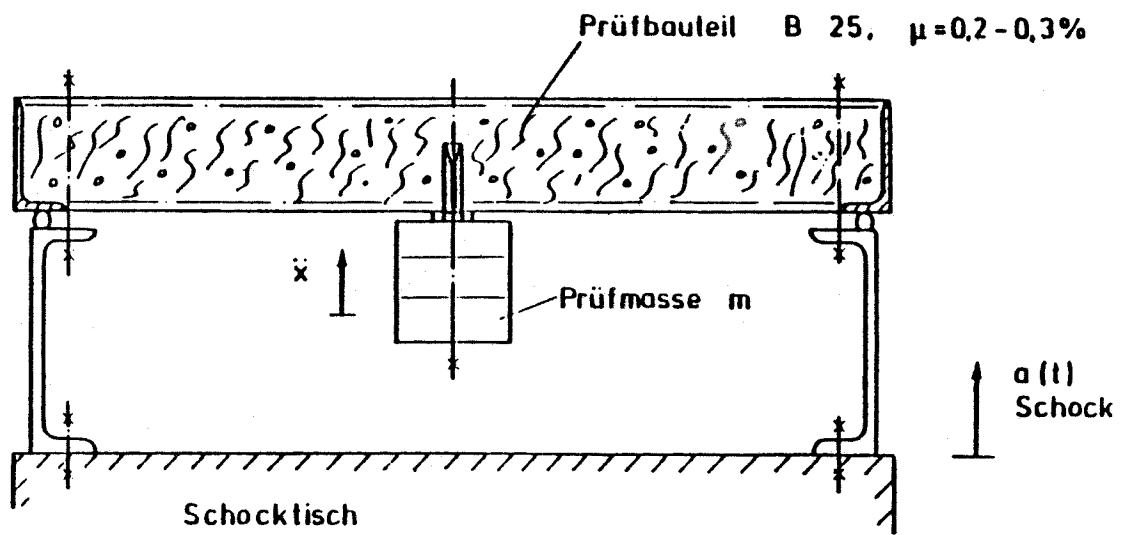


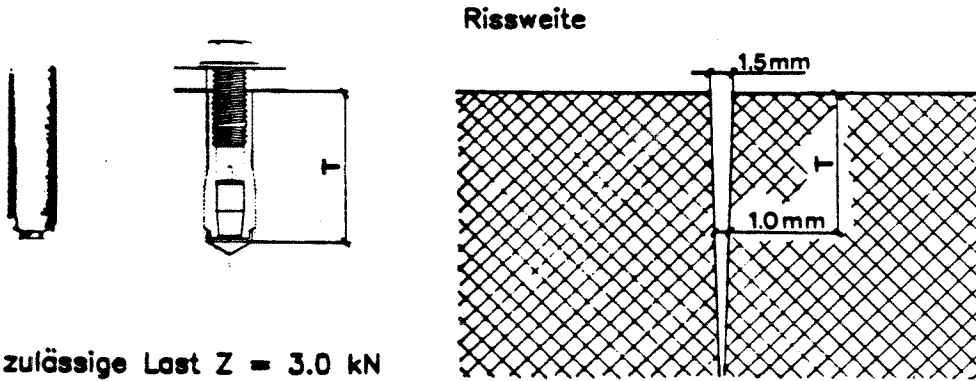
Bild 3.1: Prüfanordnung für die Prüfung von Dübeln im entstehenden Riß, nach [21]

Etwas einfacher gestaltet sich die in [38] bis [40] beschriebene Schockprüfung von Dübeln in der Schweiz. Die Prüfmasse ist dort gleichzeitig Betonprüfkörper, so daß als Querbalken, an dem sie mittels des Dübels hängt, ein Stahlträger verwendet werden kann. Der geplante Riß im Betonprüfkörper wird schon vor Durchführung des Schockversuchs erzeugt: zunächst als Haarriß, in den das Loch für den Dübel gebohrt und der Dübel montiert wird; anschließend wird dieser Haarriß durch die Biegung des Prüfkörpers geöffnet, bis die bleibende Rißweite in der Verankerungstiefe des Dübels 1,0 mm beträgt; schließlich wird, ohne die Dübelschraube noch einmal nachzuziehen, der Betonprüfkörper mit Hilfe des Dübels am Querbalken der Prüfmaschine befestigt. Jeder Dübel wird zwei aufeinander folgenden Schocks mit dynamischen Belastungen entsprechend der statisch zulässigen Last unterzogen. Dabei darf für eine Zulassung der aus diesen zwei Schocks aufsummierte Schlupf nicht mehr als 5 mm betragen. In den Bildern 3.2 bis 3.4 werden für verschiedene Dübeltypen erzielte Versuchsergebnisse angegeben. Während der Einschlagdübel (Typ B) in vielen Fällen herausgezogen wurde und nicht zugelassen werden konnte (Bild 3.2), wiesen Schwerlastanker (Typ A) und Hinterschnittanker (Bild 3.3 und 3.4) ein befriedigendes Verhalten auf.



# Einschlagdübel M8

dynamische Zugversuche in armiertem gerissenem Beton



zulässige Last  $Z = 3.0 \text{ kN}$   
Anzahl geprüfter Dübel : 13

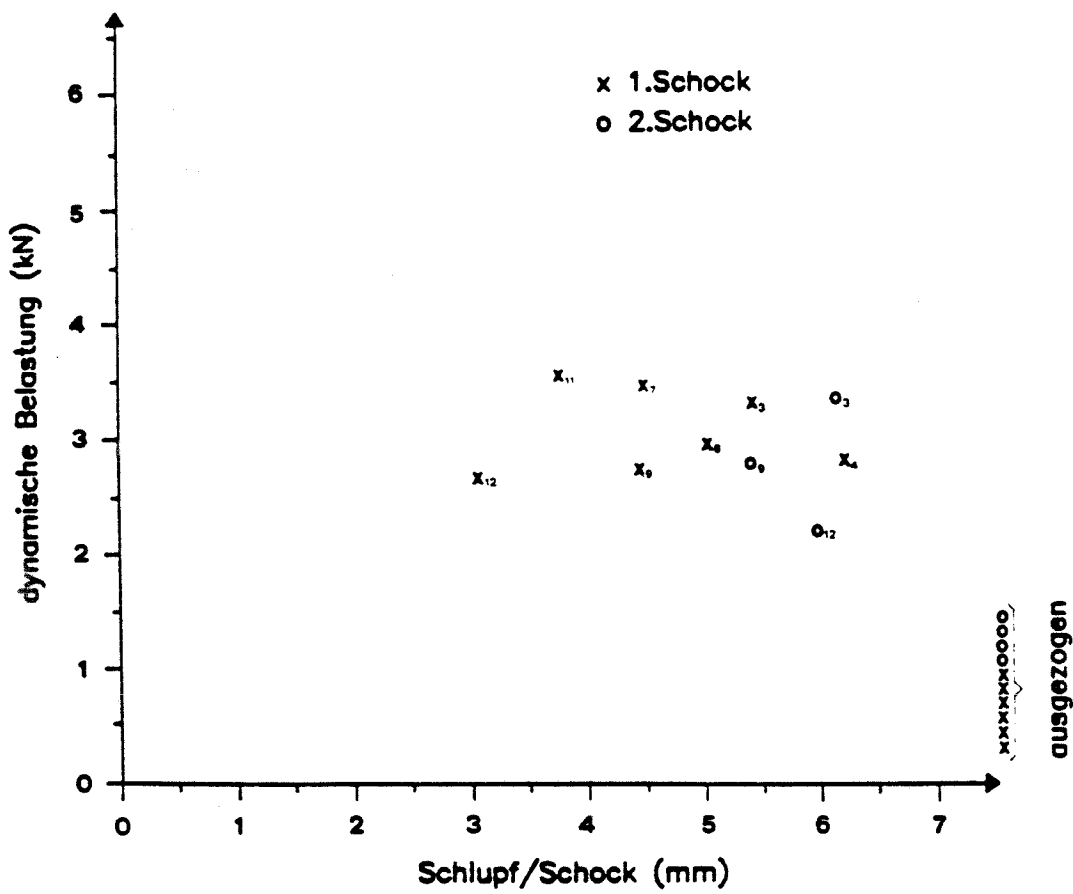
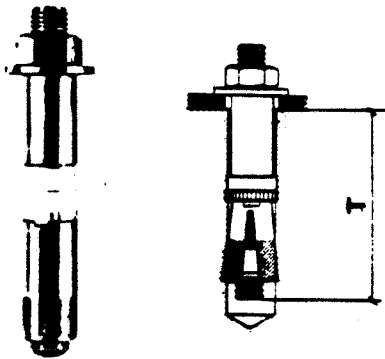


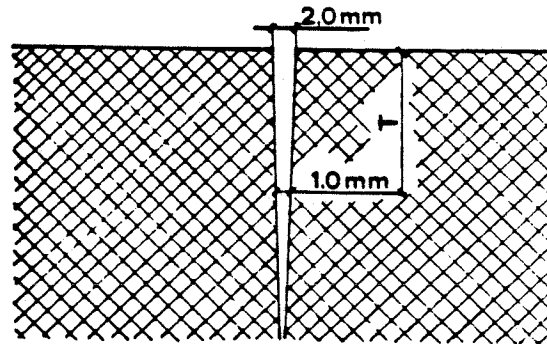
Bild 3.2: Schockprüfergebnisse Einschlagdübel, nach [40]

# Schwerlastanker M8

dynamische Zugversuche in armiertem gerissenem Beton



Rissweite



zulässige Last  $Z = 4.3 \text{ kN}$

Anzahl geprüfter Dübel : 17

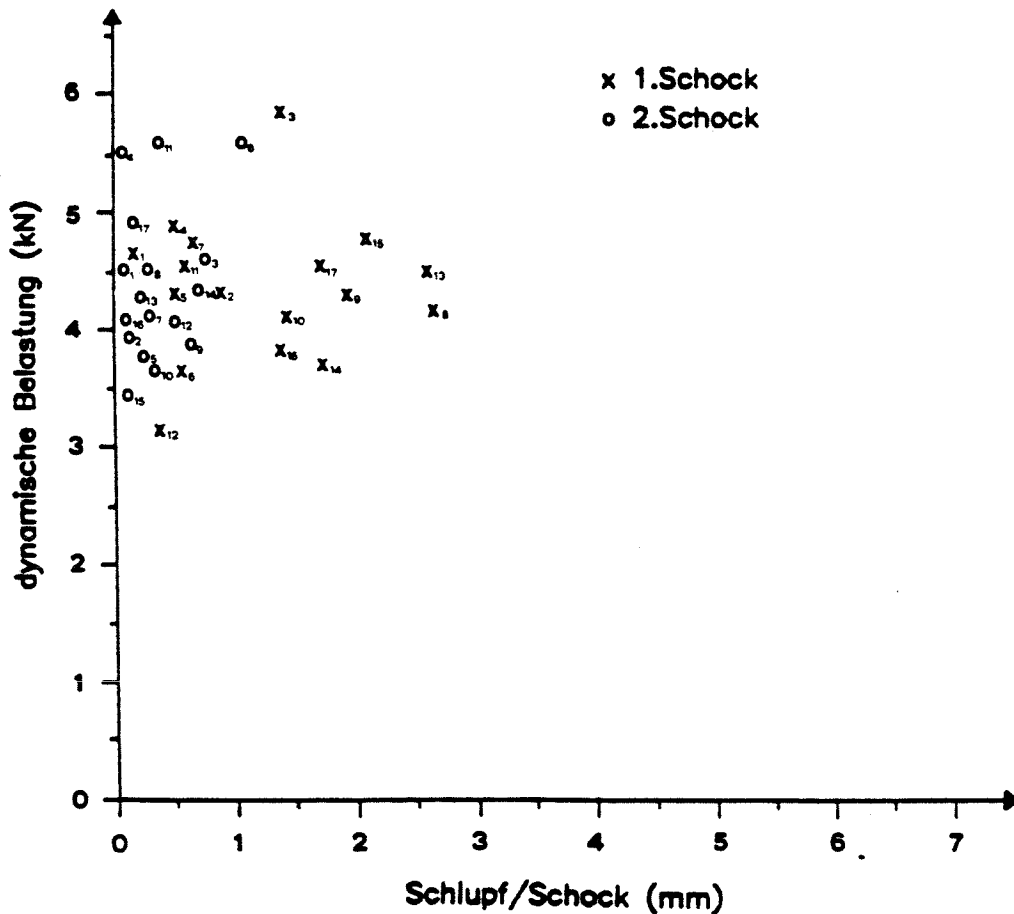
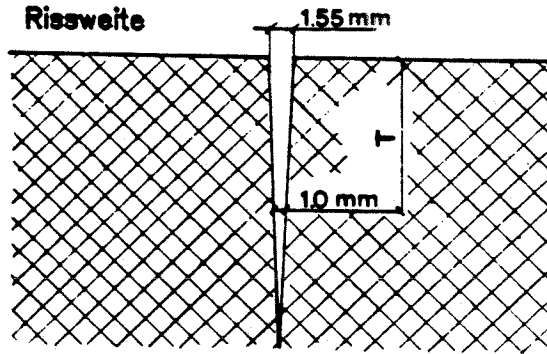
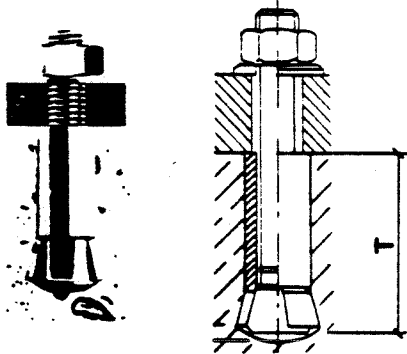


Bild 3.3: Schockprüfergebnisse Schwerlastanker, nach [40]

# Hinterschnittanker M6

dynamische Zugversuche in armiertem gerissenem Beton



zulässige Last  $Z = 4.0 \text{ kN}$   
Anzahl geprüfter Dübel : 30

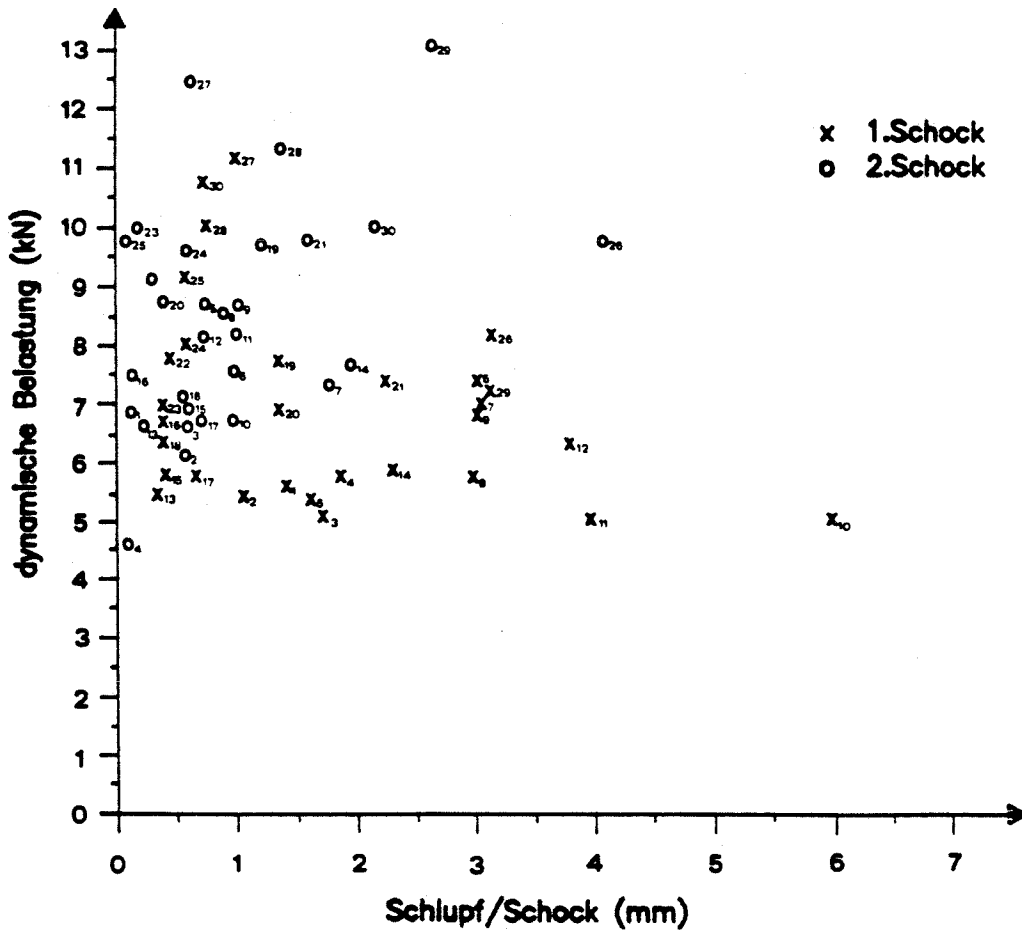


Bild 3.4: Schockprüfergebnisse Hinterschnittanker, nach [40]

### 3.2 Prüfung für Schwellbelastung

Der gegenwärtige Stand der Praxis bei der Prüfung von Dübeln für Schwellbelastung infolge außergewöhnlicher Einwirkungen (Erdbeben) kann anhand diesbezüglicher Gutachten, wie [43] bis [45], dargestellt werden.

Für die Beschreibung der Erdbebenbeanspruchung von Dübeln, die im Kernkraftwerksbau Anwendung finden sollen, werden die Angaben eines Gutachtens des Büros Zerna-Schnellenbach (Sachbearbeiter H. Geistefeldt und F. Stangenberg) von 1977 (überarbeitet 1980) verwendet. Darin wird davon ausgegangen, daß die Wahrscheinlichkeit des Eintritts des Auslegungserdbebens (dort: für den Standort Mülheim-Kärlich) ungefähr der vierfachen Wahrscheinlichkeit des Eintritts des Sicherheitserdbebens entspricht. Für das AE ist also bei kleinerer Lastamplitude ungefähr mit der vierfachen Lastspielzahl, die dem SE entspricht, zu rechnen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Zahl der auf ein Bauteil wirkenden relevanten Lastzyklen sich nicht direkt aus der Erregerfunktion an der Gründungssohle ablesen läßt, da das Bauwerk durch sein Eigenschwingungsverhalten die Schwingungsantwort wesentlich beeinflusst, wie sich auch aus den Etagenantwortspektren (vgl. Bild 2.6) entnehmen läßt. Innerhalb eines Zyklus treten zwei Ausschläge in jeweils entgegengesetzter Richtung auf. Bei Beanspruchung in Achsrichtung des Dübels tritt stoßartige Schwellbeanspruchung mit einem Ausschlag auf Zug pro Zyklus auf, da der zugehörige Ausschlag auf Druck nicht den Dübel beansprucht, sondern direkt vom Beton aufgenommen wird. Bei Scherbeanspruchung am Dübel liegt Wechselbeanspruchung vor. Als kürzeste Lastanstiegszeit, die für die Ermittlung der Tragfähigkeit maßgebend ist, wird 20 ms angenommen. Als Abschätzung zur sicheren Seite wird für die Lebensdauer des genannten Kernkraftwerks folgende Anzahl von Zyklen angesehen:

für AE:	12-15	Zyklen mit 100 % der extremalen Amplitude,
	50-60	Zyklen mit 67 % der extremalen Amplitude,
	250-300	Zyklen mit 33 % der extremalen Amplitude,
für SE:	2-5	Zyklen mit 100 % der extremalen Amplitude,
	10-15	Zyklen mit 67 % der extremalen Amplitude,
	50-60	Zyklen mit 33 % der extremalen Amplitude.

Mit dem für AE angegebenen Lastkollektiv (15-60-300 Zyklen für 100 %-67 %-33 % einer maximalen Lastamplitude) wurden in [43] bis [45] Dübel in Kreuzrißkörpern belastet und die Verschiebungen gemessen. Dabei wurden in [43], [45] Rißbreiten von 2,0 mm, in [44] differenzierte Rißbreiten von 0,25-0,40 mm bei AE und 0,60-1,00 mm bei SE angenommen. Anschließend wurde die Resttragfähigkeit bestimmt, die immer in der Größenordnung der Tragfähigkeit bei statischer Belastung lag.

Für die Durchführung und Auswertung der Versuche ergeben sich zwei Möglichkeiten:

- Für eine gegebene Lastamplitude werden die Verschiebungen ermittelt, so in [43].
- Unter Berücksichtigung zulässiger Verschiebungen wird eine ertragbare Lastamplitude ermittelt, so in [44], [45].

Als Beispiel für Prüfergebnisse werden in Bild 3.5 Verschiebungen an Liebig-Einspannkern ultra-plus M 12 dargestellt, die in [43] für vier Versuchskörper ermittelt worden sind. Als Belastung wurden aufeinanderfolgend zwei AE-Lastkollektive (300-60-15 Zyklen für 33 %-67 %-100 % der maximalen Lastamplitude) aufgebracht, mit maximalen Lastamplituden von erst 5 kN und dann 15 kN. In [43] werden Untersuchungen für drei weitere Lastkollektiv-Folgen mit unterschiedlicher Reihenfolge und unterschiedlichem Lastniveau angegeben.

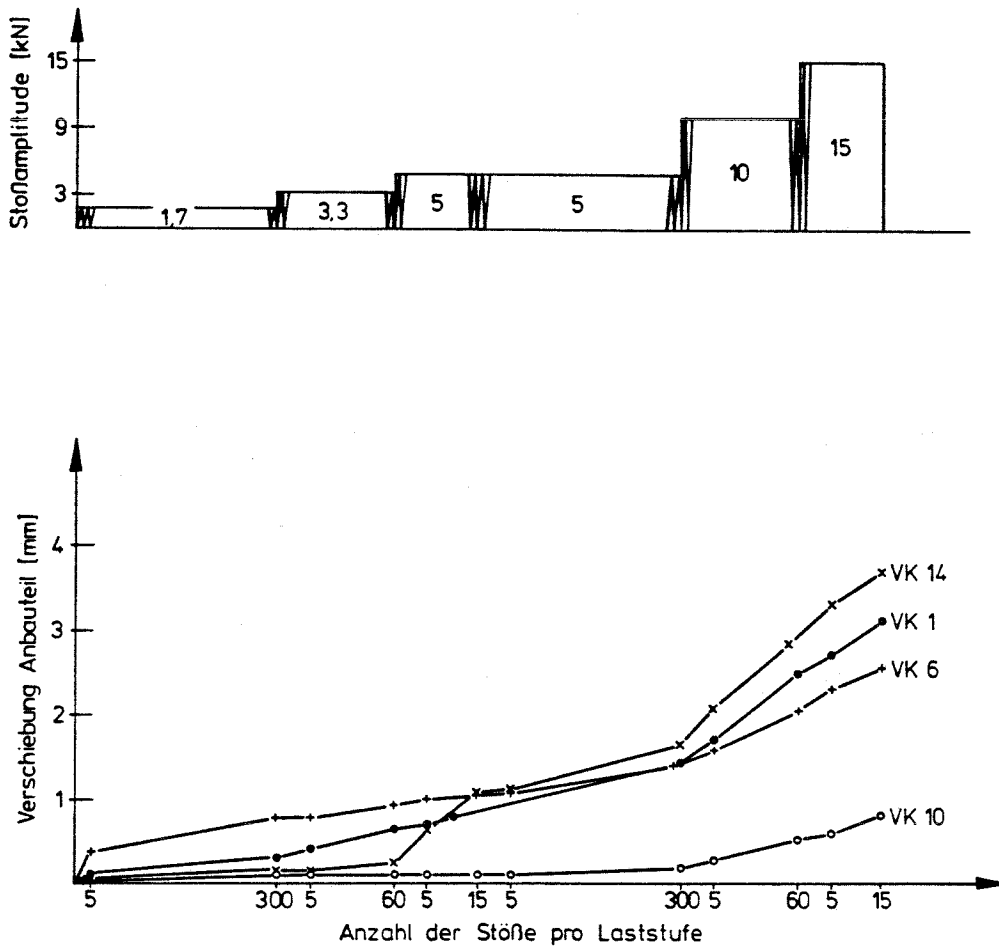


Bild 3.5: Verschiebungen an Liebig-Einspannankern ultra-plus M 12 unter Schwellbelastung, nach [43]

## 4 Tastversuche zum Verhalten von Befestigungsmitteln unter dynamischer Beanspruchung

### 4.1 Ziele der Tastversuche

Wie aus Kapitel 3 hervorgeht, ist man nach dem gegenwärtigen Stand der Praxis genötigt, bei der Prüfung und Zulassung von Befestigungsmitteln zur Aufnahme hoher dynamischer Lasten für jeden Einzelfall spezielle, aufwendige experimentelle Untersuchungen durchzuführen. Um eine Vereinfachung zu ermöglichen, müssen genauere Kenntnisse über das Trag- und Verformungsverhalten von Befestigungsmitteln unter dynamischen Lasten erarbeitet werden. Nur wenn solche Kenntnisse in ausreichendem Maß vorhanden sind, kann das Verhalten von Befestigungsmitteln unter komplexen dynamischen Beanspruchungen rechnerisch auf ihr Verhalten unter einfachen, versuchsmäßig leicht zu realisierenden Beanspruchungen zurückgeführt werden. Endziel solcher künftiger Entwicklungen ist die Aufstellung einfacher, allgemein gültiger Bemessungsregeln, die sich auf möglichst einfache Untersuchungen stützen.

Die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Tastversuche wollen einen Beitrag zur skizzierten Zielsetzung liefern. Sie wollen zunächst qualitative Aspekte des Verhaltens von Dübeln unter hoher dynamischer Beanspruchung herausarbeiten. Da neben genügender Tragfähigkeit meist auch eine Begrenzung der Verschiebungen unter dynamischen Lasten gefordert wird, sollen sich diese Aspekte sowohl auf das Trag- als auch auf das Verformungsverhalten von Befestigungen mit Dübeln beziehen. Mit den gewonnenen qualitativen Aussagen sollen Richtungen aufgezeigt werden, in denen es sinnvoll erscheint, quantitativen Zusammenhängen in umfassenderen experimentellen Untersuchungen nachzugehen.

### 4.2 Beschreibung der Tastversuche

#### 4.2.1 Versuchsumfang

Wie aus den Abschnitten 2.2 und 2.3 hervorgeht, lassen sich Beanspruchungen von Befestigungsmitteln unter außergewöhnlichen dynamischen Einwirkungen auf zwei Beanspruchungstypen, Stoßbeanspruchung (Schockbeanspru-

chung) und Schwingbeanspruchung zurückführen. Dabei kann die Schwingbeanspruchung als Schwellbeanspruchung (ohne Vorzeichenwechsel) oder als Wechselbeanspruchung (mit Vorzeichenwechsel) auftreten. Da Dübelbefestigungen meist so konstruiert sind, daß Druckbeanspruchungen in Achsrichtung des Dübels direkt auf den Beton übertragen werden, wurde im vorliegenden Forschungsvorhaben die Schwingbeanspruchung als Schwellbeanspruchung berücksichtigt. Im Rahmen der Tastversuche wurden dementsprechend Dübel für folgende Beanspruchungsarten untersucht:

- statische Beanspruchung als Referenzbeanspruchung bis zum Bruch,
- Stoßbeanspruchung bis zum Bruch,
- Schwellbeanspruchung und anschließend statische Beanspruchung bis zum Bruch zur Bestimmung der Resttragfähigkeit.

Für die Schwellbeanspruchung wurden folgende Parameter gewählt:

- Sinusbeanspruchung mit den Frequenzen 1 Hz, 5 Hz und 10 Hz. Damit soll der gesamte technisch relevante Frequenzbereich der in deutschen Erdbebengebieten zu erwartenden seismischen Ereignisse abgedeckt werden.
- Die Unterlast wurde aus versuchstechnischen Gründen nicht zu Null, sondern zu 2 kN angesetzt. Als Oberlast wurde der 0,8fache Mittelwert der für statische Beanspruchung ermittelten Tragfähigkeit gewählt.
- Beanspruchungsdauer 10 s. Das entspricht gemäß Tabelle 2.1 ungefähr dem Größtwert der Starkbebendauer der in deutschen Erdbebengebieten zu erwartenden seismischen Ereignisse.

Die Untersuchungen wurden am Upat TOP Hinterschneid-Anker M 12 geführt, einem für Anwendungen in der Zugzone zugelassenen Hinterschnittdübel. Die Dübel wurden in einachsig verlaufende Parallelrisse in Dehnkörpern gesetzt. Die Versuchsbedingungen waren an den Vorgaben in [46] orientiert: Öffnen der Risse um 0,6 bis 0,8 mm, mindestens 5 Versuche für jede Parameterkombination. Dementsprechend wurden für die Versuche 0,7 mm breite Risse in den Dehnkörpern erzeugt. Für eine kleine Anzahl von Dübeln wurden auch Versuche mit 1,1 mm breiten Rissen in den Versuchskörpern geführt.



Je Dehnkörper konnten 14 Dübel montiert werden. Vorversuche mit Dübeln im Dehnkörper 1 dienten der Festlegung von Einzelheiten der Versuchsdurchführung. Für die hier beschriebenen Tastversuche standen die Dübel in den Dehnkörpern 2, 3 und 4, also insgesamt 42 Dübel zur Verfügung. Ihre Aufteilung nach Rißbreite und Beanspruchungsart ist der Tabelle 4.1 zu entnehmen.

Tabelle 4.1: Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel
0,7	statisch	7
	Stoß	6
	Schwellbelastung 1 Hz	6
	Schwellbelastung 5 Hz	6
	Schwellbelastung 10 Hz	7
1,1	statisch	2
	Stoß	2
	Schwellbelastung 1 Hz	2
	Schwellbelastung 5 Hz	2
	Schwellbelastung 10 Hz	2

#### 4.2.2 Versuchskörper

Form und Abmessungen der Dehnkörper, die für die in Tabelle 4.1 angeführten Dübelversuche verwendet wurden, sind Bild 4.1a zu entnehmen. Damit auf den zwei gegenüberliegenden Versuchskörperseiten Dübel gesetzt und möglichst ohne wesentliche gegenseitige Beeinflussung nacheinander geprüft werden konnten, wurde die Bauteildicke zu  $d = 26$  mm gewählt. Um die Risse zielsicher an den Soll-Rißstellen zu erzeugen, wurden die Querschnittsflächen der Betonkörper dort durch einbetonierte Stahlbleche geschwächt, wie das in Bild 4.2 dargestellt ist. Die zur Erzeugung der Risse erforderliche Zugkraft wurde durch vier Bewehrungsstäbe GEWI BSt 420/500,  $\varnothing 22$  in den Dehnkörper eingeleitet und durch steife Stahlankerplatten auf den Beton übertragen.

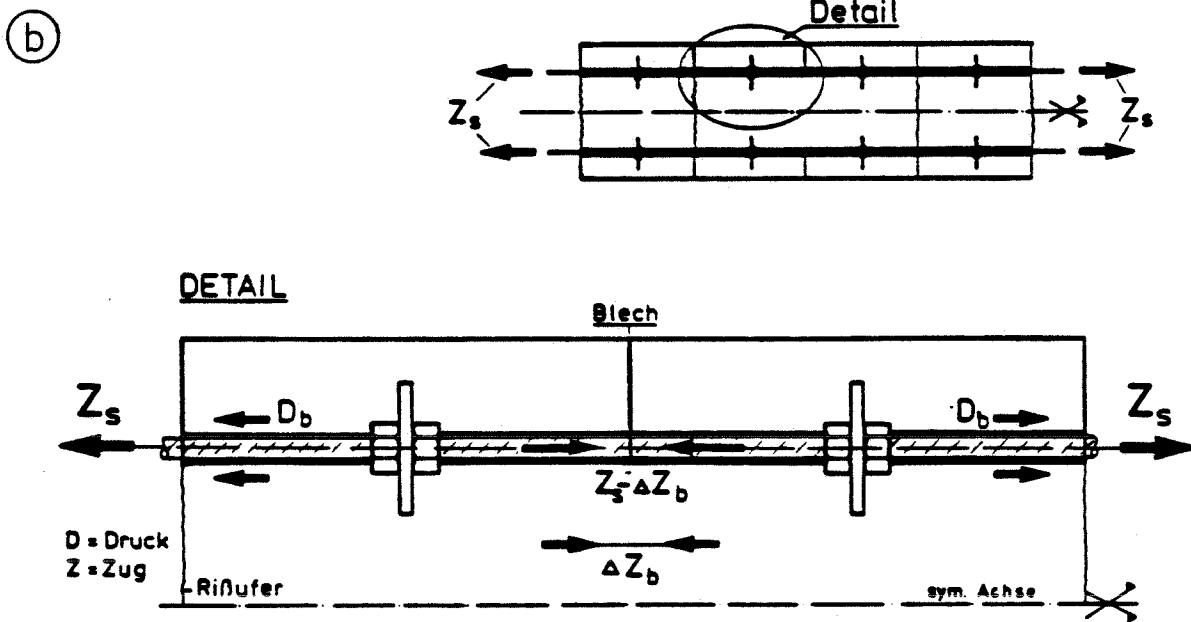
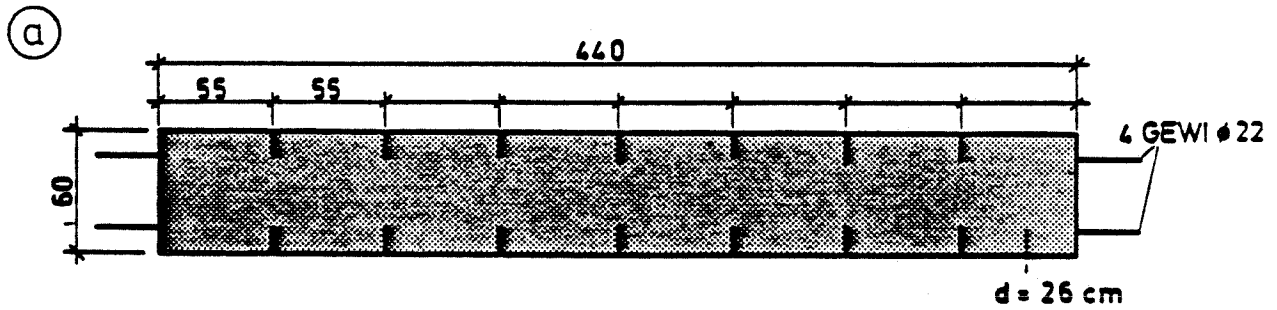


Bild 4.1: Dehnkörper. a) Geometrie, b) Kräfteinleitung und Erzeugung von Rissen

Zwischen den Ankerplatten waren die Bewehrungsstäbe in PVC-Rohre eingeführt, so daß kein Verbund zum umgebenden Beton vorhanden war. Die Wirkungsweise dieser Krafteinleitung ist schematisch in Bild 4.1b dargestellt. Das Bild zeigt den Kräftezustand im Bewehrungsstahl und im Beton eines noch ungerissenen Betonelementes. Das Element wird in der Beanspruchungsrichtung durch bereits erzeugte Parallelrisse begrenzt. Bei Erreichen der Betonzugfestigkeit reißt der Versuchskörper in dem durch Bleche geschwächten Querschnitt.

Das Bild 4.2 zeigt die Bewehrung der Dehnkörper. Die Bewehrungsdetails sind so konzipiert, daß beim Versuch die Bildung von Ausbruchskegeln durch die Bewehrungsstäbe nicht beeinflußt wird. In Anlehnung an [46], Abschnitt 1.3 (Funktionsprüfungen in niederfestem Beton) wurde für die Dehnkörper ein Beton mit  $\beta_w \sim 25$  bis  $30 \text{ N/mm}^2$  hergestellt. Dabei wurden folgende Würfeldruckfestigkeiten  $\beta_w$  und Spaltzugfestigkeiten  $\beta_{SPZ}$  (Serienfestigkeiten) erreicht:

Dehnkörper 2:  $\beta_w = 30,6 \text{ N/mm}^2$ ,  $\beta_{SPZ} = 2,68 \text{ N/mm}^2$   
Dehnkörper 3:  $\beta_w = 31,6 \text{ N/mm}^2$ ,  $\beta_{SPZ} = 2,54 \text{ N/mm}^2$   
Dehnkörper 4:  $\beta_w = 27,3 \text{ N/mm}^2$ ,  $\beta_{SPZ} = 2,44 \text{ N/mm}^2$

#### 4.2.3 Versuchsaufbau und Meßeinrichtungen

Der Versuchsaufbau ist im Bild 4.3 dargestellt. Zur Erzeugung der Risse war der Dehnkörper in die liegende Zug-Druck-Prüfmaschine ZD 3000 von MFL eingespannt. Die Zugkraft wurde über eine hochfeste Gewindestange, in Verbindung mit einer massiven Stahlplatte auf die Längsbewehrung übertragen. Die vier GEWI-Stäbe wurden mittels Muttern kraftschlüssig mit der Stahlplatte und der Prüfmaschine verbunden.

Für die Dübel-Ausziehversuche wurde der Prüfzylinder HOP 16 (160 kN Prüfkraft) mit servohydraulischer Steuerung verwendet. Die Kraft wurde mittels einer Kraftmeßdose (Dynamometer) C 6/200 von Hotinger gemessen. Zur Wegmessung wurden ein Wegaufnehmer W 50 Hotinger am Zylinder und zwei Wegaufnehmer W 20 in Summenschaltung am Dübel verwendet. Die Meßwertfassung erfolgte mit einem Transientenrekorder Fabrikat Krenz mit einer Speichertiefe von 8000 Meßwerten je Kanal. Die Daten wurden dann einem Rechner PDP 11/23 übergeben und dort ausgewertet.

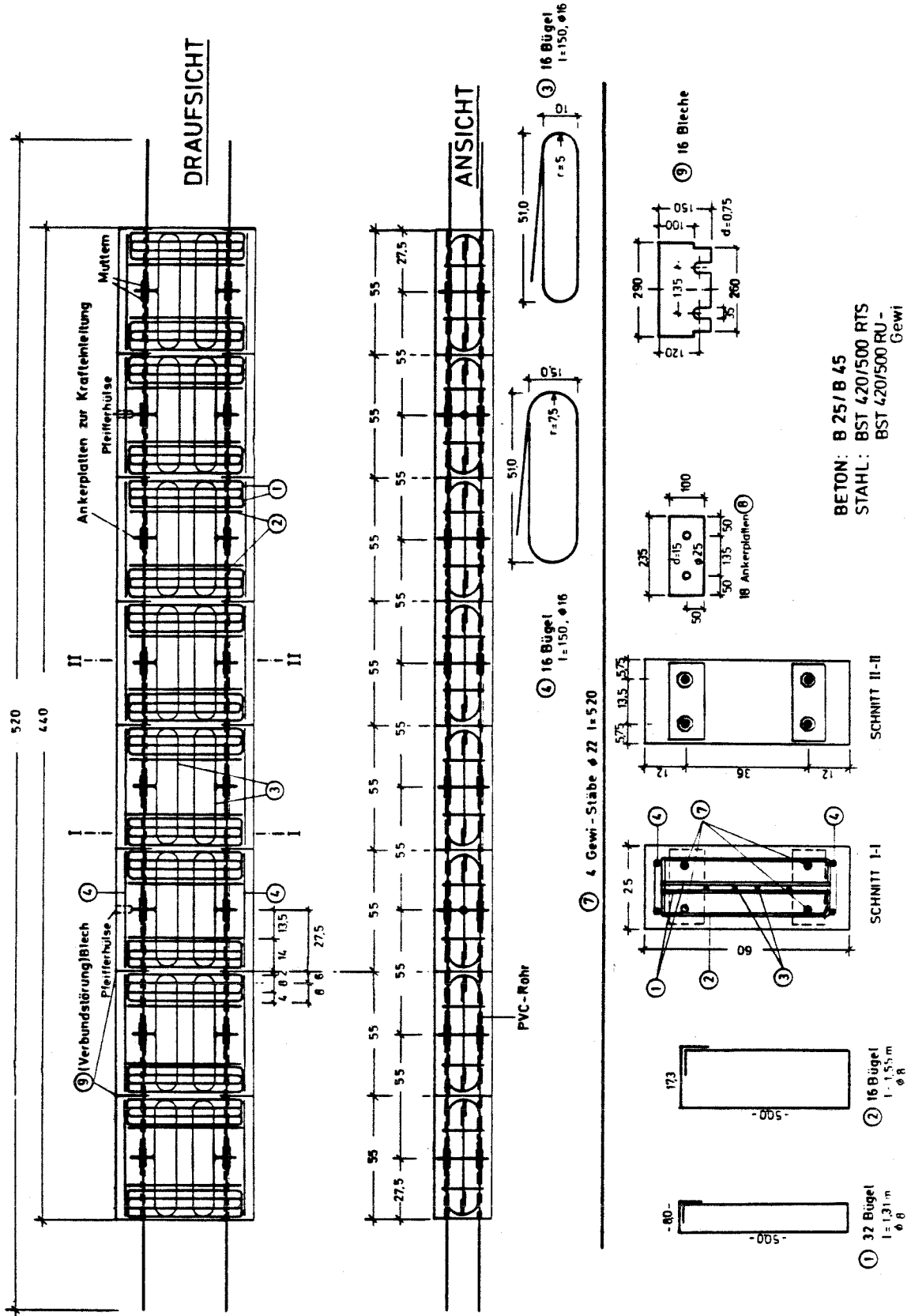


Bild 4.2: Bewehrung der Dehnkörper

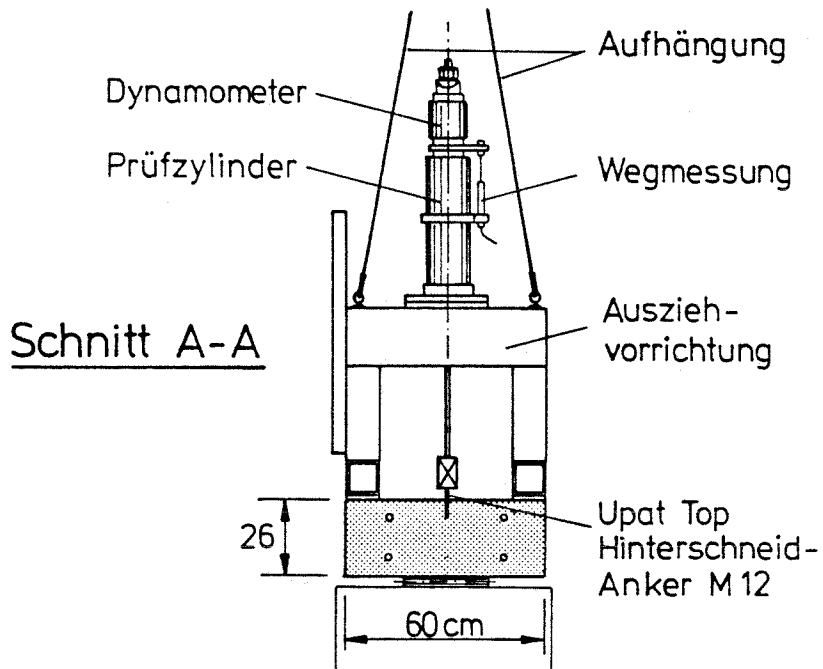
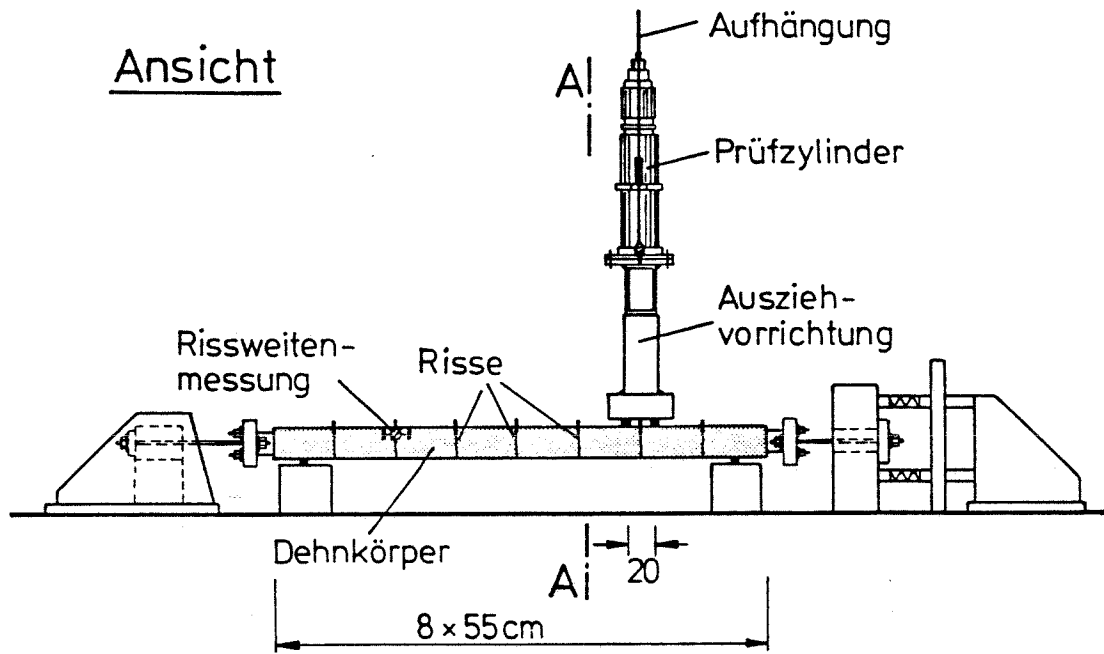


Bild 4.3: Versuchsaufbau

Die Rißbreiten wurden sowohl über je zwei an jedem Riß angeordnete Meßuhren als auch visuell, mit einer Ableselupe bestimmt.

#### 4.2.4 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung war an [46], Abschnitt 1.3.2, Versuche in Parallelrissen in niederfestem Beton, sowie an der Zulassungsversuchs-Beschreibung in [47] orientiert. Danach wurde wie folgt vorgegangen:

- Erzeugen von Haarrissen;
- Setzen der Dübel in die Risse;
- Vorspannen der Dübel mit dem Drehmoment  $M_d = 80 \text{ Nm}$  (Drehmoment beim Verankern nach [48]);
- nach mindestens 10 Minuten Wartezeit Entspannen der Dübel;
- Öffnen der Risse bis der breiteste Riß an einem noch nicht ausgezogenen Dübel die vorgesehene Breite erreicht hat;
- Vorspannen des betreffenden Dübels mit dem Drehmoment  $M_d = 20 \text{ Nm}$ ;
- Ausziehen des so vorbereiteten Dübels;
- Fortsetzung mit dem Dübel am nächstbreitesten Riß.

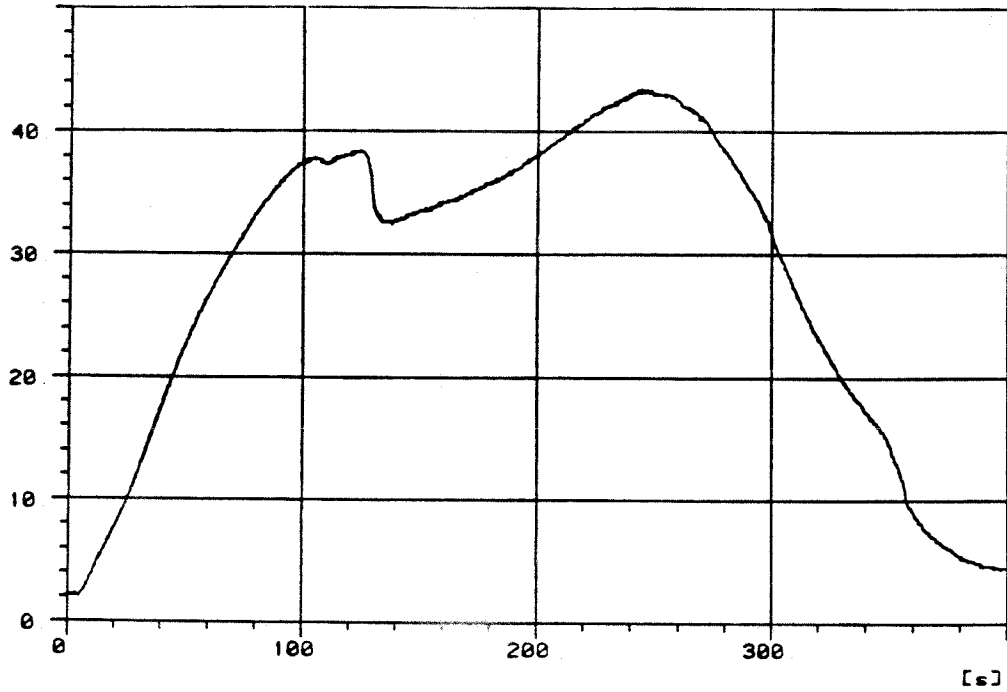
Die Versuche für statische Beanspruchung und für Stoß wurden weggesteuert gefahren. Dabei wurde für die statische Beanspruchung ein lineares Anwachsen der Verschiebung vorgegeben, das gemäß [46] nach ungefähr 3 bis 5 Minuten zum Erreichen der Höchstlast führen sollte. Für die Stoßbelastung wurde ein Sprung von 2 cm vorgesehen. Das Bild 4.4 zeigt Beispiele der mit diesen Vorgaben erhaltenen Zeit-Kraft-Funktionen. Wie aus Bild 4.4b ersichtlich ist, konnte die servohydraulische Steuerung des Prüfzylinders keine schnellere Lastzunahme als ungefähr 40 ms bis zum Erreichen der Höchstlast erzeugen, was näherungsweise den Verhältnissen beim Lastfall Flugzeugabsturz entspricht (vgl. Bild 2.4b). Da dies ein verhältnismäßig langsamer Stoßvorgang ist, wird er im folgenden vielfach als "Stoß" bezeichnet.

Ⓐ

TOP12 STATISCH

0TT

MS 5 [KN]



Ⓑ

TOP19 STOSS

2LL

MS 5 [KN]

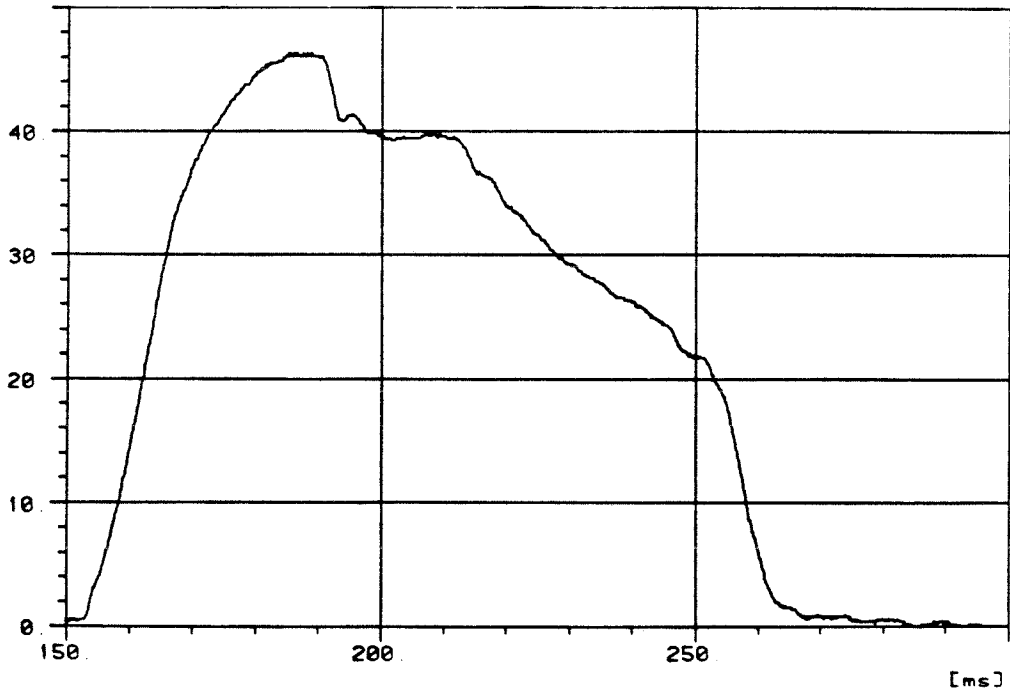
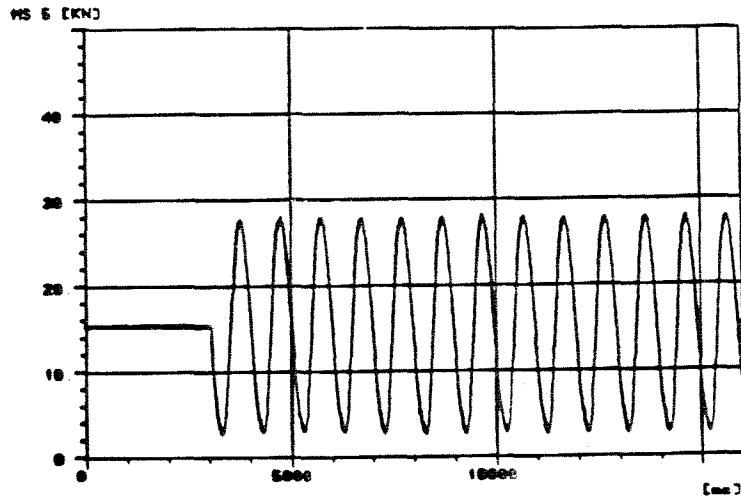


Bild 4.4: Zeit-Kraft-Funktionen. a) Statische Belastung, b) Stoß

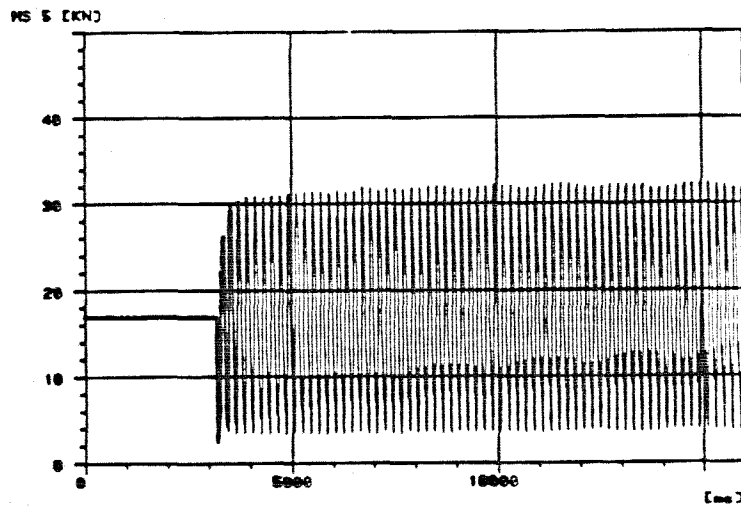
Die Versuche für Schwellbelastung wurden kraftgesteuert gefahren. Das Bild 4.5 zeigt Zeit-Kraft-Funktionen für die drei gewählten Frequenzen, mit verschiedenen, für den Dehnkörper 1 gewählten Werten der Oberlast. Für die im folgenden ausgewerteten Versuche an den Dehnkörpern 2, 3 und 4 wurde die Oberlast bei Versuchen mit 0,7 mm Rißbreite zu 31 kN und bei Versuchen mit 1,1 mm Rißbreite zu 24 kN bestimmt. Die Fotos in den Bildern 4.6 bis 4.11 zeigen verschiedene Aspekte von Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung. Wie die Bilder 4.10 und 4.11 zeigen, endeten sämtliche Versuche mit der Bildung von Ausbruchskegeln.



TOP10 DYN 1 HZ 2-26 KN ZPP



TOP114 DYN 5 HZ 2-32 KN ZPP



TOP111 DYN 10 HZ 2-26 KN ZPP

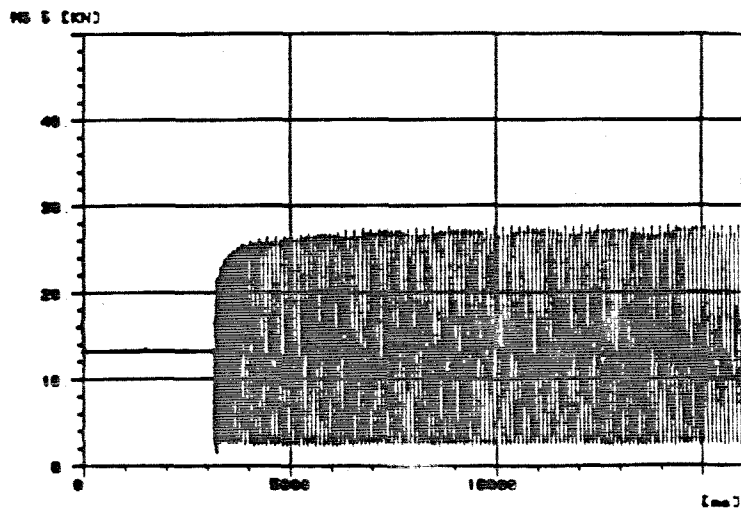


Bild 4.5: Zeit-Kraft-Funktionen für Schwellbelastung. a) Frequenz 1 Hz, b) Frequenz 5 Hz, c) Frequenz 10 Hz

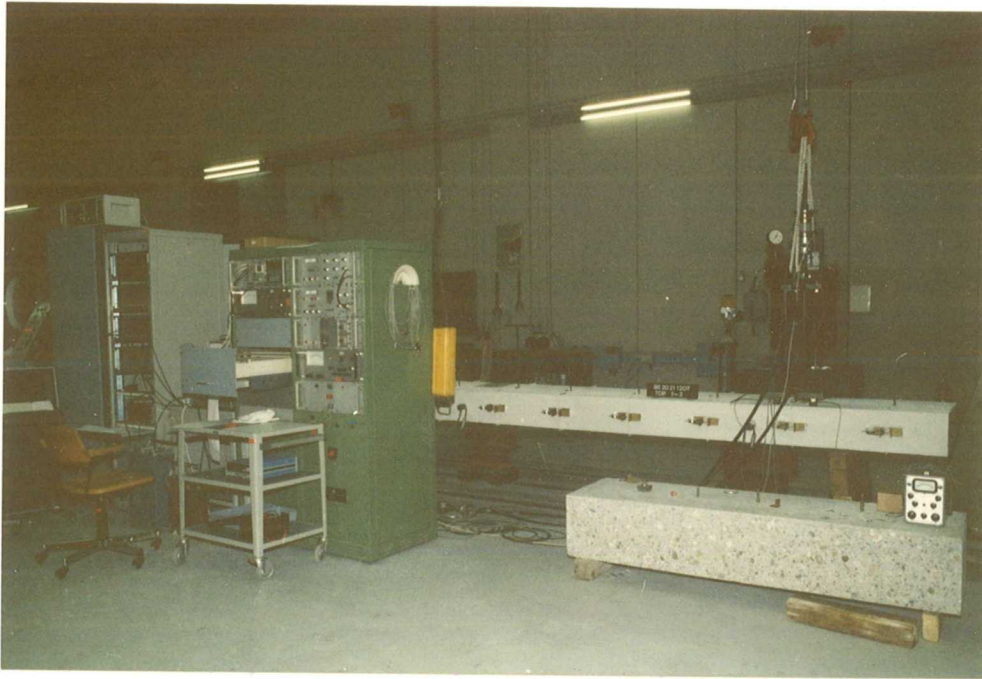


Bild 4.6: Versuchsaufbau

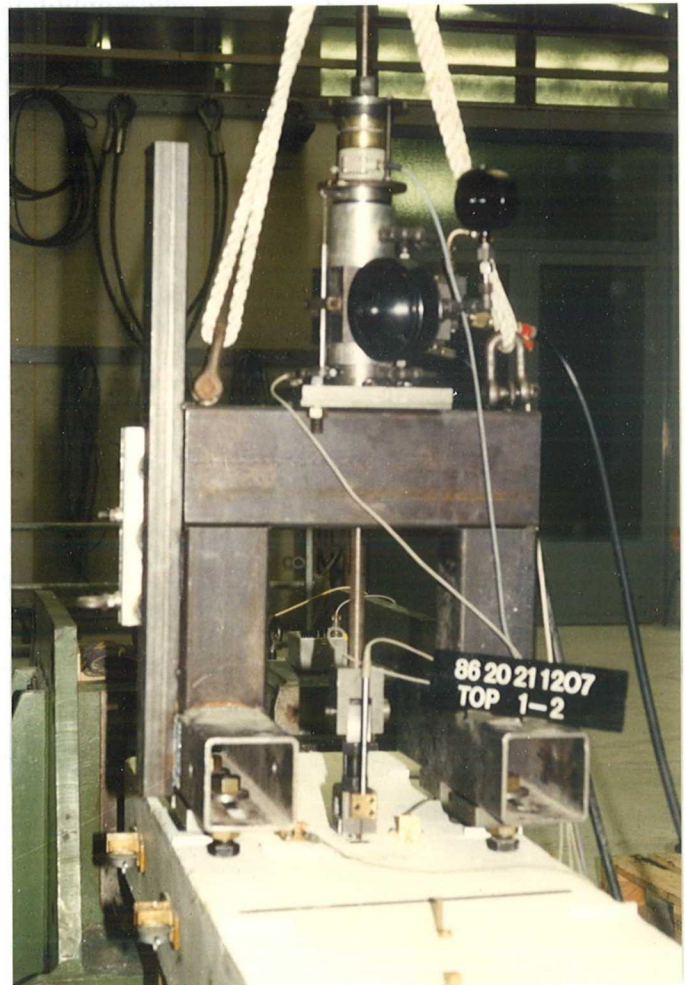


Bild 4.7: Ausziehvorrichtung

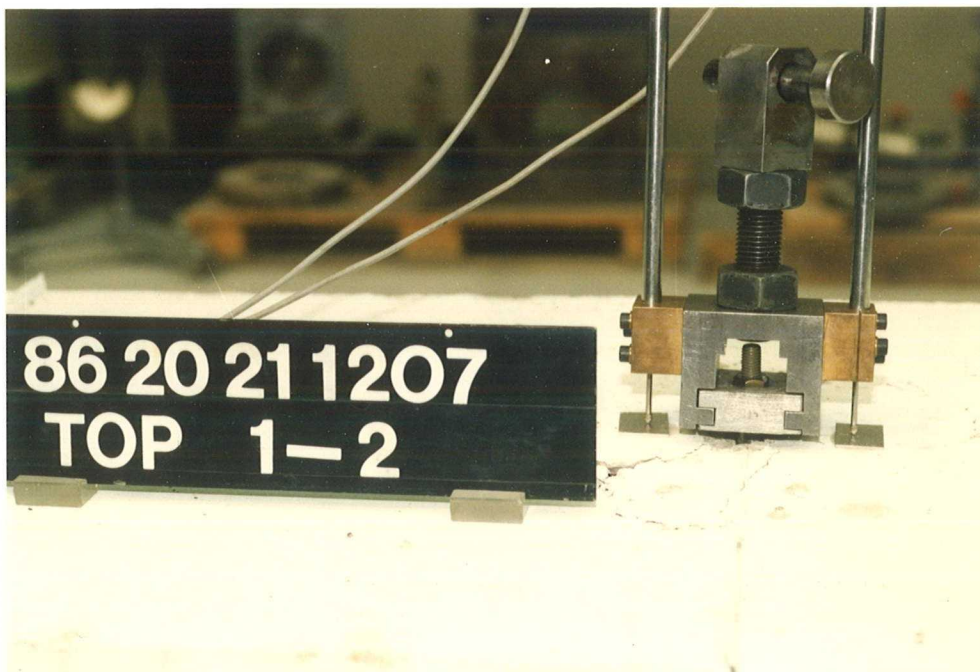


Bild 4.8: Detail Ausziehvorrichtung



Bild 4.9: Upat TOP Hinterschneid-Anker  
M 12 vor und nach dem Versuch



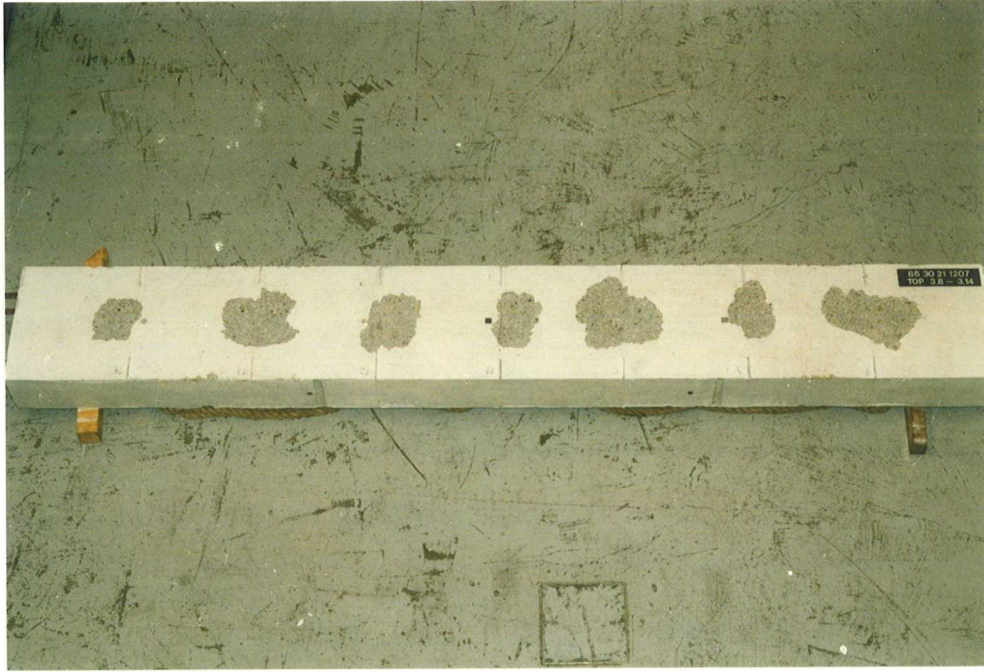


Bild 4.10: Dehnkörper 3 nach den Versuchen

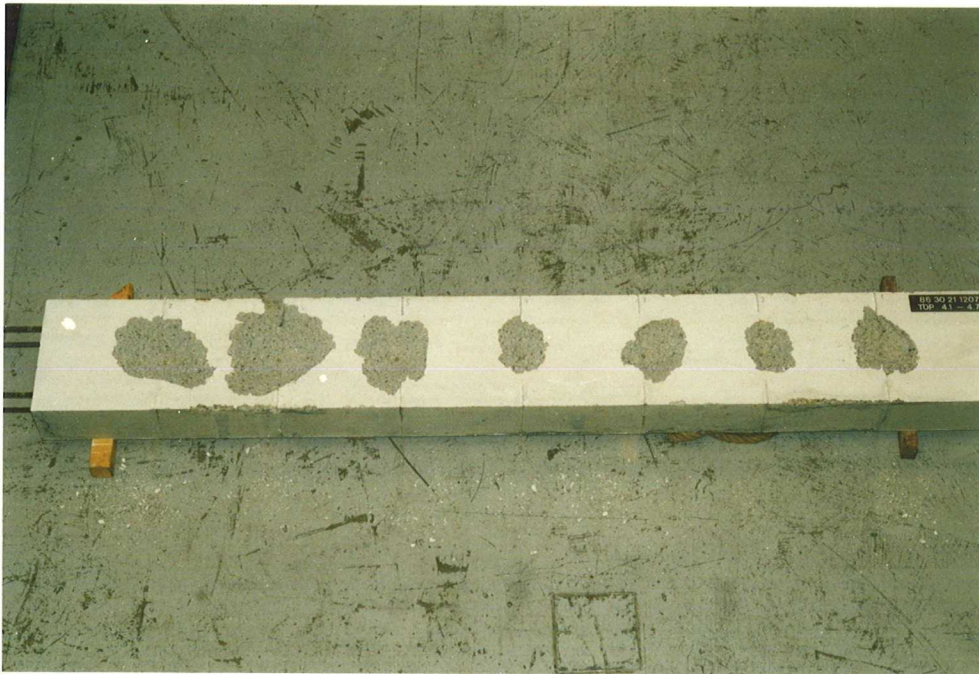


Bild 4.11: Dehnkörper 4 nach den Versuchen

### 4.3 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Tastversuche werden in der Anlage in Form von Kraft-Verschiebungs-Diagrammen angegeben. Bei den Dübelnummern TOP N bedeutet die erste Ziffer von N die Nummer des Dehnkörpers (2 bis 4), während die restlichen Ziffern die Nummer des Dübels im betreffenden Dehnkörper (1 bis 14) anzeigen. Die Diagramme, wie auch die Zahlenwerte in den Tabellen des Kapitels 5, sind nach Beanspruchungsarten in der Reihenfolge der Versuchsdurchführung angeordnet, d.h. gemäß Abschnitt 4.3.2 in der Reihenfolge, in der die Risse an den entsprechenden Dübeln die Sollbreite erreicht haben.

Eine Übersicht der in der Anlage zusammengestellten Diagramme ist in Tabelle 4.2 angegeben. Darin wird zwischen Erstversuchen (statische Belastung, Stoß, Schwellbelastung) und Zweitversuchen (statische Belastung nach 10 s Schwellbelastung, zur Ermittlung der Resttragfähigkeit) unterschieden.

Tabelle 4.2: Übersicht Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
Kraft-Verschiebungs-Diagramme in der Anlage

Rißbreite [mm]	Belastungs- art	Dübel TOP	Erstversuch	Zweitversuch
0,7	Statisch	27	A1	
		26	A2	
		25	A3	
		23	A4	
		22	A5	
		21	A6	
	"Stoß"	24	A8	
		213	A9	
		210	A10	
		28	A11	
		212	A12	
		214	A13	
Schwell- belastung 1 Hz	29	A14	A15	
	211	A16	A17	
	32	A18	A19	
	36	A20	A21	
	31	A22	A23	
	33	A24	A25	
Schwell- belastung 5 Hz	34	A26	A27	
	35	A28	A29	
	37	A30	A31	
	313*	A32		
	312	A33	A34	
	311	A35	A36	
Schwell- belastung 10 Hz	38	A37	A38	
	314*	A39, A40, A41		
	310	A42	A43	
	39	A44	A45	
	42	A46	A47	
	47	A48	A49	
Statisch	46	A50	A51	
	45	A7		
1,1	Statisch	44	A52	
		43	A53	
	Stoß	41	A54	
		413	A55	
	Schwell 1 Hz	48	A56	A57
		49	A58	A59
	Schwell 5 Hz	410	A60	A61
		411	A62	A63
	Schwell 10 Hz	412	A64	A65
		414	A66	A67

\*Bruch

## 5 Folgerungen aus den Ergebnissen der Tastversuche

### 5.1 Numerische Auswertung der Versuchsergebnisse

#### 5.1.1 Tragfähigkeit und Verschiebungen

Gemäß Abschnitt 4.1 sollten die Tastversuche – zumindest qualitativ – Aufschluß über das Trag- und Verformungsverhalten von Dübeln in gerissemem Beton unter hohen dynamischen Beanspruchungen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen geben. Dazu wurden die Versuchsergebnisse von drei Gesichtspunkten her ausgewertet:

- Tragfähigkeit und Verschiebungen,
- Sekantensteifigkeiten,
- mechanische Arbeit.

Im Bild 5.1 sind die Parameter definiert, die zur Beschreibung von Tragfähigkeit und Verschiebungen gewählt wurden. Diese sind:

- $F_u$  - Tragfähigkeit (Größtwert der übertragenen Kraft); bei Schwellbelastung entspricht  $F_u$  der Resttragfähigkeit;
- $s_1$  - Verschiebung nach 10 s Schwellbelastung;
- $s'_u$  - Verschiebung beim Erreichen von  $F_u$  bei statischer Belastung oder Stoß;
- $s_u$  - Gesamtverschiebung beim Erreichen von  $F_u$  (bei statischer Belastung oder Stoß gilt  $s'_u = s_u$ ; bei Schwellbelastung ist  $s_u$  die Verschiebung nach 10 s Schwellbelastung und anschließend statischer Belastung);
- $s_z$  - Verschiebung unter der zulässigen Last  $zul F$  im Lastfall außergewöhnliche Einwirkung (bei Schwellbelastung unter der anschließenden statischen Belastung).

Setzt man für den Lastfall außergewöhnliche Einwirkung für den Sicherheitsbeiwert nur den bauartbedingten Teilfaktor  $\gamma_B$  an, der üblich (z.B. in [44], [45]) zu  $\gamma_B = 1,7$  angenommen wird, so ergibt sich mit  $zul F_{stat} = 6,0$  kN und  $\gamma = 3$  für statische Lasten

$$\begin{aligned}zul F &= 3 \times zul F_{stat} / 1,7 \\ &= 3 \times 6,0 / 1,7 = 10,6 \text{ kN.}\end{aligned}$$

# Tragfähigkeit und Verschiebungen

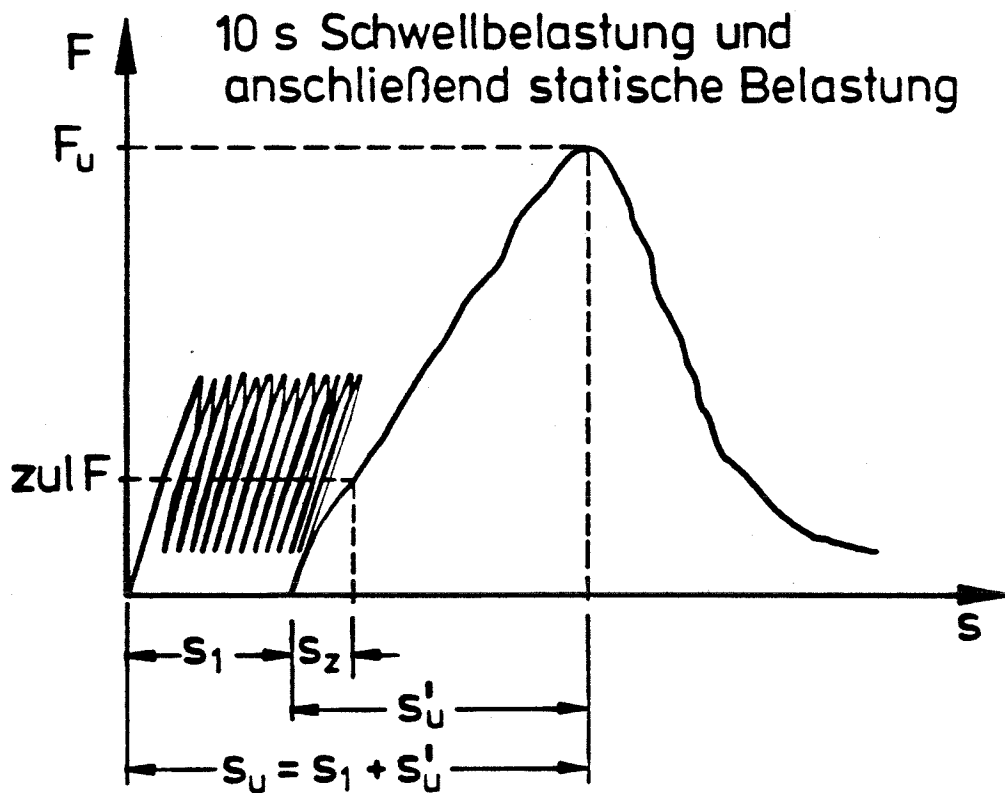
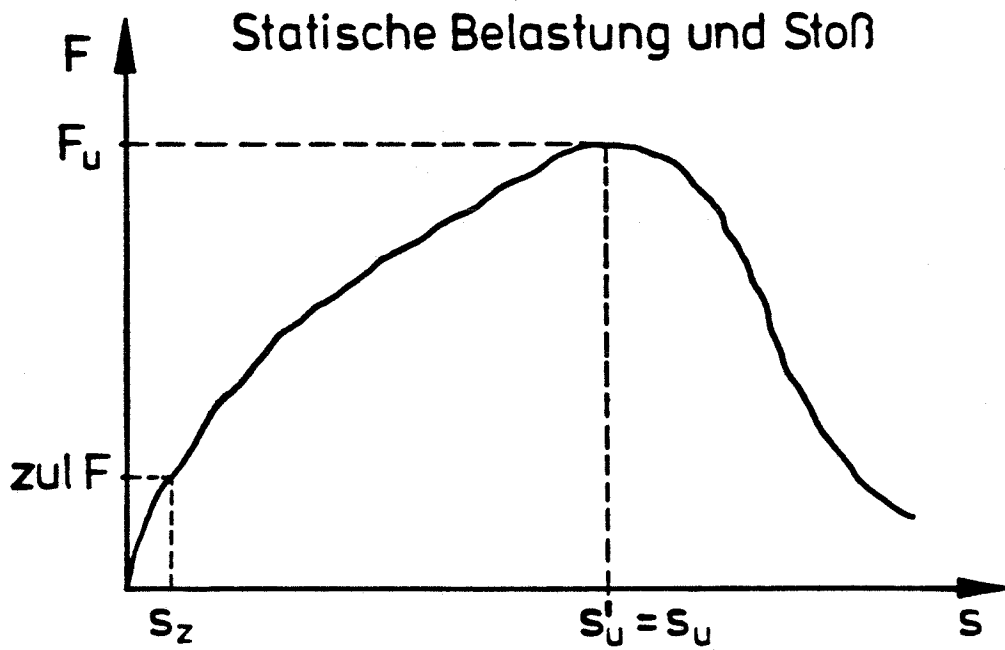


Bild 5.1: Parameter zur Beschreibung von Tragfähigkeit und Verschiebungen



Die im Bild 5.1 definierten Parameter zur Beschreibung von Tragfähigkeit und Verschiebungen sind in Tabelle 5.1 für jeden der 42 durchgeführten Dübelversuche angegeben. In den Tabellen 5.2 bis 5.6 werden die Daten aus Tabelle 5.1 statistisch ausgewertet. Es werden für die genannten Parameter Mittelwert, Standardabweichung  $\sigma$  und Variationskoeffizienten  $V$  ermittelt. In der jeweils letzten Spalte jeder Tabelle ist das Verhältnis zwischen dem Mittelwert des untersuchten Parameters für eine gegebene Beanspruchungsart und seinem Mittelwert bei statischer Belastung oder, wo dies sinnvoller ist, nach 10 s Schwellbelastung mit 10 Hz Frequenz angegeben. Auf diese Art soll ein Vergleich der Versuchsergebnisse für verschiedene Beanspruchungsarten ermöglicht werden.

Der formalen Vollständigkeit wegen wurden in den Tabellen 5.2 bis 5.6 auch für die Versuche bei 1,1 mm Rißbreite statistische Kenngrößen ermittelt. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, daß wegen der geringen Anzahl dieser Versuche (nur je zwei Versuche pro Beanspruchungsart) diesen Kenngrößen keine genügende Aussagekraft zukommt, um gesicherte Folgerungen zuzulassen.

Als für die Folgerungen in Abschnitt 5.2 und 5.3 wichtige Ergebnisse der statistischen Auswertung in den Tabellen 5.2 bis 5.6 sind hervorzuheben:

für Dübel unter Stoßbelastung

- größere Tragfähigkeit als bei statischer Beanspruchung (Tabelle 5.2);
- größere Gesamtverschiebung beim Erreichen von  $F_u$  als bei statischer Beanspruchung (Tabelle 5.5);

für Dübel unter Schwellbelastung

- keine signifikante Abminderung der Tragfähigkeit infolge 10 s Schwellbelastung (Tabelle 5.2);
- keine weitere Zunahme der Verschiebung nach 50 Belastungs-Entlastungszyklen (Tabelle 5.3).

Tabelle 5.1: Übersicht Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
Tragfähigkeit und Verschiebungen

Rißbreite [mm]	Belastungs- art	Dübel TOP	$F_u$ [kN]	$s_l$ [mm]	$s'_u$ [mm]	$s_u = s_l + s'_u$ [mm]	$s_z$ [mm]
0,7	Statisch	27	44,2		7,0	7,0	0,83
		26	39,2		8,3	8,3	1,17
		25	41,6		7,5	7,5	1,00
		23	35,4		7,5	7,5	1,17
		22	32,4		5,4	5,4	0,75
		21	40,0		12,5	12,5	0,63
	Stoß	24	47,5		11,0	11,0	0,80
		213	47,1		9,2	9,2	0,80
		210	48,5		11,0	11,0	0,70
		28	49,0		11,4	11,4	1,10
		212	46,5		16,3	16,3	1,10
		214	50,5		13,8	13,8	1,10
	Schwell- belastung 1 Hz	29	41,4	3,3	5,8	9,1	0,83
		211	37,6	3,3	5,0	8,3	0,75
		32	38,6	3,3	2,9	6,2	0,67
		36	38,4	3,3	3,9	7,2	0,75
		31	37,8	3,3	3,1	6,4	0,79
		33	33,0	9,2	2,7	11,9	0,83
	Schwell- belastung 5 Hz	34	41,2	6,7	4,2	10,9	0,67
		35	36,6	9,2	2,5	11,7	0,71
		37	32,0	3,7	1,7	5,4	0,67
		313*	-	-	-	-	-
		312	34,0	7,5	3,2	10,7	0,83
		311	37,2	8,8	2,3	11,1	0,75
	Schwell- belastung 10 Hz	38	37,0	7,1	2,5	9,6	0,87
		314*	-	-	-	-	-
		310	39,6	7,1	2,9	10,0	0,58
		39	42,4	6,2	3,8	10,0	0,63
42		30,0	7,5	2,1	9,6	0,67	
47		36,2	4,9	2,9	7,8	0,71	
46		33,2	8,2	2,3	10,5	0,75	
Statisch	45	32,0		6,5	6,5	0,83	
1,1	Statisch	44	24,8		6,4	6,4	0,63
		43	32,6		9,2	9,2	1,33
	Stoß	41	33,3		8,5	8,5	0,50
		413	39,0		9,0	9,0	0,75
	Schwell 1 Hz	48	30,0	3,5	3,3	6,8	0,71
		49	28,2	2,9	2,7	5,6	0,67
	Schwell 5 Hz	410	28,2	10,0	2,9	12,9	0,75
		411	30,4	6,3	2,5	8,8	0,79
	Schwell 10 Hz	412	28,0	8,8	2,5	11,3	0,75
		414	32,8	7,9	4,2	12,1	0,67

\*Bruch

Tabelle 5.2: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
Tragfähigkeit  $F_u$

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{F}_u$ [kN]	$\sigma$ [kN]	$v = \frac{\sigma}{F_u}$	$\frac{\bar{F}_u}{\bar{F}_{u,stat}}$
0,7	Statisch	7	37,8	4,67	0,123	1,00
	"Stoß"	6	47,7	1,02	0,021	1,26
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	37,8*	2,72	0,072	1,00
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	36,2*	3,49	0,096	0,96
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	36,4*	4,42	0,122	0,96
1,1	Statisch	2	28,7	5,52	0,192	1,00
	"Stoß"	2	36,2	4,03	0,111	1,26
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	29,1*	1,27	0,044	1,01
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	29,3*	1,56	0,053	1,02
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	30,4*	3,39	0,112	1,06

\* Resttragfähigkeit nach 10 s Schwellbelastung

Tabelle 5.3: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
 Verschiebung  $s_1$  nach 10 s Schwellbelastung

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{s}_1$ [mm]	$\sigma$ [mm]	$V = \frac{\sigma}{\bar{s}_1}$	$\frac{\bar{s}_1}{\bar{s}_1, 10 \text{ Hz}}$
0,7	Statisch	7	-	-	-	-
	"Stoß"	6	-	-	-	-
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	4,28	2,20	0,513	0,63
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	7,18	1,96	0,273	1,05
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	6,83	1,05	0,153	1,00
1,1	Statisch	2	-	-	-	-
	"Stoß"	2	-	-	-	-
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	3,2	0,30	0,094	0,38
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	8,15	1,85	0,227	0,98
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	8,35	0,45	0,054	1,00

Tabelle 5.4: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
 Verschiebung  $s'_u$  beim Erreichen von  $F_u$  in  
 statischer Belastung oder Stoß

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{s}'_u$ [mm]	$\sigma$ [mm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{s}'_u}$	$\frac{\bar{s}'_u}{\bar{s}'_{u, \text{stat}}}$
0,7	Statisch	7	7,81	2,09	0,267	1,00
	"Stoß"	6	12,12	2,30	0,190	1,56
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	3,90*	1,15	0,294	0,50
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	2,78*	0,86	0,308	0,36
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	2,75*	0,55	0,201	0,35
1,1	Statisch	2	7,80	1,40	0,179	1,00
	"Stoß"	2	8,75	0,25	0,028	1,12
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	3,00*	0,30	0,100	0,38
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	2,70*	0,20	0,074	0,35
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	3,35*	0,85	0,254	0,43

\*Statische Belastung nach 10 s Schwellbelastung

Tabelle 5.5: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
Gesamtverschiebung  $s_u$  beim Erreichen von  $F_u$

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{s}_u$ [mm]	$\sigma$ [mm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{s}_u}$	$\frac{\bar{s}_u}{\bar{s}_{u, stat}}$
0,7	Statisch	7	7,81	2,09	0,267	1,00
	"Stoß"	6	12,12	2,30	0,190	1,56
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	8,18*	1,95	0,237	1,05
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	9,96*	2,30	0,231	1,27
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	9,58*	0,85	0,089	1,23
1,1	Statisch	2	7,80	1,40	0,179	1,00
	"Stoß"	2	8,75	0,25	0,028	1,12
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	6,20*	0,60	0,097	0,79
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	10,85*	2,05	0,189	1,39
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	11,70*	0,40	0,034	1,50

\*Nach 10 s Schwellbelastung und anschließend statischer Belastung

Tabelle 5.6: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.

$$\begin{aligned} \text{Verschiebung } s_z \text{ bei } z_{ul} F &= 3 \times z_{ul} F_{stat} / 1,7 \\ &= 3 \times 6,0 / 1,7 = 10,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{s}_z$ [mm]	$\sigma$ [mm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{s}_z}$	$\frac{\bar{s}_z}{\bar{s}_{z, stat}}$
0,7	Statisch	7	0,91	0,19	0,211	1,00
	"Stoß"	6	0,93	0,17	0,182	1,03
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	0,77*	0,06	0,072	0,85
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	0,73*	0,06	0,082	0,80
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	0,70*	0,09	0,132	0,77
1,1	Statisch	2	0,98	0,35	0,357	1,00
	"Stoß"	2	0,63	0,13	0,200	0,64
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	0,69*	0,02	0,029	0,70
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	0,77*	0,02	0,026	0,79
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	0,71*	0,04	0,056	0,72

\*Statische Belastung nach 10 s Schwellbelastung

### 5.1.2 Sekantensteifigkeiten

Bei Befestigungen mit Dübeln wird vielfach die Bedingung gestellt, daß bestimmte zulässige Verschiebungen unter Einwirkungen, deren Größenordnung weit unterhalb der Tragfähigkeit des Dübels liegt, nicht überschritten werden. Um zu beurteilen, wie weit solche Bedingungen erfüllt werden, genügt es nicht, die Dübelverschiebung beim Erreichen von  $F_u$  zu kennen. Es muß vielmehr die Form der Last-Verschiebungs-Kurve auch im Bereich kleinerer Lasten bekannt sein. Zur Beschreibung der Last-Verschiebungs-Kurven von Dübeln unter hoher dynamischer Beanspruchung wurden für eine Reihe von Punkten dieser Kurven Sekantensteifigkeiten ermittelt. Mit ihrer Hilfe läßt sich leicht abschätzen, welche Verschiebung einer gegebenen Last entspricht, bzw. wie eine Last begrenzt werden muß, damit eine gegebene zulässige Verschiebung nicht überschritten wird.

Im Bild 5.2 sind charakteristische Werte von Sekantensteifigkeiten definiert, die zur Beschreibung von Last-Verschiebungs-Kurven herangezogen wurden. Diese sind:

- $k_z$  - Sekantensteifigkeit bei der zulässigen Last  $z$ ul  $F$  im Lastfall außergewöhnliche Einwirkung, für die in Abschnitt 5.1.1  $z$ ul  $F = 10,6$  kN ermittelt wurde;
- $k_{2,5}$  - Sekantensteifigkeit bei der Verschiebung  $s = 2,5$  mm
- $k_5$  - Sekantensteifigkeit bei der Verschiebung  $s = 5$  mm
- $k_u$  - Sekantensteifigkeit beim Erreichen von  $F_u$ .

Bei Schwellbelastung entsprechen die angegebenen Werte dem Verhalten bei nachfolgender statischer Belastung.

Die im Bild 5.2 definierten charakteristischen Werte von Sekantensteifigkeiten sind in Tabelle 5.7 für jeden der 42 durchgeführten Dübelversuche angegeben. In den Tabellen 5.8 bis 5.11 werden die Daten aus Tabelle 5.7 statistisch ausgewertet. Dabei wird wie bei den Tabellen in Abschnitt 5.1.1 vorgegangen.



# Sekantensteifigkeiten

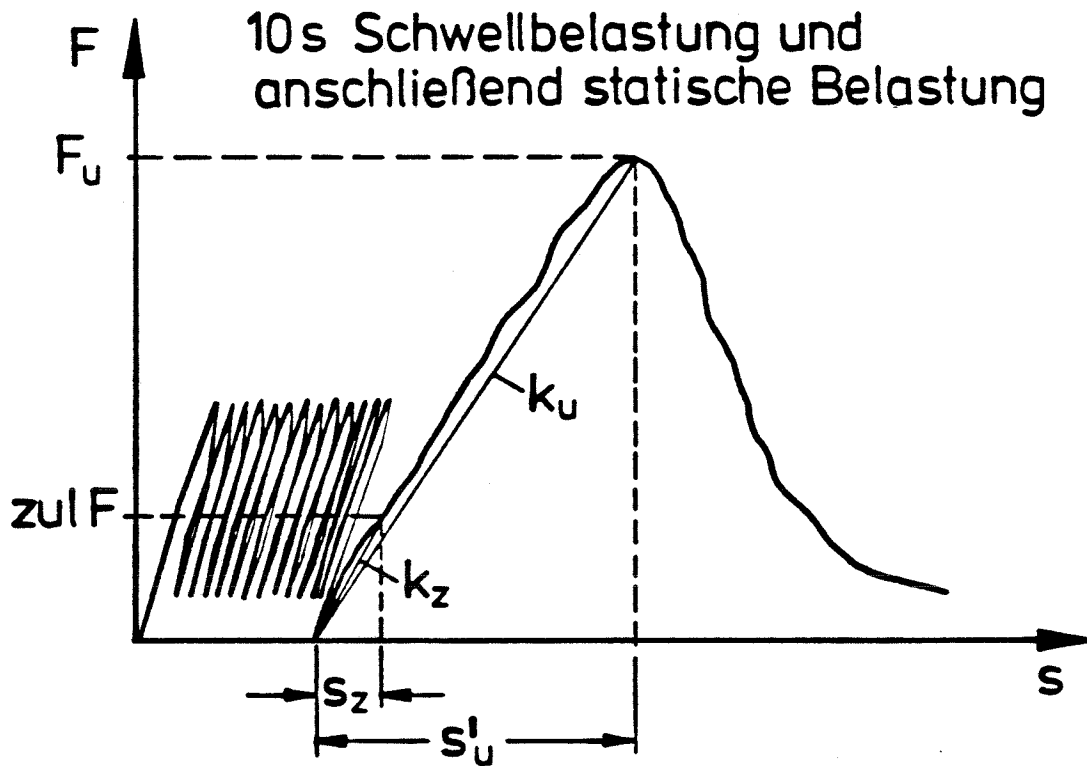
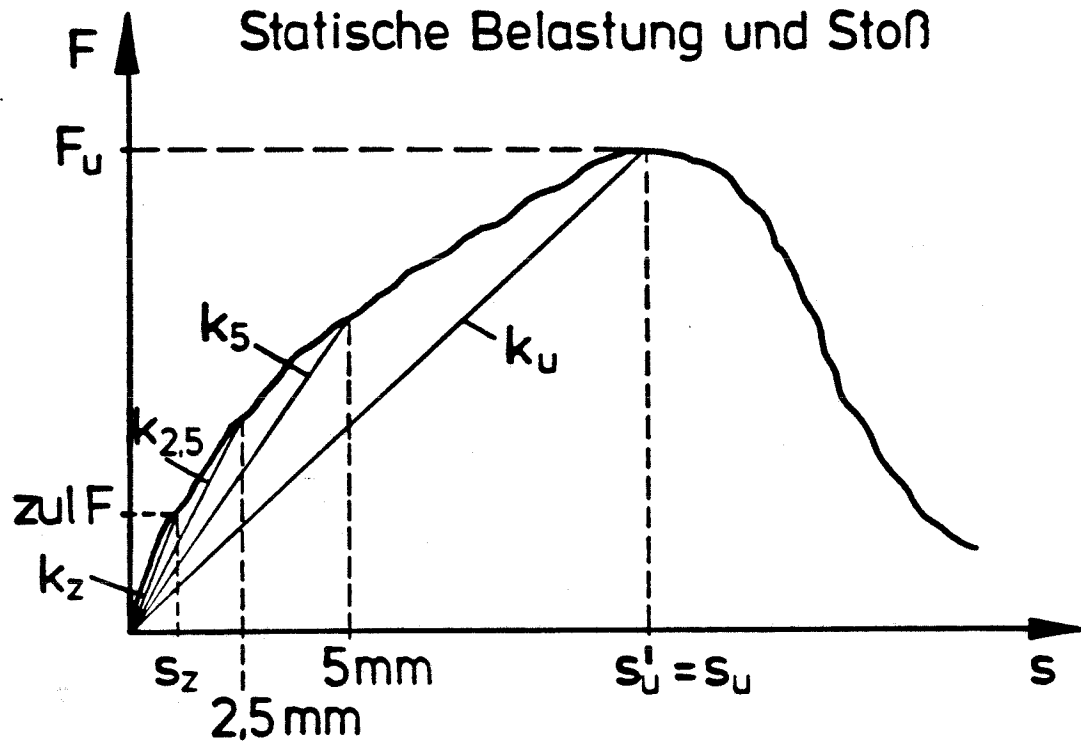


Bild 5.2: Charakteristische Sekantensteifigkeiten

Als für die Folgerungen in Abschnitt 5.2 und 5.3 wichtige Ergebnisse der statistischen Auswertung in den Tabellen 5.8 bis 5.11 sind hervorzuheben:

für Dübel unter Stoßbelastung

- kleinere Sekantensteifigkeit beim Erreichen von  $F_u$  als bei statischer Beanspruchung (Tabelle 5.11);
- ungefähr gleich große Sekantensteifigkeit wie bei statischer Beanspruchung in dem für die Praxis relevanten Bereich kleinerer Lasten und Verschiebungen (Tabellen 5.8 bis 5.10);

für Dübel unter Schwellbelastung

- bedeutend größere Sekantensteifigkeiten bei einer auf 10 s Schwellbelastung folgenden statischen Beanspruchung als bei rein statischer Beanspruchung ohne vorhergehende Schwellbelastung (Tabelle 5.11); wegen der vielfach sehr kleinen  $s'_u$ -Werte (vgl. Tabelle 5.1) war hier die Ermittlung von  $k_{2,5}$  und  $k_5$  nicht sinnvoll.

Tabelle 5.7: Übersicht Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
Sekantensteifigkeiten

Rißbreite [mm]	Belastungs- art	Dübel TOP	$k_z$ [kN/mm]	$k_{2,5}$ [kN/mm]	$k_5$ [kN/mm]	$k_u$ [kN/mm]
0,7	Statisch	27	12,77	12,64	8,48	6,31
		26	9,06	10,40	7,12	4,72
		25	10,60	8,48	7,04	5,55
		23	9,06	10,08	6,48	4,72
		22	14,13	9,92	6,16	6,00
		21	16,83	11,52	7,28	3,20
		27	12,77	12,64	8,48	6,31
	"Stoß"	24	13,25	9,60	6,80	4,32
		213	13,25	10,28	7,53	5,12
		210	15,14	11,32	7,60	4,41
		28	9,64	9,88	6,46	4,30
		212	9,64	10,52	7,86	2,85
		214	9,64	10,28	6,66	3,66
		24	13,25	9,60	6,80	4,32
	Schwell- belastung 1 Hz	29	12,77			7,14
		211	14,13			7,52
		32	15,82			13,31
		36	14,13			9,85
		31	13,42			12,19
		33	12,77			12,22
	Schwell- belastung 5 Hz	34	15,82			9,81
		35	14,93			14,64
		37	15,82			18,82
		313*	-	-	-	-
		312	12,77			10,62
		311	14,13			16,17
	Schwell- belastung 10 Hz	38	12,18			14,80
		314*	-	-	-	-
310		18,27			13,65	
39		16,82			11,16	
42		15,82			14,29	
47		14,93			12,48	
46		14,13			14,43	
Statisch	45	12,77	7,68	5,72	4,92	
	44	16,83	7,60	4,76	3,88	
Stoß	43	7,97	6,56	5,32	3,54	
	41	21,20	9,44	5,62	3,92	
1,1	Schwell 1 Hz	413	14,13	8,56	6,56	4,33
		48	14,93			9,09
	Schwell 5 Hz	49	15,82			10,44
		410	14,13			9,72
	Schwell 10 Hz	411	13,42			12,16
		412	14,13			11,20
	Schwell 1 Hz	414	15,82			7,81
		413	14,13	8,56	6,56	4,33

\*Bruch

Tabelle 5.8: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.

Sekantensteifigkeit  $k_z$  bei  $z_{ul} F = 3 \times z_{ul} F_{stat} / 1,7$   
 $= 3 \times 6,0 / 1,7 = 10,6 \text{ kN}$

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{k}_z$ [kN/mm]	$\sigma$ [kN/mm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{k}_z}$	$\frac{\bar{k}_z}{\bar{k}_{z, stat}}$
0,7	Statisch	7	12,17	2,62	0,215	1,00
	"Stoß"	6	11,76	2,21	0,188	0,92
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	13,84*	1,05	0,076	1,14
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	14,69*	1,15	0,078	1,21
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	15,36*	1,94	0,126	1,26
1,1	Statisch	2	12,40	4,43	0,357	1,00
	"Stoß"	2	17,66	3,53	0,200	1,42
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	15,37*	0,45	0,028	1,24
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	13,77*	0,35	0,025	1,11
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	14,98*	0,84	0,056	1,21

\*Statische Belastung nach 10 s Schwellbelastung

Tabelle 5.9: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
 Sekantensteifigkeit  $k_{2,5}$  bei  $s = 2,5$  mm

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{k}_{2,5}$ [kN/mm]	$\sigma$ [kN/mm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{k}_{2,5}}$	$\frac{\bar{k}_{2,5}}{\bar{k}_{2,5, \text{stat}}}$
0,7	Statisch	7	10,10	1,56	0,155	1,00
	"Stoß"	6	10,31	0,54	0,052	1,02
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	-	-	-	-
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	-	-	-	-
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	-	-	-	-
1,1	Statisch	2	7,08	0,52	0,073	1,00
	"Stoß"	2	9,00	0,44	0,049	1,27
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	-	-	-	-
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	-	-	-	-
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	-	-	-	-

Tabelle 5.10: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
 Sekantensteifigkeit  $k_5$  bei  $s = 5 \text{ mm}$

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{k}_5$ [kN/mm]	$\sigma$ [kN/mm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{k}_5}$	$\frac{\bar{k}_5}{\bar{k}_{5, \text{stat}}}$
0,7	Statisch	7	6,90	0,83	0,120	1,00
	"Stoß"	6	7,15	0,53	0,074	1,04
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	-	-	-	-
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	-	-	-	-
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	-	-	-	-
1,1	Statisch	2	5,04	0,28	0,056	1,00
	"Stoß"	2	6,09	0,47	0,077	1,21
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	-	-	-	-
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	-	-	-	-
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	-	-	-	-

Tabelle 5.11: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
Sekantensteifigkeit  $k_u$  beim Erreichen von  $F_u$

RiBbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{k}_u$ [kN/mm]	$\sigma$ [kN/mm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{k}_u}$	$\frac{\bar{k}_u}{\bar{k}_{u, stat}}$
0,7	Statisch	7	5,06	0,956	0,189	1,00
	"Stoß"	6	4,11	0,705	0,171	0,81
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	10,37*	2,39	0,230	2,05
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	14,01*	3,39	0,242	2,77
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	13,46*	1,27	0,094	2,66
1,1	Statisch	2	3,71	0,170	0,046	1,00
	"Stoß"	2	4,13	0,205	0,050	1,11
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	9,76*	0,67	0,069	2,63
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	10,94*	1,22	0,112	2,95
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	9,50*	1,69	0,178	2,56

\*Statische Belastung nach 10 s Schwellbelastung

### 5.1.3 Mechanische Arbeit

Die bei der Verschiebung eines Dübels in Richtung der Kraft (bei seinem Herausziehen in einem verallgemeinerten Sinn) aufgewendete mechanische Arbeit ist eine für das Verhalten des Dübels charakteristische Größe, in der Kraft- und Verschiebungsaspekte synthetisch zusammengefaßt sind.

Im Bild 5.3 sind charakteristische Werte dieser mechanischen Arbeit, in verschiedenen Phasen der Dübelbeanspruchung, definiert. Diese sind:

- $A_1$  - mechanische Arbeit in 10 s Schwellbelastung;
- $A'_u$  - mechanische Arbeit in statischer Belastung oder Stoß bis zum Erreichen von  $F_u$  (bei Schwellbelastung unter der anschließenden statischen Belastung);
- $A'$  - gesamte mechanische Arbeit in statischer Belastung oder Stoß, unter Einbeziehung des abfallenden Astes der Last-Verschiebungs-Kurve;
- $A_u$  - gesamte mechanische Arbeit bis zum Erreichen von  $F_u$  (bei statischer Belastung oder Stoß gilt  $A_u = A'_u$ ; bei Schwellbelastung gilt  $A_u = A_1 + A'_u$ );
- $A$  - gesamte mechanische Arbeit, unter Einbeziehung des abfallenden Astes der Last-Verschiebungs-Kurve (bei statischer Belastung oder Stoß gilt  $A = A'$ ; bei Schwellbelastung gilt  $A = A_1 + A'$ ).

Die in Bild 5.3 definierten charakteristischen Werte der mechanischen Arbeit sind in Tabelle 5.12 für jeden der 42 durchgeführten Dübelversuche angegeben. In den Tabellen 5.13 bis 5.17 werden die Daten aus Tabelle 5.12 statistisch ausgewertet. Dabei wird wie bei den Tabellen in Abschnitt 5.1.1 vorgegangen.



# Mechanische Arbeit

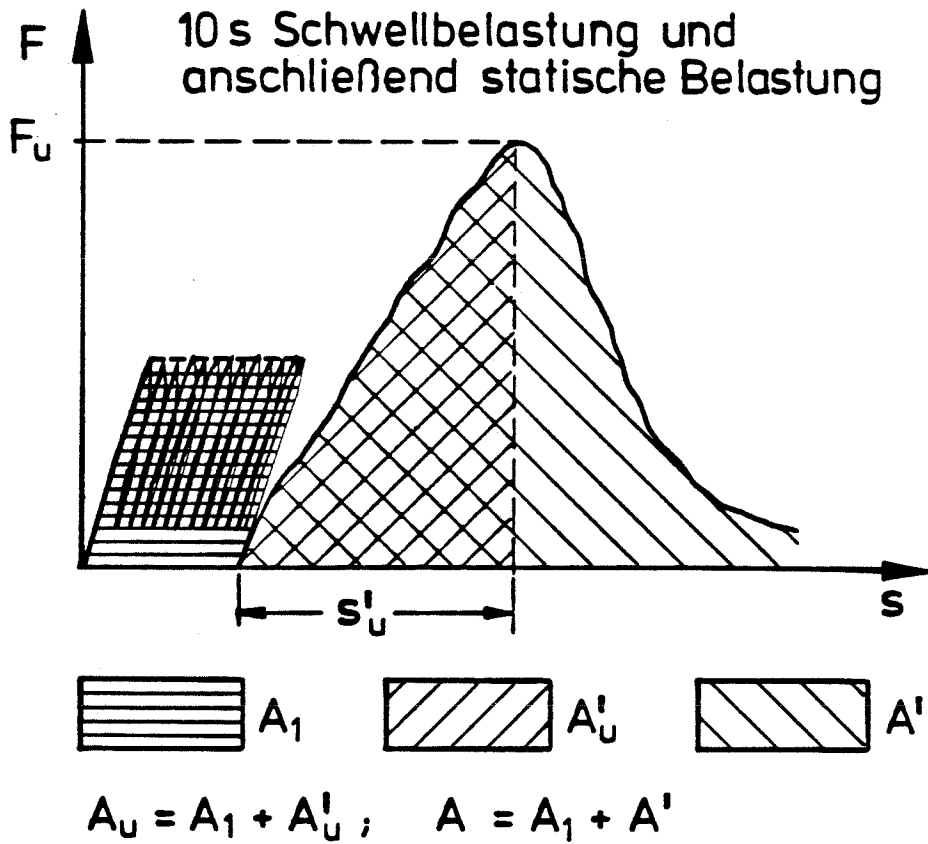
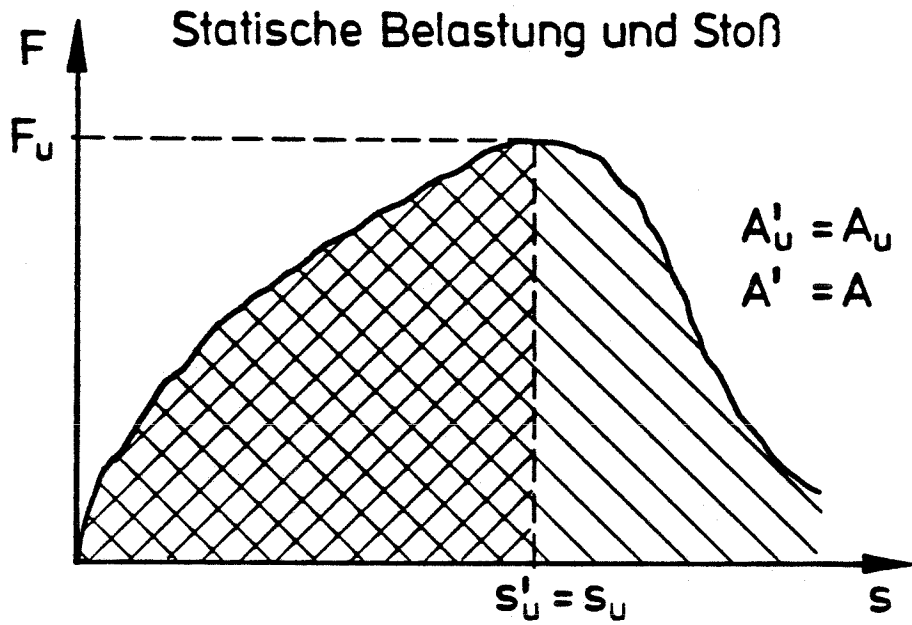


Bild 5.3: Charakteristische Werte der mechanischen Arbeit

Als für die Folgerungen in Abschnitt 5.2 und 5.3 wichtige Ergebnisse der statistischen Auswertung in den Tabellen 5.13 bis 5.17 sind hervorzuheben:

für Dübel unter Stoßbelastung

- bedeutend größere Werte der mechanischen Arbeit als bei statischer Beanspruchung (Tabellen 5.14 und 5.15);

für Dübel unter Schwellbelastung

- keine weitere Zunahme der mechanischen Arbeit nach 50 Belastungs-Entlastungszyklen (Tabelle 5.13);
- bedeutend kleinere Werte der mechanischen Arbeit bei einer auf 10 s Schwellbelastung folgenden statischen Beanspruchung als bei rein statischer Beanspruchung ohne vorhergehende Schwellbelastung (Tabellen 5.14 und 5.15);
- die gesamte mechanische Arbeit aus Schwellbelastung und anschließender statischer Belastung ist näherungsweise gleich der mechanischen Arbeit aus rein statischer Beanspruchung (Tabelle 5.17).

Tabelle 5.12: Übersicht Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
Mechanische Arbeit

Rißbreite [mm]	Belastungs- art	Dübel TOP	A1 [Nm]	A'u [Nm]	A' [Nm]	Au [Nm]	A [Nm]
0,7	Statisch	27		221,0	334,7	221,0	334,7
		26		235,3	325,0	235,3	325,0
		25		197,3	317,3	197,3	317,3
		23		189,7	413,0	189,7	413,0
		22		131,0	286,7	131,0	286,7
		21		413,7	510,0	413,7	510,0
	"Stoß"	24		360,0	632,7	360,0	632,7
		213		259,0	489,3	259,0	489,3
		210		329,0	626,0	329,0	626,0
		28		355,7	490,0	355,7	490,0
		212		602,3	701,7	602,3	701,7
		214		475,7	594,0	475,7	594,0
	Schwell- belastung 1 Hz	29	86,3	176,8	300,8	263,1	387,1
		211	86,3	157,3	303,2	243,6	389,5
		32	89,4	68,8	172,5	158,2	261,9
		36	87,8	94,8	270,8	182,6	358,6
		31	86,3	64,5	145,2	150,8	231,5
		33	213,2	58,8	200,3	272,0	413,6
	Schwell- belastung 5 Hz	34	189,7	119,8	200,5	309,5	390,2
		35	268,3	51,2	154,3	319,5	422,6
		37	103,1	25,0	148,3	128,1	251,4
		313*	-	-	-	-	-
		312	216,0	56,5	183,7	272,5	399,7
		311	258,5	51,3	120,5	309,8	379,0
	Schwell- belastung 10 Hz	38	211,3	47,5	210,7	258,8	422,0
		314*	-	-	-	-	-
		310	197,7	69,3	164,7	267,0	362,4
39		174,9	105,5	289,2	343,4	464,1	
42		215,4	35,5	129,2	250,9	344,6	
47		145,2	67,0	182,5	212,2	327,7	
46	232,9	47,8	255,3	280,7	488,2		
Statisch	45		126,7	292,3	126,7	292,3	
	44		125,8	222,8	125,8	222,8	
Stoß	43		205,5	360,0	205,5	360,0	
	41		210,3	399,4	210,3	399,4	
Schwell 1 Hz	413		229,2	409,7	229,2	409,7	
	48	55,0	67,5	190,2	122,5	245,2	
Schwell 5 Hz	49	48,9	56,5	158,3	105,4	207,2	
	410	195,6	54,3	223,0	213,9	418,6	
Schwell 10 Hz	411	95,3	35,0	202,0	130,3	297,3	
	412	145,7	43,7	151,8	189,4	297,5	
	414	157,3	97,0	298,5	254,3	455,8	

\*Bruch

Tabelle 5.13: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
Mechanische Arbeit  $A_1$  in 10 s Schwellbelastung

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{A}_1$ [Nm]	$\sigma$ [Nm]	$V = \frac{\sigma}{\bar{A}_1}$	$\frac{\bar{A}_1}{\bar{A}_1, 10 \text{ Hz}}$
0,7	Statisch	7	-	-	-	-
	"Stoß"	6	-	-	-	-
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	108,2	47,0	0,434	0,55
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	210,7	63,3	0,300	1,07
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	196,2	28,9	0,147	1,00
1,1	Statisch	2	-	-	-	-
	"Stoß"	2	-	-	-	-
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	51,9	3,0	0,058	0,34
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	145,5	50,1	0,344	0,96
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	151,5	5,8	0,038	1,00

Tabelle 5.14: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.  
 Mechanische Arbeit  $A'_u$  in statischer Belastung  
 oder Stoß bis zum Erreichen von  $F_u$

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{A}'_u$ [Nm]	$\sigma$ [Nm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{A}'_u}$	$\frac{\bar{A}'_u}{\bar{A}'_{u, \text{stat}}}$
0,7	Statisch	7	216,3	89,0	0,411	1,00
	"Stoß"	6	397,0	111,9	0,282	1,84
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	103,5*	46,7	0,451	0,48
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	60,8*	31,5	0,519	0,28
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	62,1*	22,7	0,365	0,29
1,1	Statisch	2	165,6	39,8	0,240	1,00
	"Stoß"	2	219,8	9,5	0,043	1,33
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	62,0*	5,5	0,089	0,37
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	44,6*	9,6	0,216	0,27
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	70,3*	26,6	0,379	0,42

\*Statische Belastung nach 10 s Schwellbelastung

Tabelle 5.15: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.

Gesamte mechanische Arbeit  $A'$  in statischer Belastung oder Stoß

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{A}'$ [Nm]	$\sigma$ [Nm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{A}'}$	$\frac{\bar{A}'}{\bar{A}'_{stat}}$
0,7	Statisch	7	354,1	74,4	0,210	1,00
	"Stoß"	6	589,0	77,1	0,131	1,66
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	232,1*	62,4	0,269	0,66
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	161,5*	28,0	0,173	0,46
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	205,3*	54,0	0,263	0,58
1,1	Statisch	2	291,4	68,6	0,235	1,00
	"Stoß"	2	404,6	5,2	0,013	1,39
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	174,3*	16,0	0,092	0,60
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	212,5*	10,5	0,049	0,73
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	225,2*	73,3	0,326	0,77

\*Statische Belastung nach 10 s Schwellbelastung

Tabelle 5.16: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.

Mechanische Arbeit  $A_u$  bis zum Erreichen von  $F_u$  ( $A_u = A_1 + A'_u$ )

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{A}_u$ [Nm]	$\sigma$ [Nm]	$v = \frac{\sigma}{\bar{A}_u}$	$\frac{\bar{A}_u}{\bar{A}_{u, stat}}$
0,7	Statisch	7	216,3	89,0	0,411	1,00
	"Stoß"	6	397,0	111,9	0,282	1,84
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	211,7	49,5	0,234	0,98
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	267,9	71,7	0,268	1,24
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	268,8	39,4	0,147	1,24
1,1	Statisch	2	165,6	39,8	0,240	1,00
	"Stoß"	2	219,8	9,5	0,043	1,33
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	114,0	8,6	0,075	0,69
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	172,1	41,8	0,243	1,04
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	221,8	32,5	0,146	1,34

Tabelle 5.17: Auswertung Dübelversuche in Dehnkörpern 2, 3, 4.

Gesamte mechanische Arbeit A ( $A = A_1 + A'$ )

Rißbreite [mm]	Beanspruchungsart	Anzahl Dübel	$\bar{A}$ [Nm]	$\sigma$ [Nm]	$V = \frac{\sigma}{\bar{A}}$	$\frac{\bar{A}}{\bar{A}_{stat}}$
0,7	Statisch	7	354,1	74,4	0,210	1,00
	"Stoß"	6	589,0	77,1	0,131	1,66
	Schwellbelastung 1 Hz (2-31 kN)	6	340,4	68,7	0,202	0,96
	Schwellbelastung 5 Hz (2-31 kN)	6 (1 Bruch)	368,6	60,3	0,164	1,04
	Schwellbelastung 10 Hz (2-31 kN)	7 (1 Bruch)	401,5	60,6	0,151	1,13
1,1	Statisch	2	291,4	68,6	0,235	1,00
	"Stoß"	2	404,6	5,2	0,013	1,39
	Schwellbelastung 1 Hz (2-24 kN)	2	226,2	19,0	0,084	0,78
	Schwellbelastung 5 Hz (2-24 kN)	2	358,0	60,6	0,169	1,23
	Schwellbelastung 10 Hz (2-24 kN)	2	376,6	79,1	0,210	1,29



## 5.2 Folgerungen für Befestigungsmittel unter Stoßbelastung

Das Bild 5.4 zeigt vergleichsweise ein typisches Last-Verschiebungs-Diagramm für einen Dübel unter statischer Belastung und dasjenige für einen Dübel unter Stoßbelastung. Das Last-Verschiebungs-Diagramm bei Stoßbelastung unterscheidet sich von demjenigen bei statischer Belastung durch einen etwas höheren Größtwert der in der Ordinate aufgetragenen Kraft und durch eine bedeutend größere Verschiebung beim Erreichen dieses Größtwertes. Beide Erscheinungen lassen sich auf den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verhalten von Beton unter Zugbeanspruchung zurückführen. Wie in [49] (zitiert in [50]) gezeigt wird, bewirkt eine hohe Belastungsgeschwindigkeit sowohl eine Festigkeitssteigerung des zugbeanspruchten Betons als auch eine Steigerung seiner Bruchdehnung, während die Steifigkeit weitgehend unverändert bleibt. Das Bild 5.5 veranschaulicht diese Zusammenhänge. Der darin gezeigte Einfluß der dynamischen Beanspruchung auf das Betonverhalten macht die Charakteristika des Dübelverhaltens unter Stoßbelastung im Vergleich zum Verhalten unter statischer Belastung plausibel:

- die größere Tragfähigkeit bei Stoßbelastung (Tabelle 5.2),
- die größere Gesamtverschiebung beim Erreichen von  $F_u$  (Tabelle 5.5),
- die gleichbleibende Steifigkeit im Bereich kleiner Lasten und Verschiebungen (Tabelle 5.8 bis 5.10),
- die bedeutend größere mechanische Arbeit, die beim Herausziehen eines Dübels aufgewendet wird (Tabelle 5.14 und 5.15).

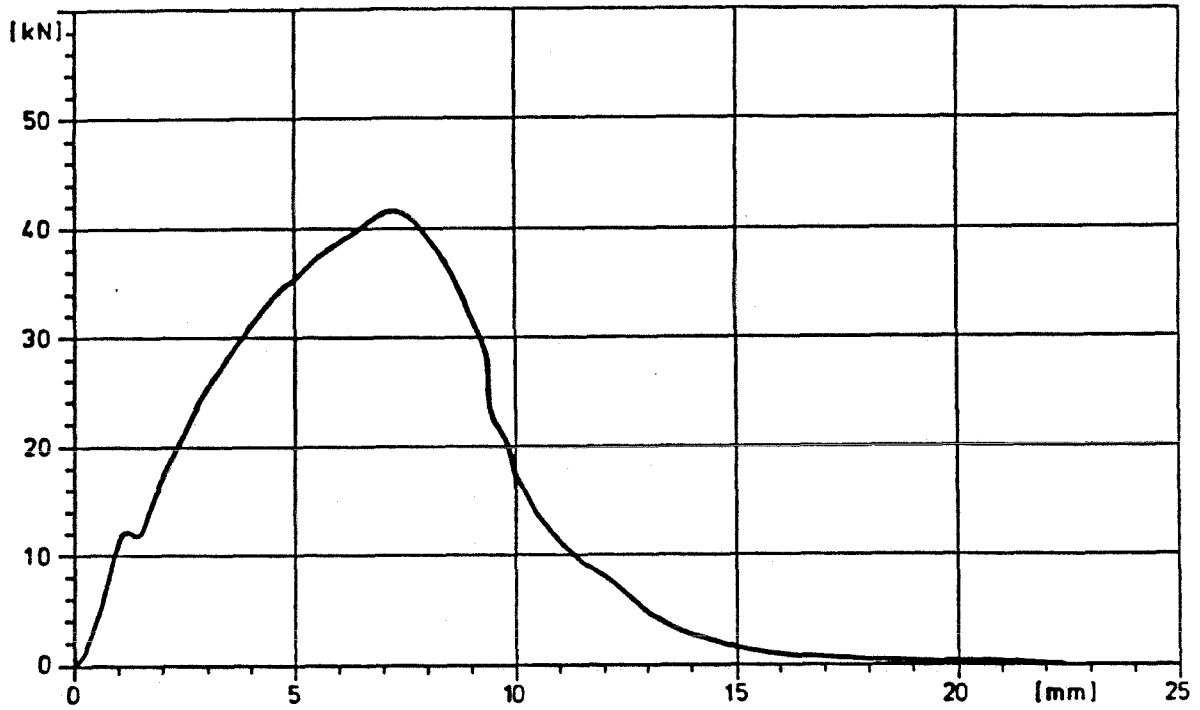
Die Ergebnisse der beschriebenen Untersuchungen führen im Zusammenhang mit einigen in [51] genannten Fragen zur Verwendung von Dübeln in Schutzräumen des Zivilschutzes zu folgenden Schlußfolgerungen:

- Die im vorangehenden aufgezählten Feststellungen bestätigen für den untersuchten Dübeltyp und die untersuchte Ribbreite die in [51], S. 2 ausgesprochenen Meinung, daß ein gesondertes Prüfprogramm für die Festlegung von zulässigen Schockbeanspruchungen von Dübeln in Zivilschutzräumen nicht für erforderlich gehalten wird, und das vorhandene Prüfprogramm für in der Betonzugzone verankerte Dübel dafür hinreichende Aufschlüsse gibt. Mit einer solchen Vorgehensweise wird auf die Berücksichtigung des günstigen, aber quantitativ schwer zu erfassenden Einflusses der Beanspruchungsgeschwindigkeit verzichtet.

- Nachdem die durchgeführten Tastversuche bei 0,7 mm Rißbreite die oben genannte Vereinfachung des Prüfprogramms als grundsätzlich möglich erwiesen haben, wären, um eine Übertragung der Folgerungen auf die in [51], S 2 angegebenen Rißbreiten (1,0 mm für die Hauptversuche und bis zu 1,4 mm für einzelne Versuche) zu ermöglichen, noch Versuche mit diesen Rißbreiten durchzuführen.
- Um die Dübelprüfung für Schockbeanspruchung auf ein Prüfprogramm mit statischen Versuchen beschränken zu können, wäre zu untersuchen, ob damit auch die in [51], S. 1, Abschnitt 1 genannten Forderungen (Schlupf nach zweimaligem Schockversuch nicht größer als 5 mm) sicher abgedeckt werden.
- Für die genannte Überprüfung des Schlupfes bei Schockbeanspruchung wurden gemäß [51], S. 1 bisher die Schweizer Schockversuche herangezogen. Da diese gemäß [51], S. 3 wegfallen sollen, wäre zu klären, ob auf eine experimentelle Überprüfung des Schlupfes unter Schockbelastung grundsätzlich verzichtet werden kann. Es wäre also im Sinne des zuvor gesagten zu klären, ob die vorgeschriebene Sicherung gegen den Grenzzustand der Tragfähigkeit auch die Einhaltung der Anforderungen im Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit ausreichend abdeckt. Dazu wären das Verschiebungsverhalten und die Resttragfähigkeit der Dübel in Versuchen mit wiederholter Stoßbeanspruchung unterhalb der Tragfähigkeit zu überprüfen.
- Zur Verallgemeinerung der Schlußfolgerungen wären entsprechende Untersuchungen auch für Dübel mit anderen als den geprüften Funktionsmechanismen anzustellen.

Nach positiver Beantwortung der genannten Fragen ließen sich die für den geprüften Dübeltyp getroffenen Aussagen generalisieren.

### TOP 25 STATISCH



TOP 24 STOSS

2LL

MS 5 [kN]

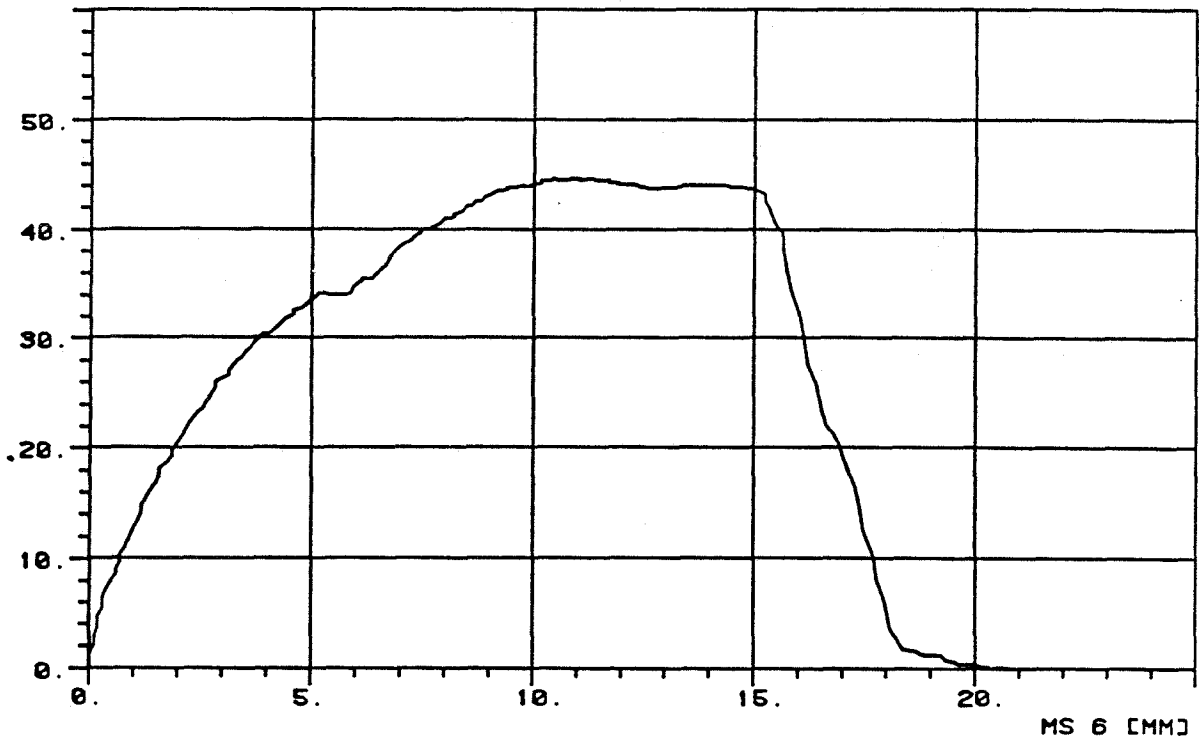


Bild 5.4: Last-Verschiebungs-Diagramm eines Dübels unter statischer Belastung und unter Stoßbelastung

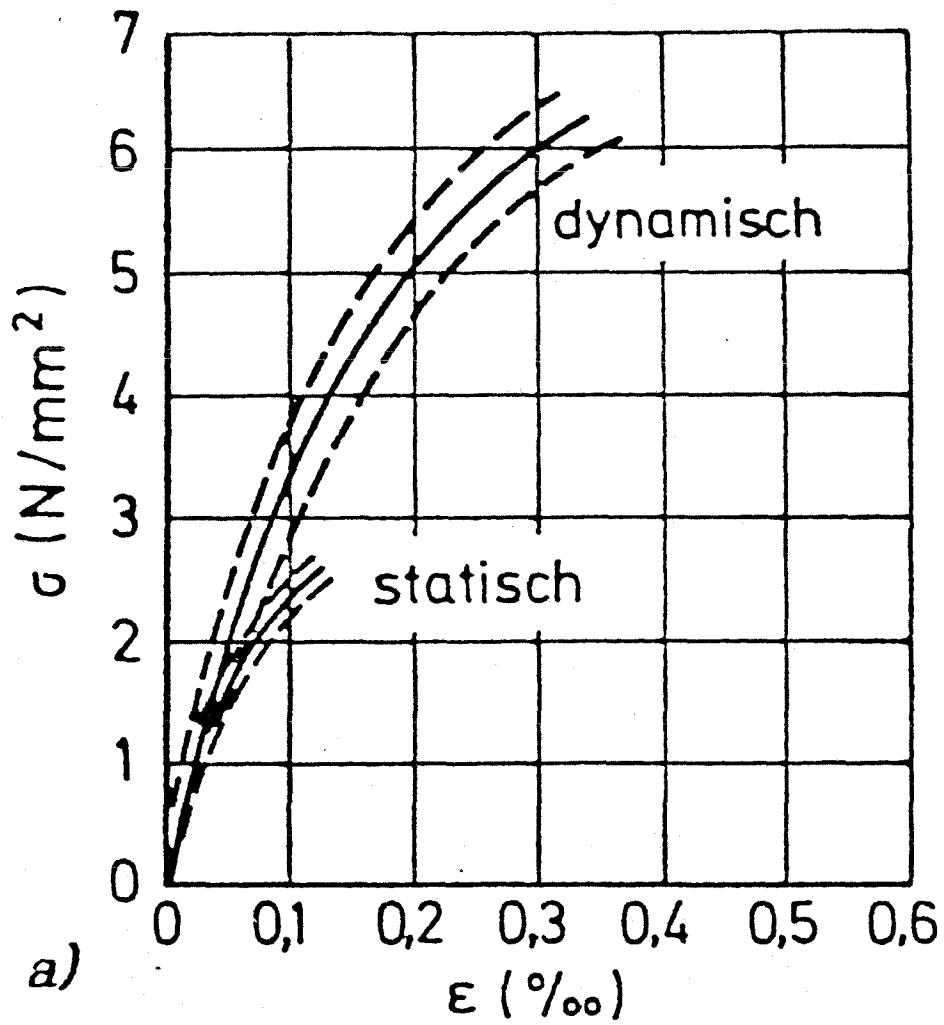


Bild 5.5: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Beton bei statischer und dynamischer Zugbeanspruchung, nach [49], [50]

### 5.3 Folgerungen für Befestigungsmittel unter Schwellbelastung

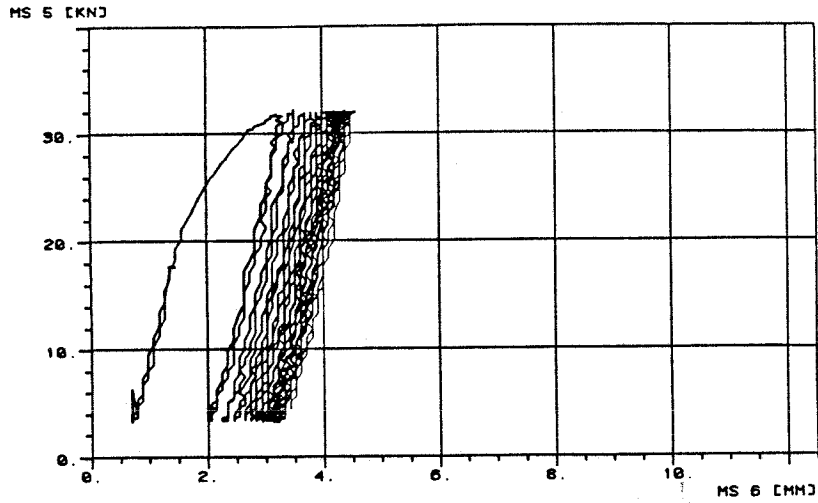
Im Bild 5.6 sind vergleichsweise Last-Verschiebungs-Diagramme dargestellt, die für Dübel unter Schwellbelastung mit 1 Hz, 5 Hz und 10 Hz Frequenz erhalten worden sind. Sie zeigen, daß für diese Beanspruchungsart die Hysterese ohne praktische Bedeutung ist. Eine Frequenzabhängigkeit der Ergebnisse konnte ebenfalls nicht festgestellt werden.

Für die dargestellten Diagramme bleibt die Verschiebung nach weniger als 50 Zyklen stabil. Die Auswertung der Versuchsergebnisse (Tabelle 5.3) weist dies als allgemeine Feststellung für die untersuchte Laststufe aus. Dies Ergebnis ist von Bedeutung für Anwendungsfälle von Dübelbefestigungen, bei denen eine Begrenzung der Verschiebungen gefordert wird. Die Stabilisierung der Verschiebungen läßt eine auf der sicheren Seite liegende Vereinfachung der Belastungsprüfung von Dübeln für Erdbebenbeanspruchung als möglich erscheinen: anstelle einer Prüfung unter mehreren Folgen von abgestuften Lastkollektiven, wie in [43] (vgl. Abschnitt 3.2), Prüfung unter Schwellbelastung mit maximalem Lastniveau, das ähnlich wie bei den beschriebenen Versuchen gewählt werden könnte. Durch Versuchsserien mit verschiedenen Kombinationen von Lastniveau, Anzahl der Zyklen und Rißbreiten ließen sich auch quantitative Zusammenhänge zwischen den genannten Parametern und der Verschiebung herleiten, die für die Bemessung von erdbebenbeanspruchten Befestigungen mit Dübeln genutzt werden könnten.

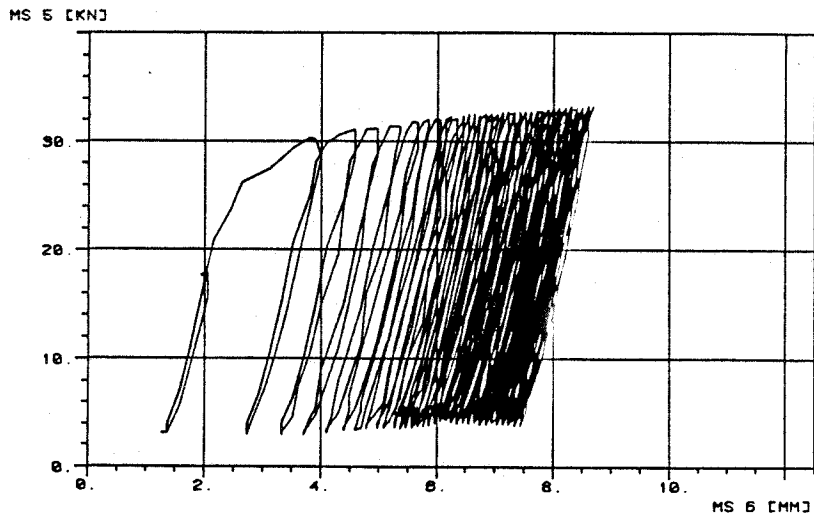
In zwei Versuchen (TOP 313 und TOP 314) führte die angewandte Schwellbelastung zum Bruch. Im Bild 5.7 sind die entsprechenden Kraft-Verschiebungs-Diagramme zusammengestellt. Sie zeigen den Verlauf eines Bruchs unter Schwellbelastung: nach anfänglicher Stabilisierung erneutes Anwachsen der Verschiebung, bis der Bruch eintritt. Beim Dübel TOP 314 war zusätzlich ein Versagen der Regelung im Spiel, das zu einem starken Anwachsen der Kraft führte.

Das Bild 5.8 zeigt vergleichsweise Last-Verschiebungs-Diagramme für Dübel beim rein statischen Versuch und beim statischen Versuch zur Bestimmung der Resttragfähigkeit nach 10 s Schwellbelastung. Die durch die Schwellbelastung vorgeschädigte Dübel-Befestigung zeigt zwar eine praktisch unverminderte Tragfähigkeit, was auch die statistische Auswertung bestätigt (vgl. Tabelle 5.2), aber eine starke Versprödung (eine bedeutend angewachsene Sekantensteifigkeit, vgl. Tabelle 5.11), verbunden mit einer bedeutenden Verminderung der Energieaufnahme-fähigkeit (vgl. Tabelle 5.14 und 5.15).

TOP 31 DYN 1 HZ 3-31 KN 2PP



TOP 312 DYN 5 HZ 2-31 KN 2PP



TOP 38 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

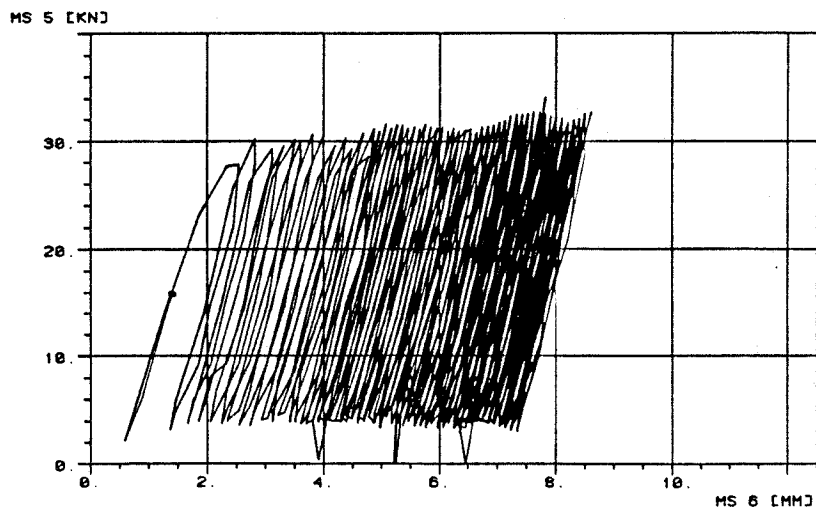
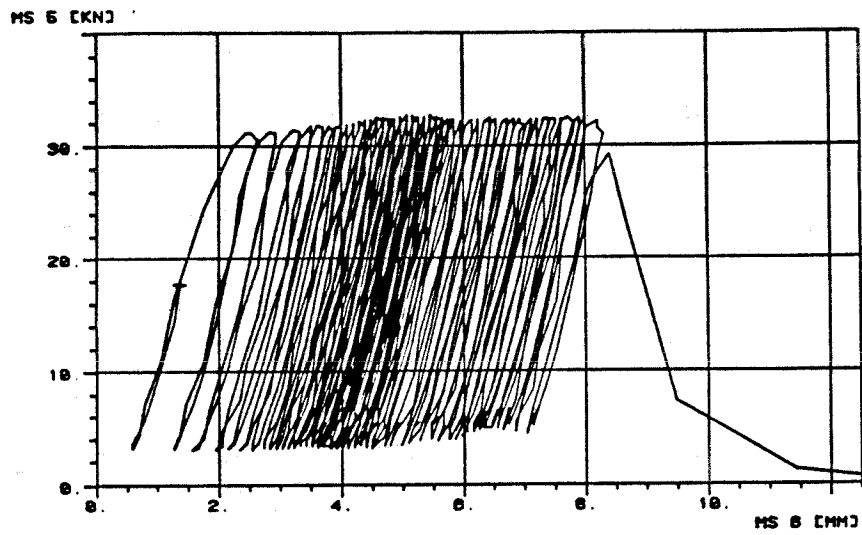


Bild 5.6: Last-Verschiebungs-Diagramme für Dübel unter Schwellbelastung mit 1 Hz, 5 Hz und 10 Hz Frequenz

TOP 313 DYN 6 HZ 2-31 KN



TOP 314 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

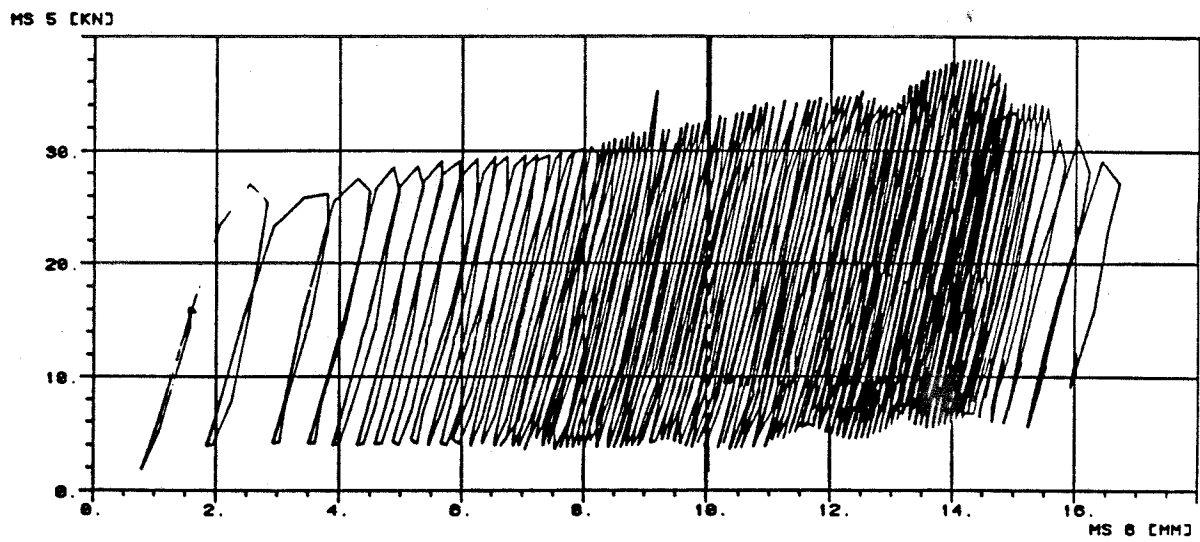
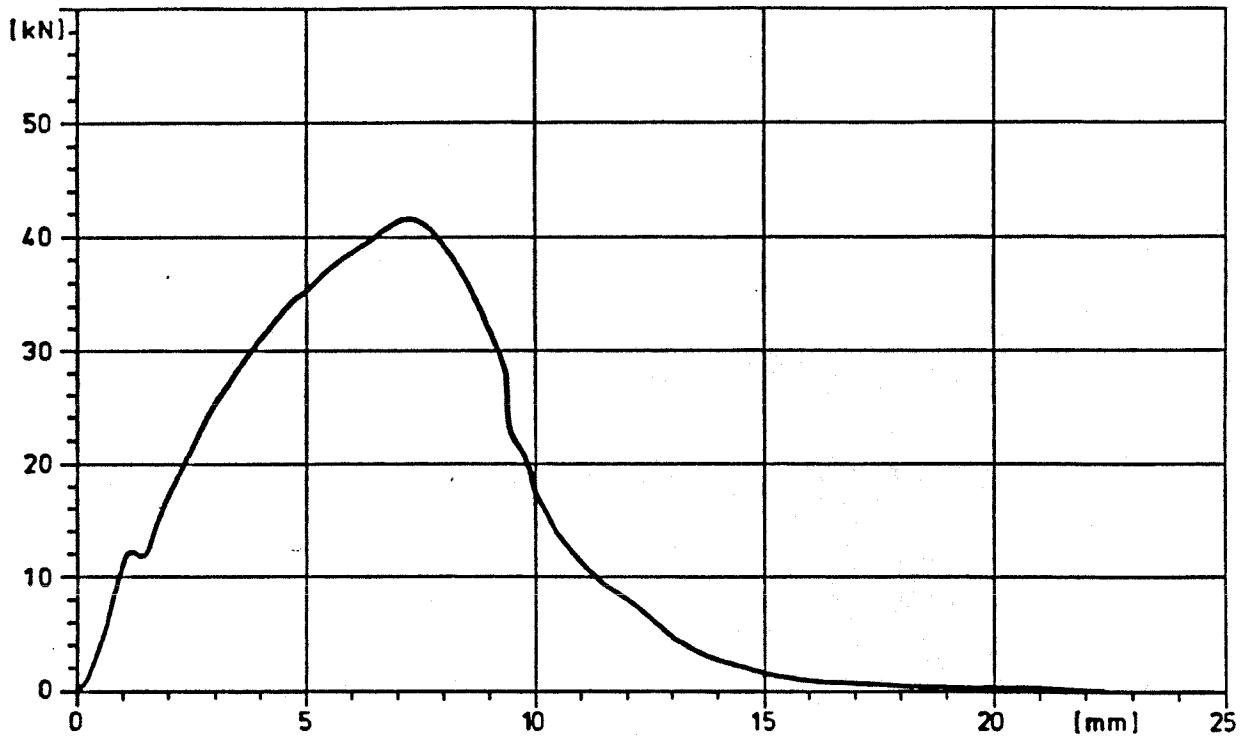


Bild 5.7: Kraft-Verschiebungs-Diagramme beim Bruch von Dübel-Befestigungen unter Schwellbelastung

### TOP 25 STATISCH



### TOP 310 RESTTRAGFÄHIGKEIT

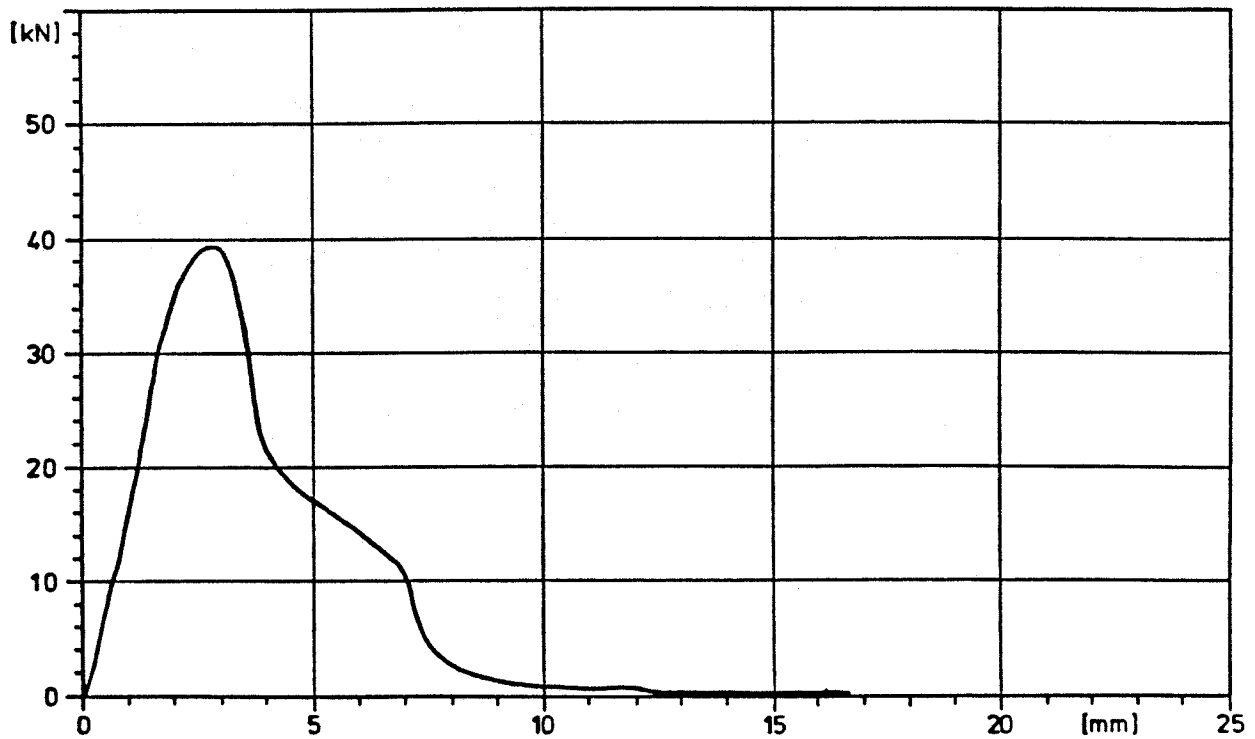


Bild 5.8: Kraft-Verschiebungs-Diagramme von Dübeln bei statischer Belastung und bei Bestimmung der Resttragfähigkeit nach 10 s Schwellbelastung



Das in den Versuchen festgestellte Dübelverhalten (Stabilisierung der Verschiebung und Vergrößerung der Steifigkeit unter anschließender statischer Belastung) zeigt, daß in früheren Untersuchungen, unter den Bedingungen einer niedrigeren Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen gewonnene Erfahrungen (vgl. Bild 2.13) auch bei hoher Beanspruchung durch außergewöhnliche Einwirkungen gültig bleiben.

Die Tatsache endlich, daß die mechanische Arbeit beim Herausziehen des Dübels durch Schwellbelastung und nachfolgende statische Belastung der mechanischen Arbeit bei statischem Herausziehen entspricht (vgl. Tabelle 5.17) bestätigt die Plausibilität der gesamten Versuchsergebnisse.

Allerdings ist auch hier anzumerken, daß die Versuchsergebnisse nur für eine enge Auswahl an Parametern gewonnen worden sind und zu ihrer Verallgemeinerung weitere Versuchsreihen erforderlich wären.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Nach der Darstellung der Zielrichtung des vorliegenden Forschungsvorhabens in der Einleitung werden in den Kapiteln 2 und 3 Grundlagen für die Verwendung von Befestigungsmitteln zur Aufnahme hoher dynamischer Beanspruchungen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen sowie der gegenwärtige Stand der Praxis bei ihrer diesbezüglichen Prüfung und Zulassung erläutert.

Der Schwerpunkt der Arbeit liegt in den Kapiteln 4 und 5, wo Tastversuche zum Verhalten gleicher, in gleichem Beton verankerter Dübel unter statischer Belastung, Stoßbelastung und Schwellbelastung bei verschiedenen Frequenzen beschrieben und ausgewertet wurden. Dabei ist durch die Schwellbelastung der Lastfall Erdbeben simuliert worden.

Die numerische Auswertung der Versuchsergebnisse sollte Möglichkeiten aufzeigen, spezielle Untersuchungen für dynamisch beanspruchte Dübel weitestmöglich zu vereinfachen, bzw. ihre Ergebnisse auf die Ergebnisse von Dübelversuchen unter statischer Last zurückzuführen. Da in Zulassungen neben genügender Tragfähigkeit auch eine Begrenzung der Verschiebungen unter dynamischer Last gefordert wird, war auch das Verformungsverhalten in die Untersuchungen einzubeziehen. In diesem Sinn wurden für folgende Größen statistische Kennwerte ermittelt und mit entsprechenden, unter statischer Last erhaltenen Werten verglichen:

- Tragfähigkeit;
- Verschiebungen unter Stoßbelastung, Schwellbelastung und Schwellbelastung mit anschließender statischer Belastung bis zum Bruch;
- Sekantensteifigkeiten für die genannten Belastungsarten, bei verschiedenen Stufen von Last und Verschiebung;
- mechanische Arbeit, die bis zum Erreichen verschiedener Verschiebungsstufen, bzw. zum Herausziehen des Dübels geleistet wird.

Die genannte Auswertung hat zu einer Reihe von Folgerungen geführt, die für die Beurteilung des Dübelverhaltens unter dynamischer Belastung von Bedeutung sind. So hat sich ergeben, daß für Stoßbelastung sowohl die Tragfähigkeit als auch die Bruchverformung größer ist als für statische Belastung. Für Schwellbelastung hat sich als besonders wichtige Folgerung

gezeigt, daß die Verschiebungen nach einer bestimmten Anzahl von Zyklen nicht mehr zunehmen. Ebenso hat sich ergeben - um nur ein weiteres Beispiel zu nennen - daß die mechanische Arbeit aus zyklischer Schwellbelastung und nachträglichem statischem Herausziehen des Dübels ungefähr der Arbeit bei rein statischem Herausziehen entspricht.

Es bleibt zu betonen, daß sich aus den beschriebenen Tastversuchen, wegen deren geringerem Umfang, wohl qualitative Folgerungen, nicht aber quantitative Zusammenhänge herleiten lassen. Insbesondere konnte ein so wichtiger Parameter, wie die Ribbildung bzw. Ribbreite kaum andeutungsweise berücksichtigt werden. So sind für eine künftige Vereinfachung der Prüfung von Dübeln für hohe dynamische Beanspruchungen weitere, umfangreiche Untersuchungen unerläßlich.

Die im vorliegenden Forschungsvorhaben aufgezeigten qualitativen Ergebnisse haben jedoch solche weitere Untersuchungen als erfolgversprechend erscheinen lassen. Die darin gewonnenen Erkenntnisse haben sinnvolle Richtungen für spätere, umfangreichere Untersuchungen aufgezeigt.

Schrifttum

- [1] Schrage, J. und Schorn, H.: Dübel für tragende Konstruktionen. Betonwerk und Fertigteil-Technik, 1973, S. 585-590
- [2] Eligehausen, R. und Pusill-Wachtsmuth, P.: Stand der Befestigungstechnik im Stahlbetonbau. IABSE Surveys S-19/82. IABSE Periodica 1/1982, S. 1-32
- [3] Rehm, G., Eligehausen, R. und Mallée, R.: Befestigungstechnik. In: Beton-Kalender 1988. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1988
- [4] Pusill-Wachtsmuth, P.: Metallspreizdübel und Hinterschnittdübel. Leistungsfähigkeit, Anwendungsfelder, Auswahlkriterien. In: Befestigungstechnik im Ingenieurbau. Fachveranstaltung im Haus der Technik. Essen, Januar 1986
- [5] Eligehausen, R.: Bemessung von Befestigungen mit Stahldübeln - Zukünftiges Konzept. Betonwerk und Fertigteil-Technik, 1988, Heft 5, S. 88-100
- [6] Eligehausen, R. und Fuchs, W.: Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung. Betonwerk und Fertigteil-Technik, 1988, Heft 2, S. 48-55
- [7] Müller, F.P., Keintzel, E. und Charlier, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Teil I: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung. DAFStb. H. 342, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1983
- [8] Bachmann, H. und Wieland, M.: Vorlesung Einführung in die Erdbbensicherung von Bauwerken. Zürich, 1979
- [9] Trifunac, M.D. und Brady, A.G.: A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. Bull. Seism. Soc. of America 65 (1975)

- [10] Trifunac, M.D. und Westermo, B.D.: Dependence of the Duration of Strong Earthquake Ground Motion on Magnitude, Epicentral Distance, Geological Condition of the Recording Station and Frequency of Motion. Institute of Earthquake Engineering Seismology, Publication No. 59, Skopje, Yugoslavia, 1978
  
- [11] König und Heunisch, Beratende Ingenieure et al.: Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke. Abschlußbericht im Auftrag des Instituts für Bautechnik, Berlin. Oktober 1986
  
- [12] Hosser, D.: Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke. Ergebnisse einer interdisziplinären Forschungsarbeit. Bauingenieur 62 (1987), S. 567-574
  
- [13] Peters, K.A., Schmitz, D. und Wagner, U.: Determination of Floor Response Spectra on the Basis of the Response Spectrum Method. Nuclear Engineering and Design 44 (1977), S. 255-262
  
- [14] Rosenblueth, E. (Herausgeber): Design of Earthquake Resistant Structures. Pentech Press, London, 1980
  
- [15] Krivy, J. und Kuntze, W.M.: Comparison of Response Spectra for Aircraft Impact Calculated by a Beam-Model and a 3D-Shell-Model. 5th International SMiRT Conference, Berlin, 1979
  
- [16] Danisch, R., Graubner, U. und Kunick, A.: Inelastic Analysis and Design of Ductile Structures Submitted to Induced Vibrations of Extreme Events. 6th International SMiRT Conference, Paris, 1981
  
- [17] Zinn, R. und Stangenberg, F.: Response of a PWR-Containment Structure to an External Blast Wave Using Different Geometric and Loads Models. 6th International SMiRT Conference, Paris, 1981
  
- [18] Varpasuo, P.: The Effects of Gas Explosion Shock Wave Load on the Containment Building. 6th International SMiRT Conference, Paris, 1981

- [19] Eibl, J., Henseleit, O. und Schlüter, F.H.: Baudynamik. In: Beton-Kalender 1988, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1988
- [20] Schuler, D.: Dynamische Beanspruchung von Befestigungen bei Stoßbelastung. Schweizer Ingenieur und Architekt 104 (1986), S. 401-404
- [21] Nachweis der Schocksicherheit von Einbauteilen in Schutzräumen. Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, (BMBau), 1982
- [22] Stangenberg, F.: Zus Auslegung gegen Anprallbelastungen im kern-technischen Ingenieurbau. In: Eibl, J. (Herausgeber): Berichte zum Forschungskolloquium "Stoßartige Belastung von Stahlbetonbauteilen". Dortmund, 1980
- [23] Zerna, W. und Stangenberg, F.: On the Shock Behaviour of Reinforced Concrete Structural Systems. In: RILEM-CEB-IABSE-IASS-International Symposium Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading. Introductory Report. BAM, Berlin, 1982
- [24] Schnellenbach, G., Stangenberg, F. und Jeschke, G.: Reduction of Aircraft Impact Induced Vibrations Due fo the Nonlinear Behaviour of Reinforced Concrete. 6th International SMiRT Conference, Paris, 1981
- [25] Wörner, J.D.: Ein Beitrag zur realistischen Beschreibung der Komponenten-Bauwerk-Wechselwirkung bei Erdbeben. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 36, Ernst & Sohn, Berlin, 1986
- [26] Gulkan, P. und Sozen, M.A.: Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions. ACI-Journal 71 (1974), S. 604-610
- [27] Müller, F.P. und Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten. 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 1984

- [28] Eligehausen, R. und Mayer, B.: Verankerungen mit Dübeln in der Betonzugzone. In: Befestigungstechnik im Ingenieurbau, Fachveranstaltung im Haus der Technik, Essen, Januar 1986
  
- [29] Eligehausen, R. und Lehmann, R.: Verankerungen mit Metallspreizdübeln in der aus Lastspannungen erzeugten Zugzone von Stahlbetonbauteilen. Einflüsse auf das Tragverhalten und Vorschlag für Zulassungsversuche. Bericht Nr. 1/4-84/1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1984
  
- [30] Manleitner, S.: Befestigungstechnik aus der Sicht der Bauaufsicht. Institut für Bautechnik, Berlin
  
- [31] Rehm, R. und Lehmann, R.: Untersuchungen mit Metallspreizdübeln in der gerissenen Zugzone von Stahlbetonbauteilen. Forschungsbericht, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart, Juli 1982
  
- [32] Eligehausen, R.: Wechselbeziehungen zwischen Befestigungstechnik und Stahlbetonbauweise. In: Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau. Ernst & Sohn, Berlin, 1984
  
- [33] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Vierter Teil, Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. Springer, Berlin, 1976
  
- [34] Falkner, H.: Zur Frage der Ribbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAFStb, H. 208, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1969
  
- [35] DIN 4149, Teil 1: Bauten in Deutschen Erdbebengebieten. Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Ausgabe April 1981
  
- [36] DIN 1045 Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung. Ausgabe Juli 1988

- [37] Technische Weisungen für die Schocksicherheit von Einbauteilen in Zivilschutzbauten. Eidgenössisches Justiz- und Polizeidepartement, Bundesamt für Zivilschutz, 1980
- [38] Kessler, E.: Schocksichere Dübelbefestigungen in Zivilschutzbauten. Schweizer Ingenieur und Architekt, 97 (1979), S. 923-924
- [39] Hunziker, P.: Prüfung und Zulassung von Dübeln für schocksichere Befestigungen. VDI-Berichte Nr. 496, Sicherheitsnachweis für mechanische Strukturen unter transienter Belastung, 1983
- [40] Hunziker, P.: Prüfung und Zulassung von Dübeln für schocksichere Befestigungen. Lehrgang "Befestigungselemente im Bauwesen", Technische Akademie Esslingen, 1984
- [41] Eurocode 8: Structures in Seismic Regions-Design. Part 1: General and Buildings, Commission of the European Communities, Draft May 1988
- [42] Mayer, B. und Eligehausen, R.: Ankergruppen mit Dübeln in der Betonzugzone. In: Werkstoffe und Konstruktion, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1984
- [43] Belastungsprüfungen an Liebig-Einspannankern ultra-plus M 12, verankert in kreuzartig gerissenen Betonprobekörpern bei stoßartiger und statischer Belastung. Prüfungsbericht Technische Hochschule Darmstadt, Institut für Massivbau (Prof. Weigler), 1984
- [44] Verwendung von Liebig-Sicherheitsdübeln im Kernkraftwerk Isar 2. Verwendung in Druck- und Zugzonen von Stahlbetonbauteilen unter statischer Last, Erdbebenbelastung und anderen vergleichbaren stoßartigen Belastungen. Gutachten, Technische Hochschule Darmstadt, Institut für Massivbau (Prof. Weigler), 1984

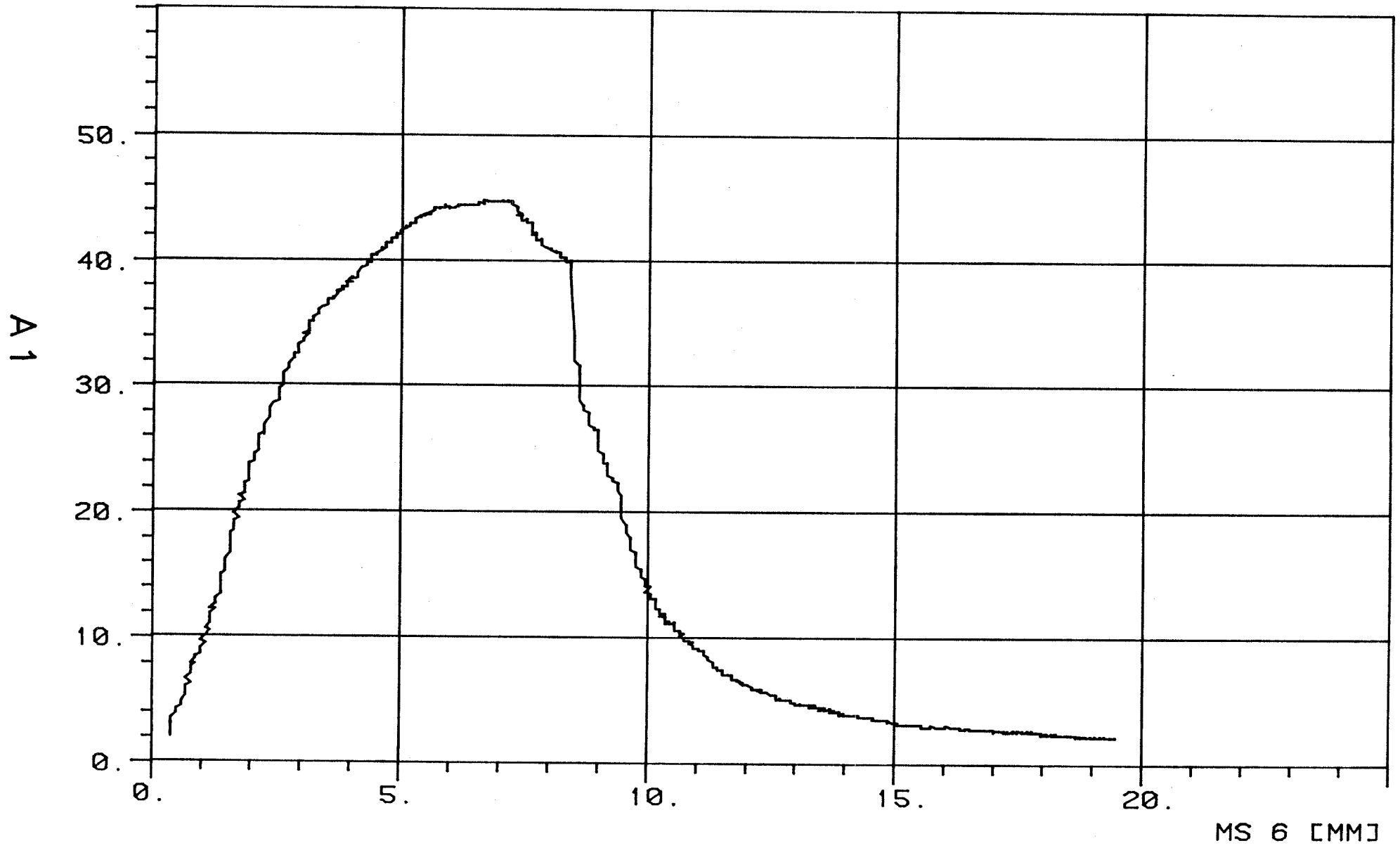


- [45] Verwendung von Liebig-Einspannkern ultra-plus M 12 in KKW Isar 2 bei Verankerung in Druck- und Zugzonen von Stahlbetonbauteilen unter statischer Last, Erdbebenbelastung und anderen vergleichbaren stoßartigen Belastungen. Gutachten, Technische Hochschule Darmstadt, Institut für Massivbau (Prof. Weigler), 1984
- [46] Eligehausen, R.: Vorschlag für ein Versuchsprogramm für Eignungs- und Zulassungsversuchen für Dübel, die in der Zugzone eingesetzt werden sollen. Universität Stuttgart, 1986
- [47] Prüfungsbericht Zulassungsversuche für den Hülsenhinterschnittanker UPAT HHA-M 12 zur Verankerung in aus Lastspannungen erzeugten Druck-Zugzonen von Stahlbetonbauteilen. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1985
- [48] Zulassungsbescheid Nr. Z-21.1-501 für Upat TOP Hinterschneid-Anker. Institut für Bautechnik, Berlin, 21. Mai 1988
- [49] Zielinski, A.J.: Fracture of Concrete and Mortar under Uniaxial Impact Tensile Loading. Dissertation, Delft: Delft University Press, 1982
- [50] Curbach, M.: Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, Heft 1. Karlsruhe, 1987
- [51] SVA "Ankerschienen und Dübel", Sitzung am 27.11.1986 in Berlin, Niederschrift. TOP 3 - Verwendung von Dübeln in Schutzräumen des Zivilschutzes.

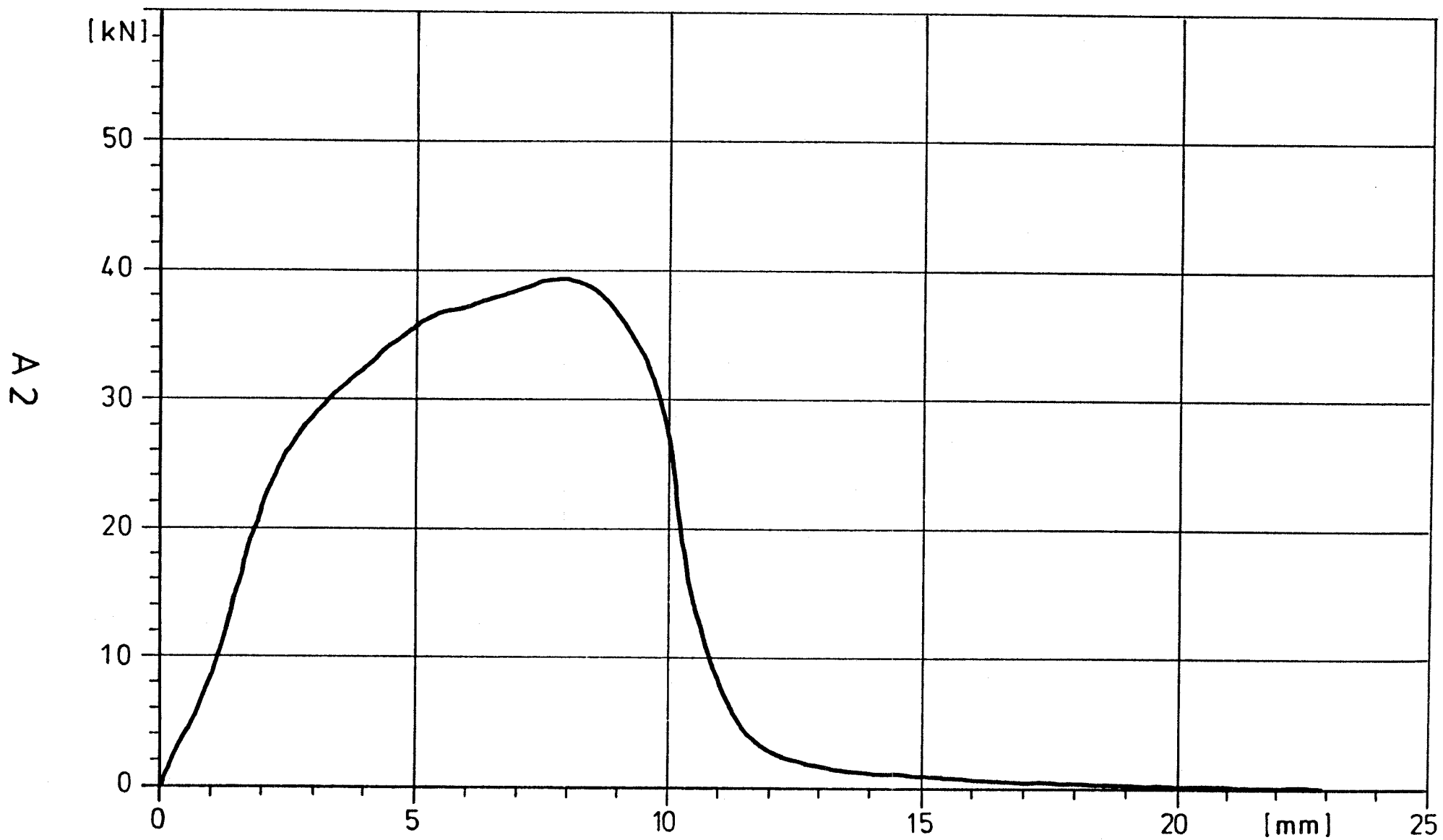
Anlage

**Kraft-Verschiebungs-Diagramme  
für durchgeführte Dübelversuche**

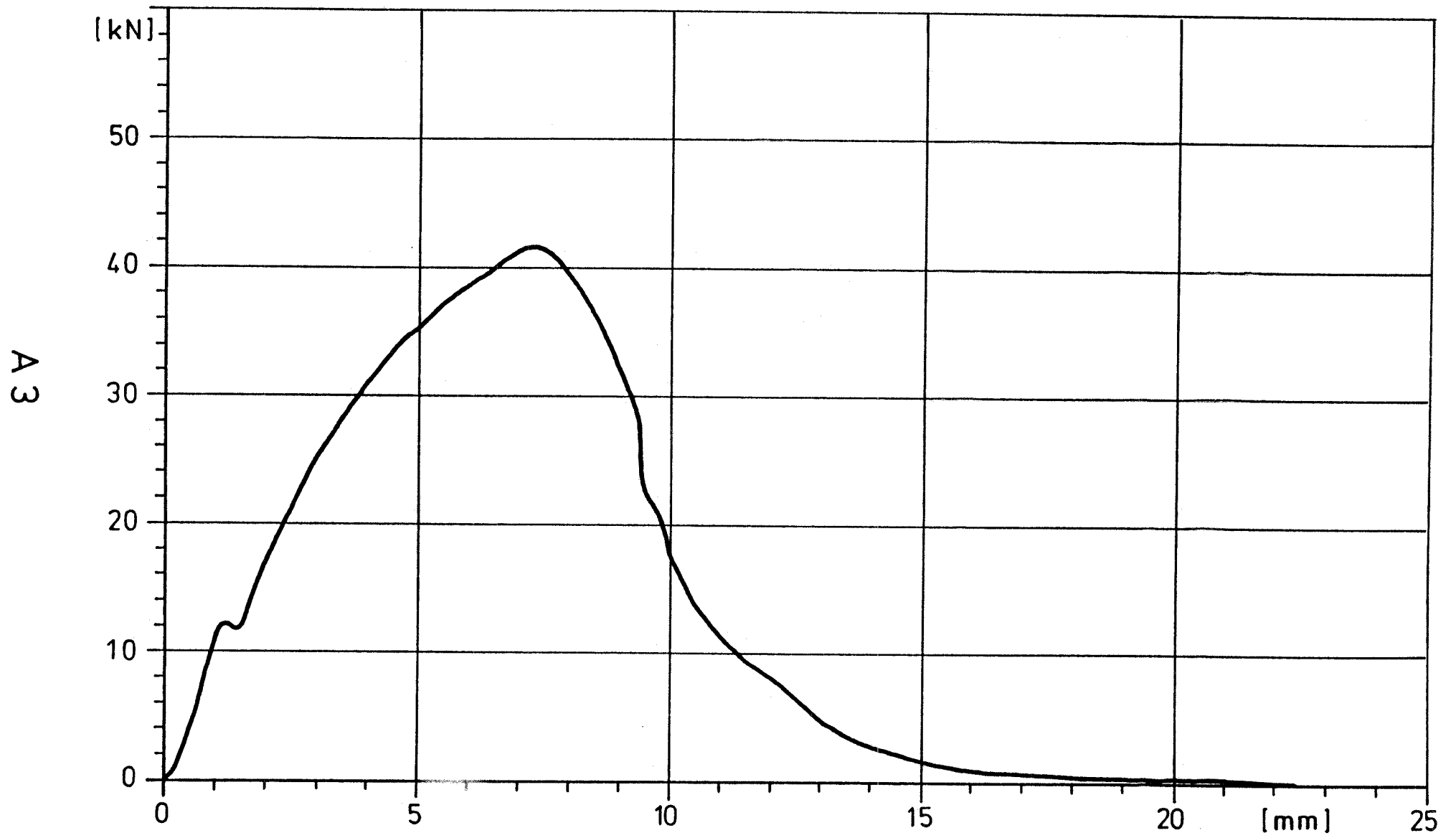
MS 5 [KN]



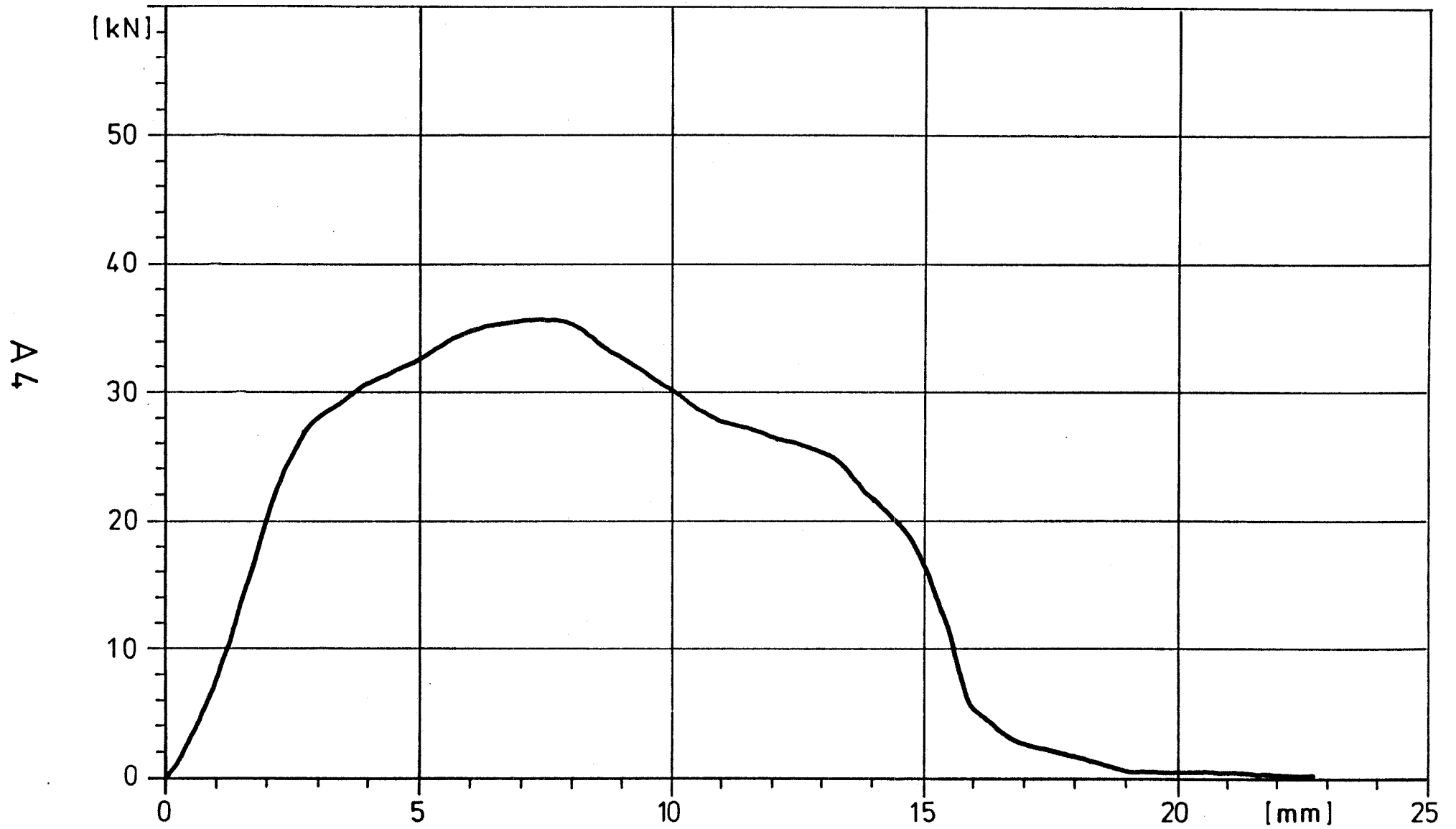
# TOP 26 STATISCH



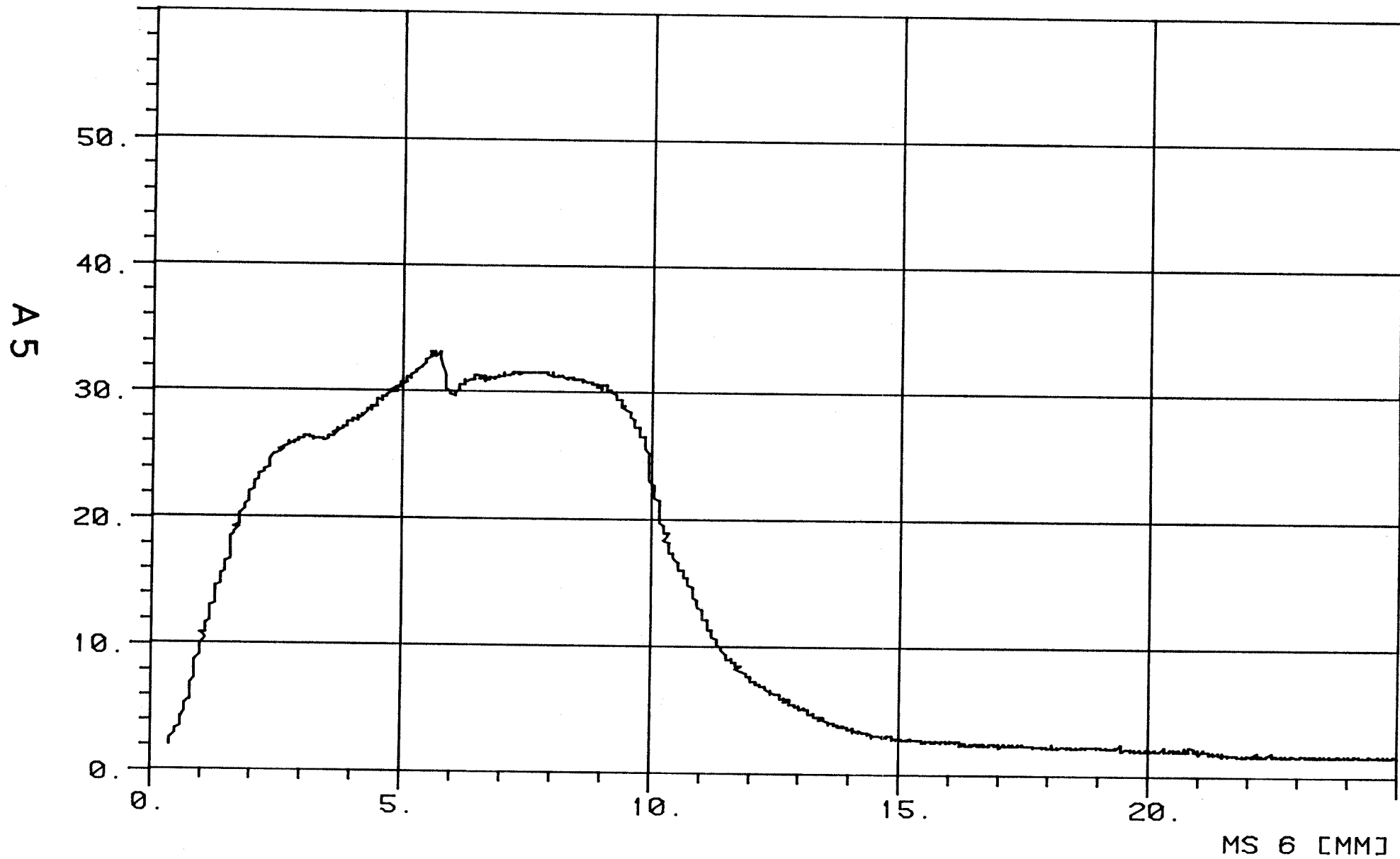
# TOP 25 STATISCH



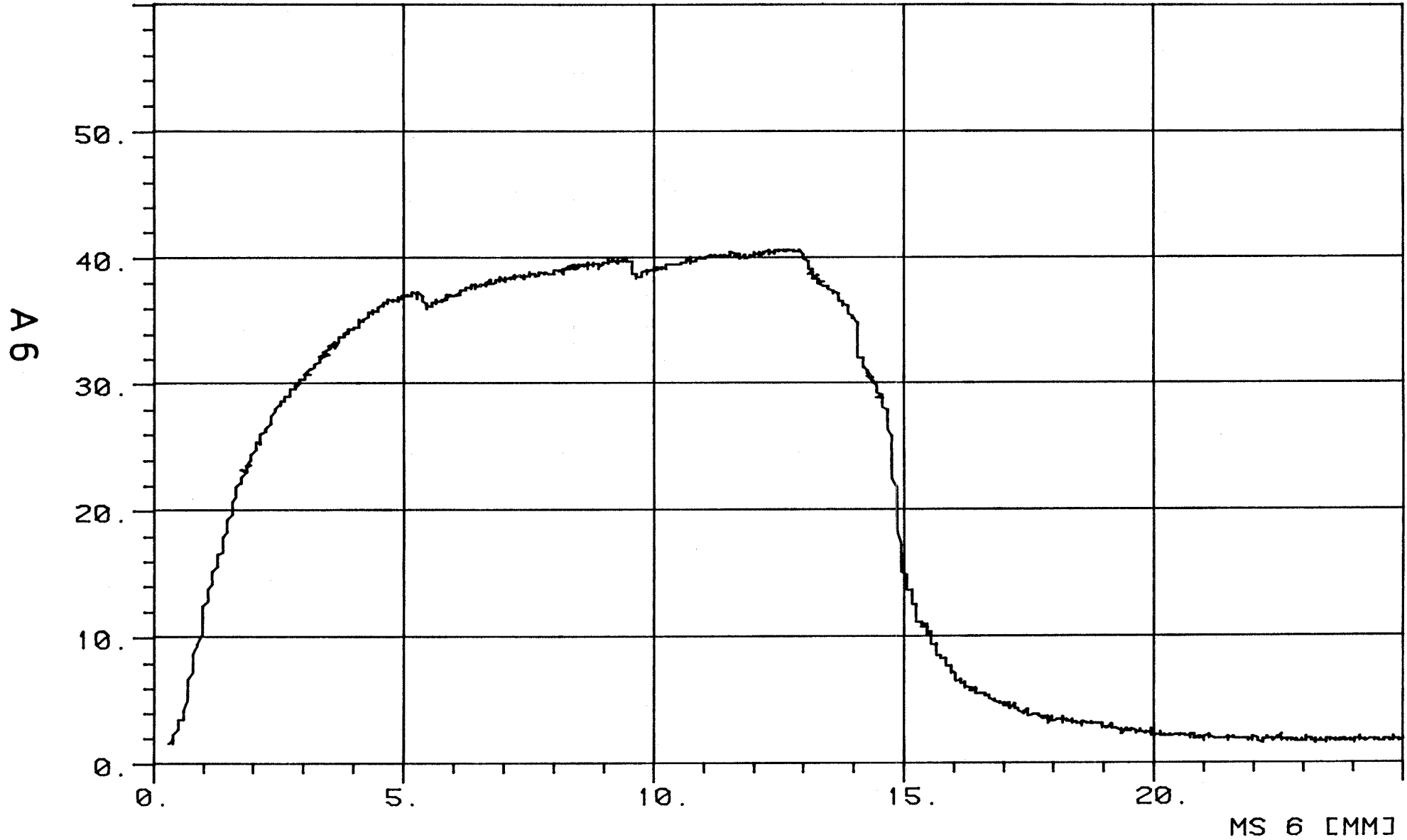
# TOP 23 STATISCH



MS 5 [KN]



MS 5 [KN]

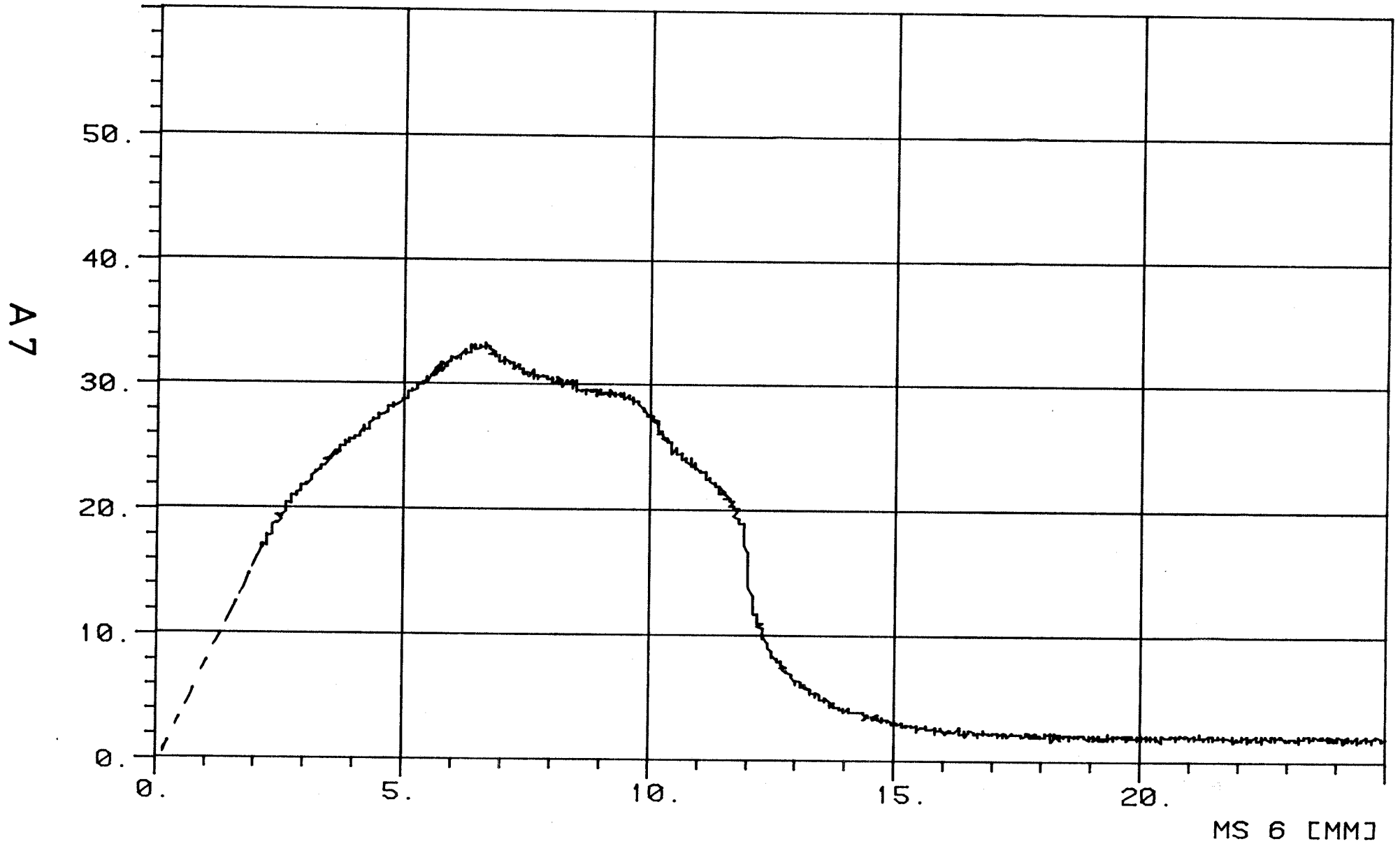


A 6

MS 6 [MM]



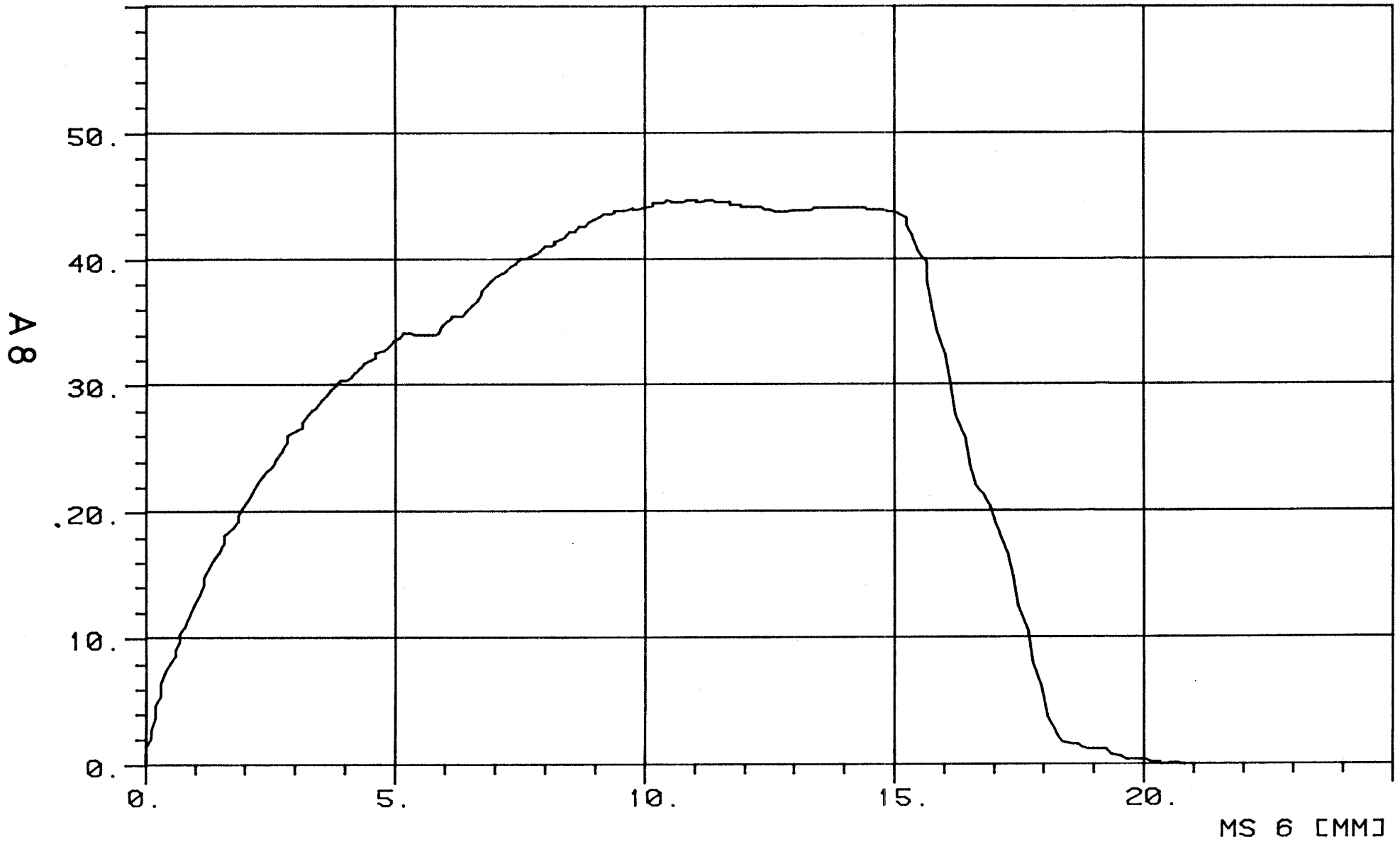
MS 5 [KN]



TOP 24 STOSS

2LL

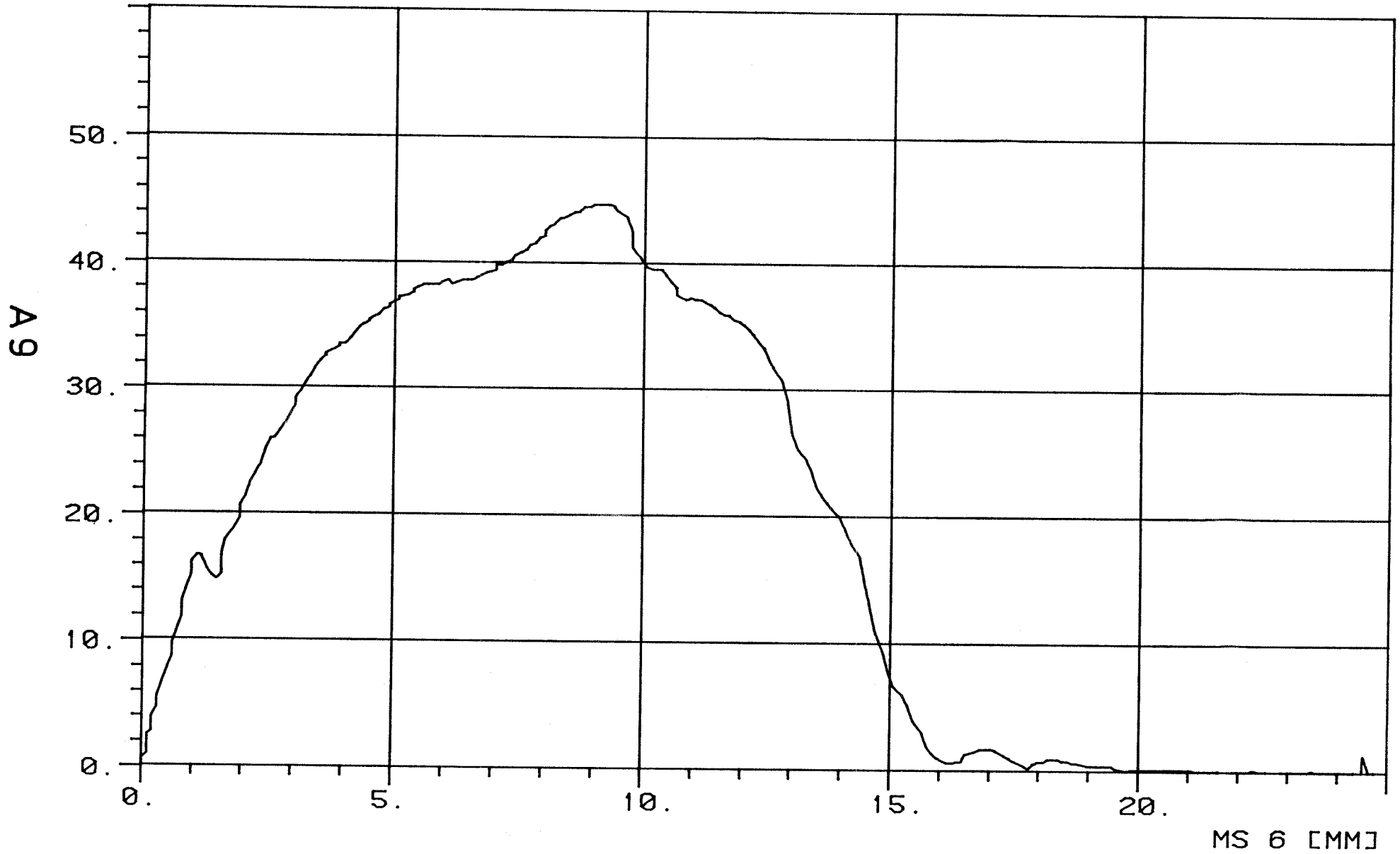
MS 5 [KN]



TOP 213 STOSS

2LL

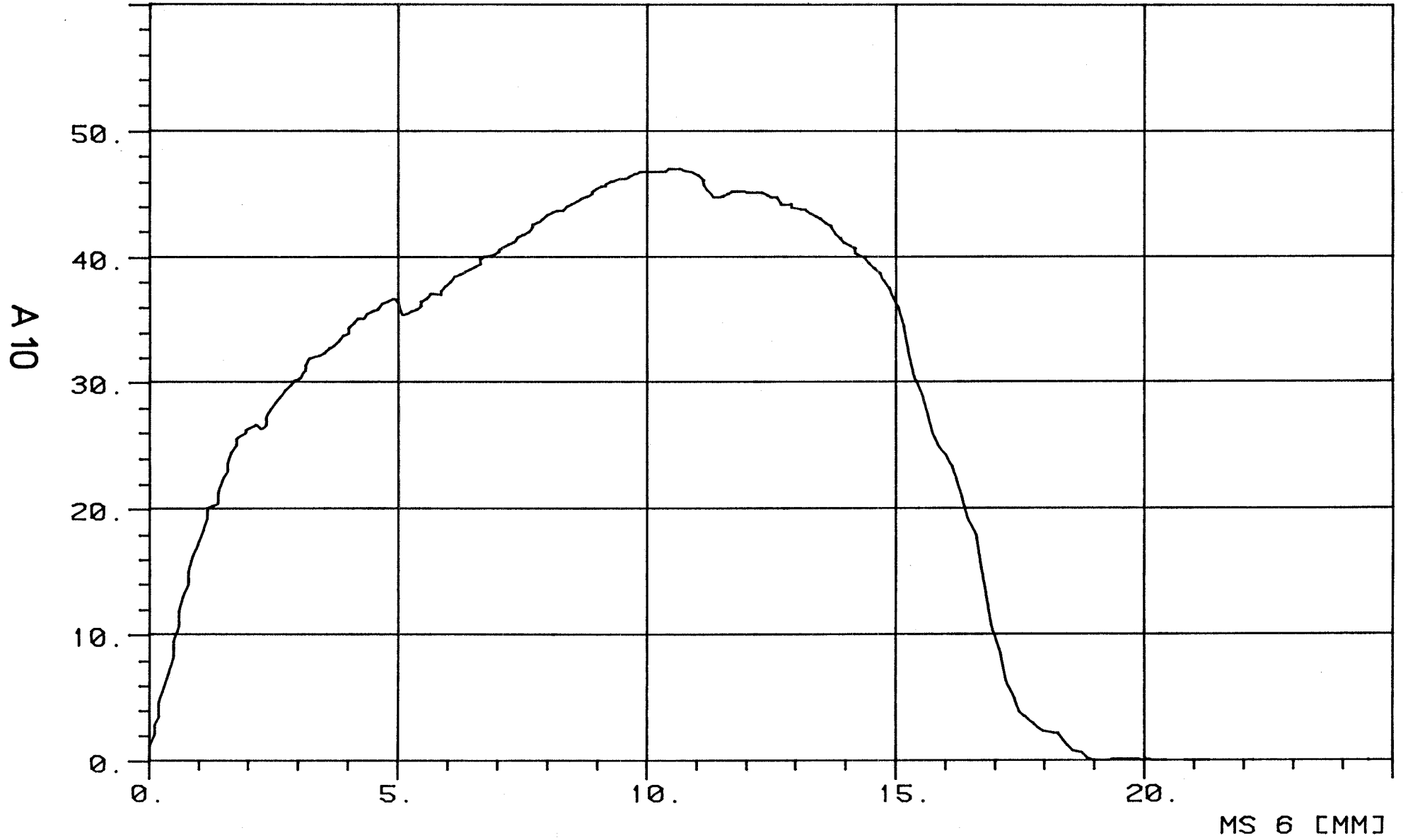
MS 5 [KN]



TOP 210 STOSS

2LL

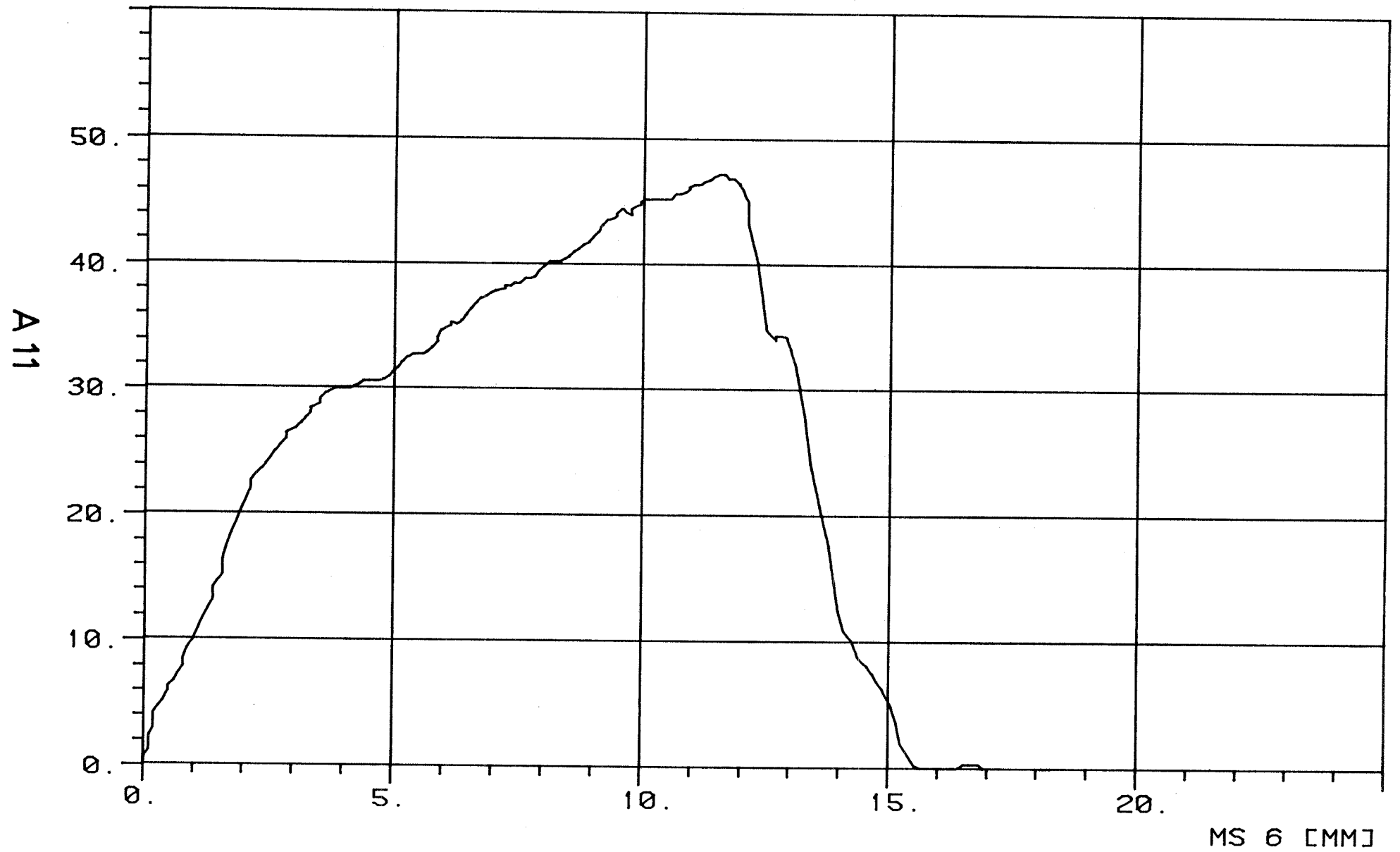
MS 5 [KN]



TOP 28 STOSS

2LL

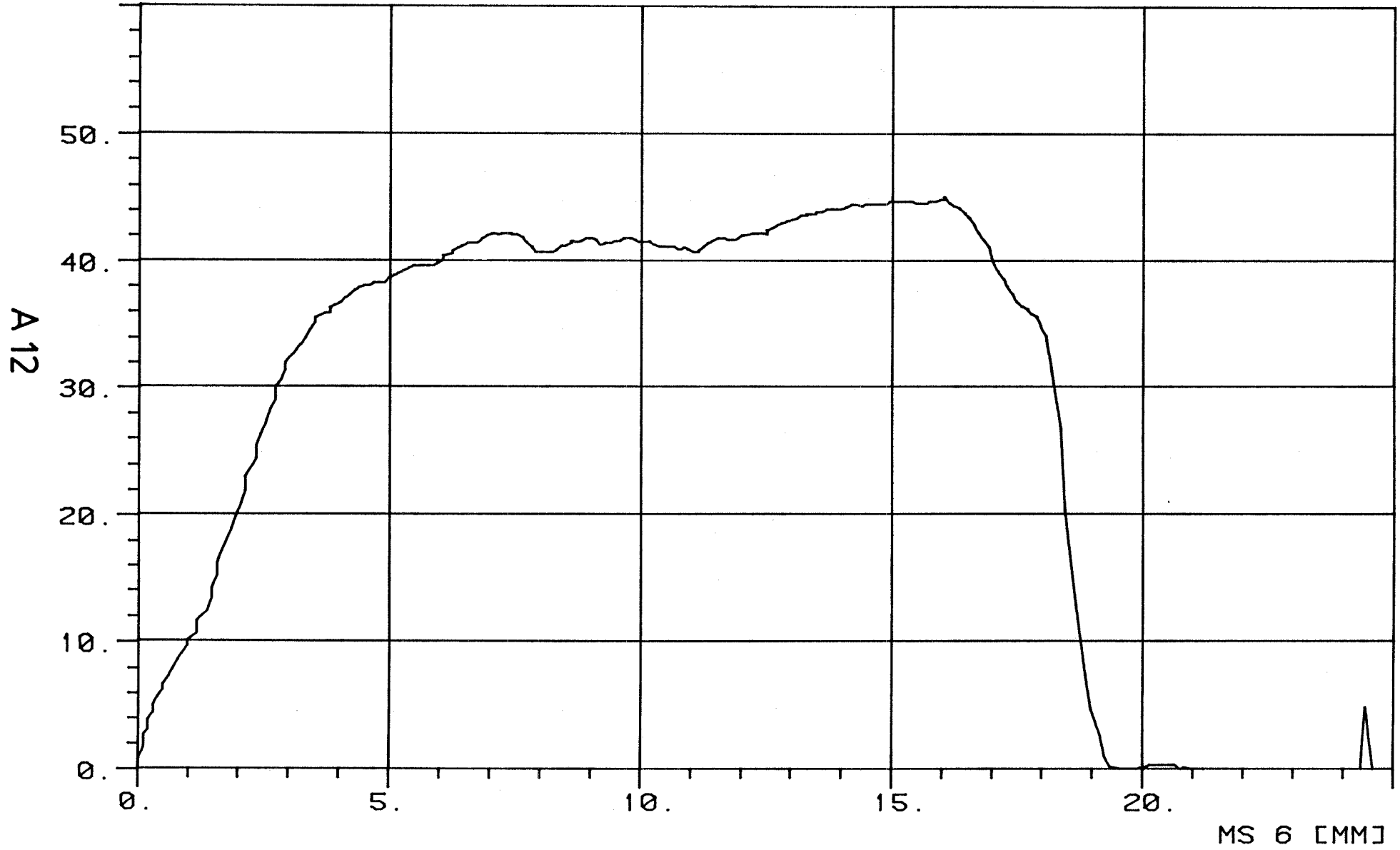
MS 5 [KN]



TOP 212 STOSS

2LL

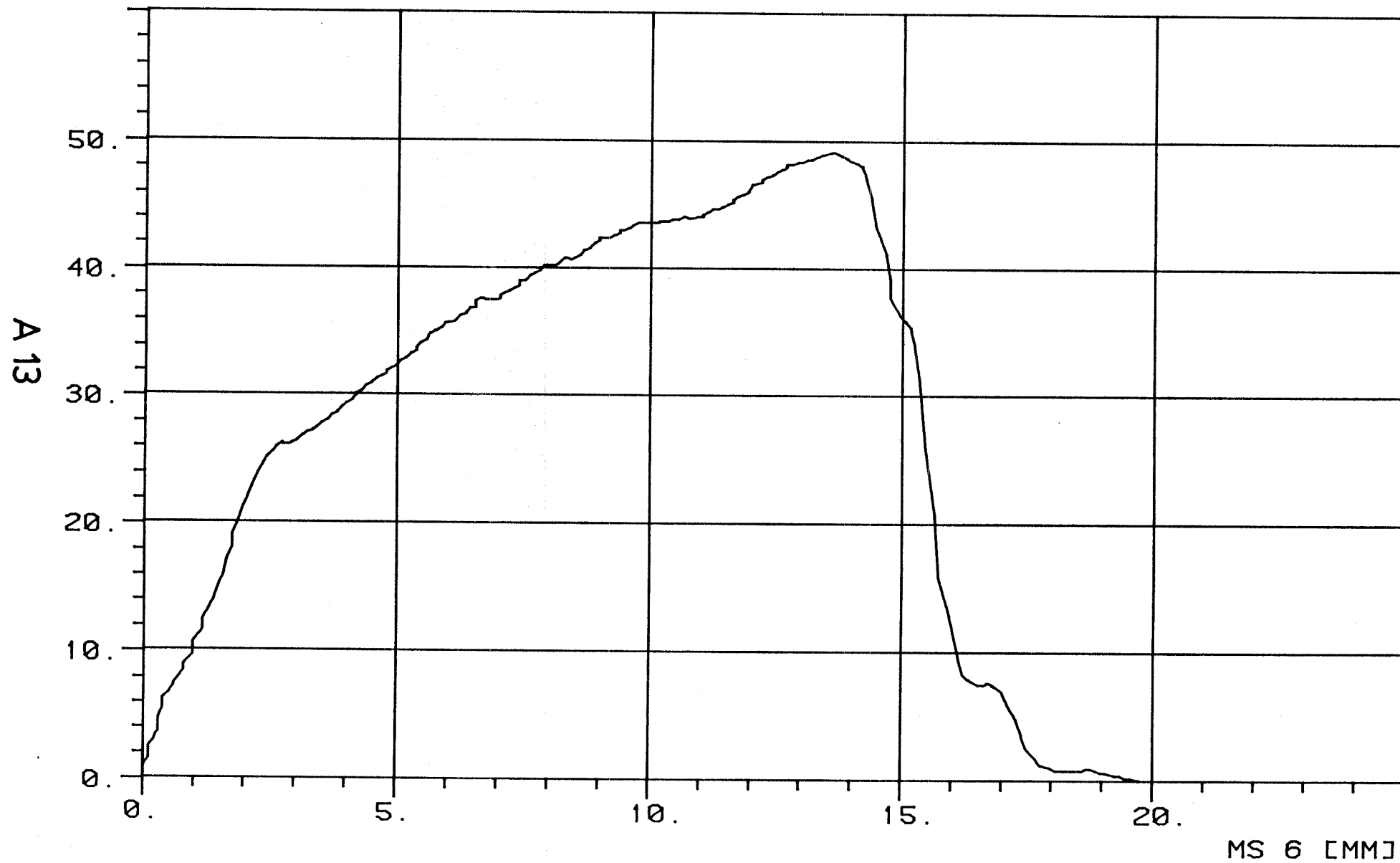
MS 5 [KN]



TOP 214 STOSS

2LL

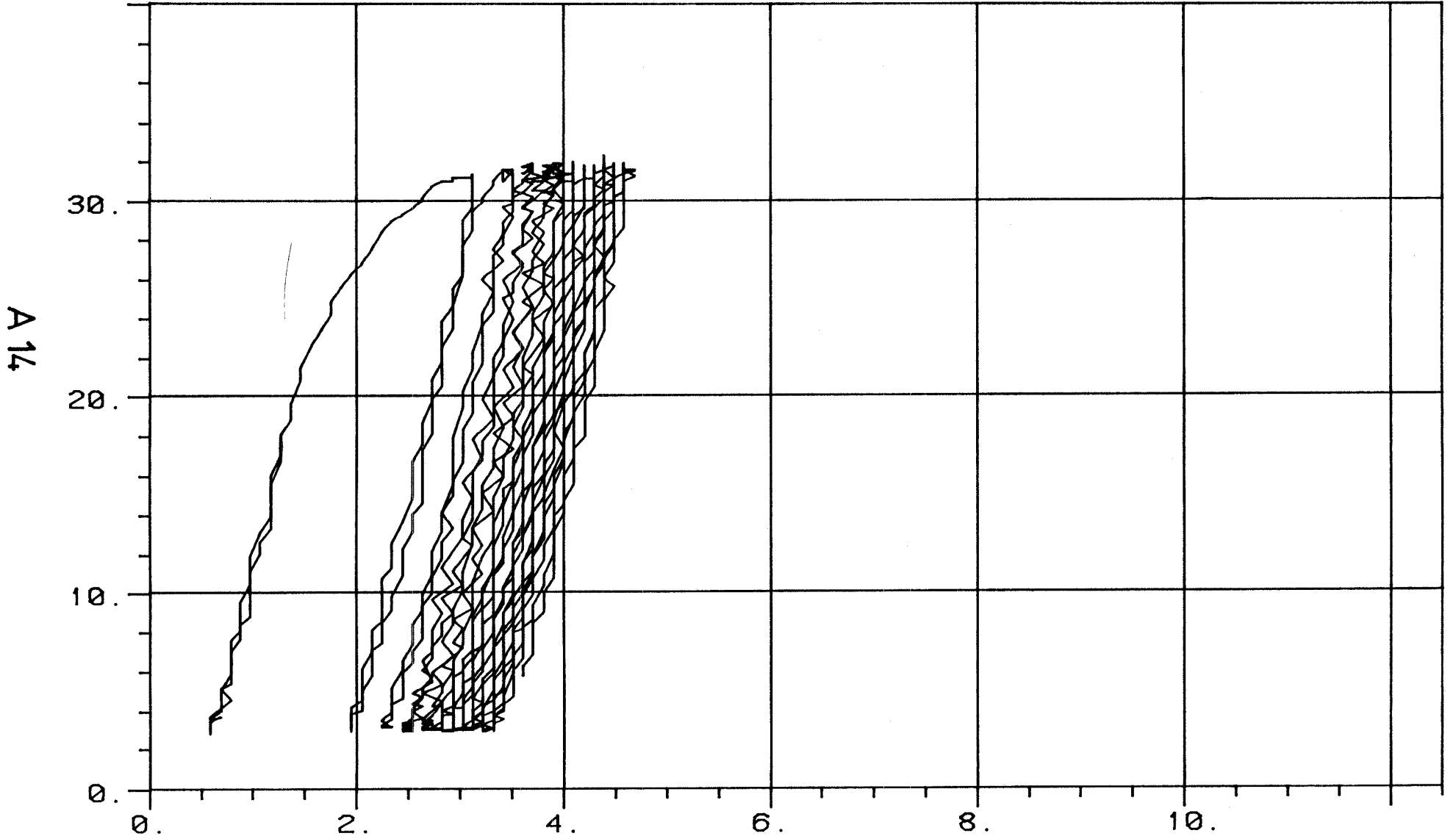
MS 5 [KN]



TOP 29 DYN 1 HZ

2PP

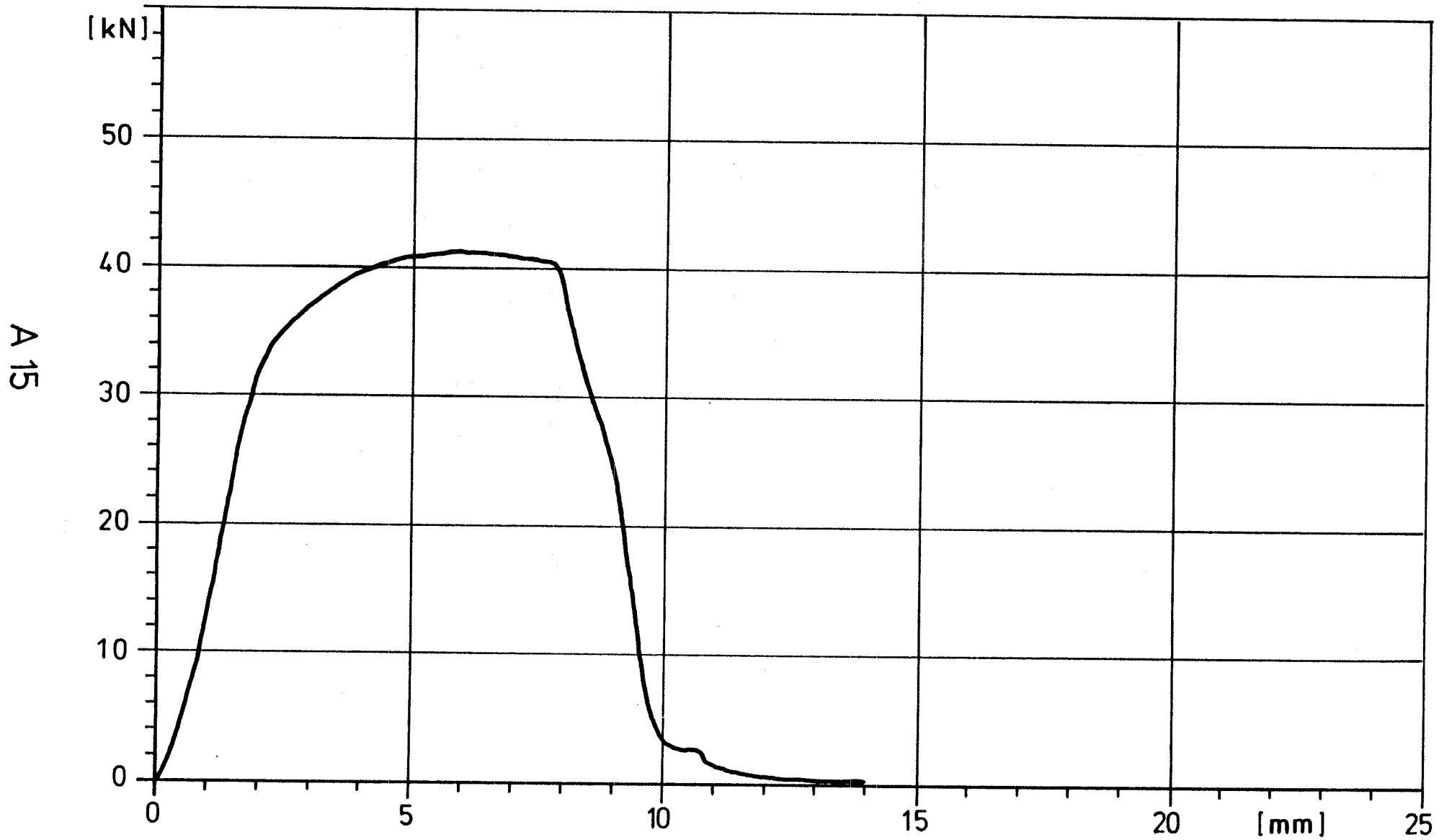
MS 5 [KN]



MS 6 [MM]

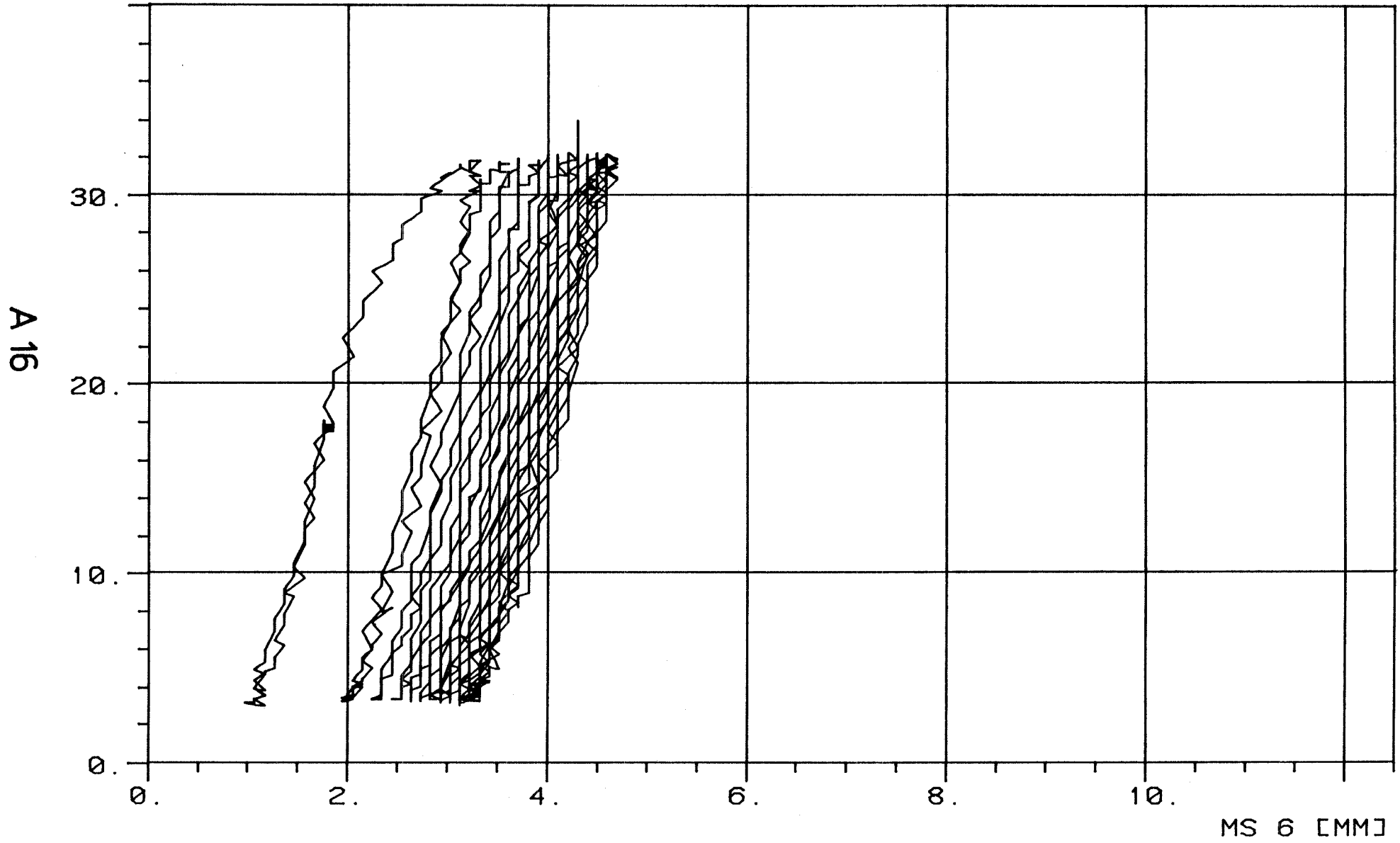


# TOP 29 RESTTRAGFÄHIGKEIT

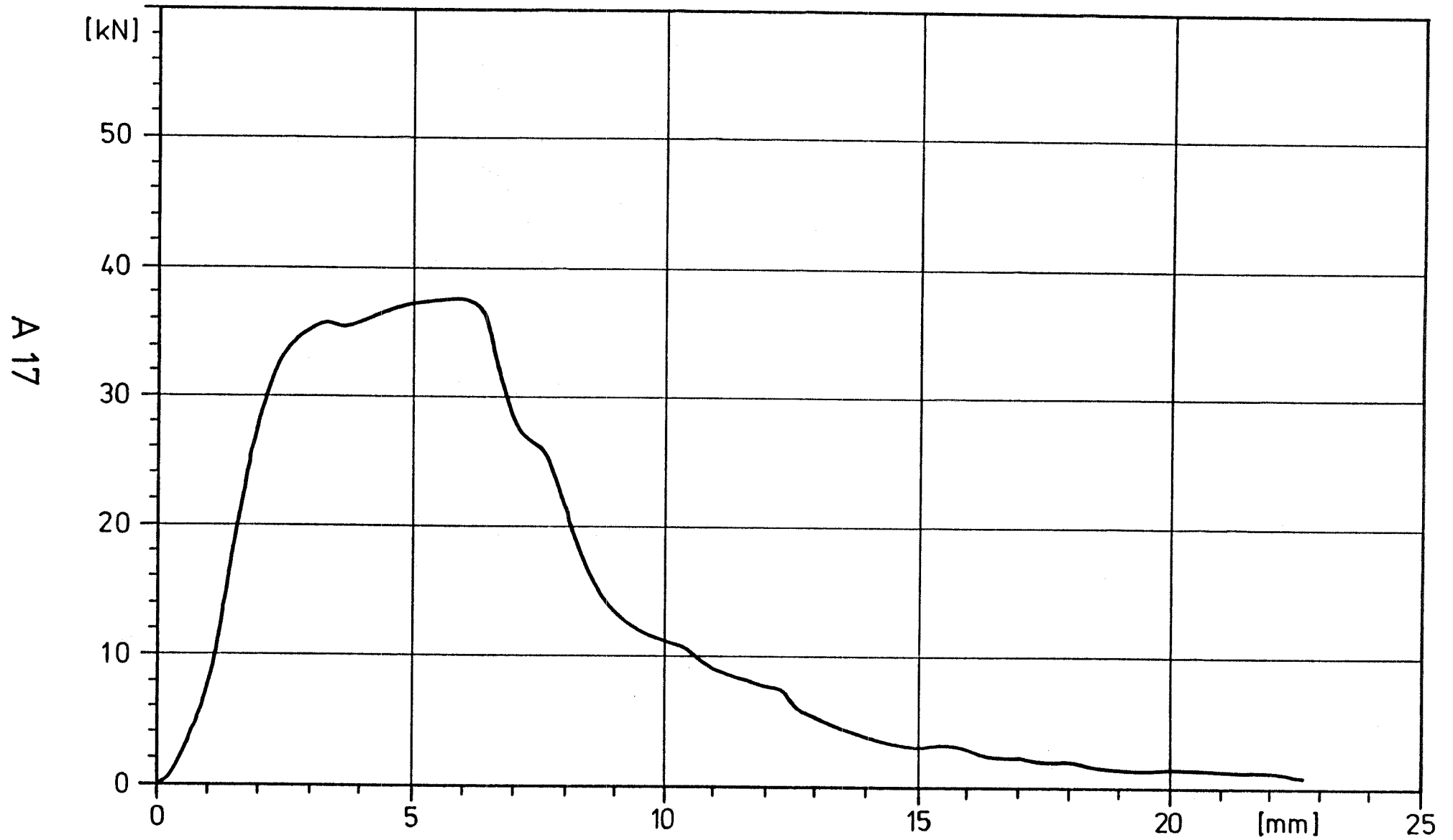


TOP 211 DYN 1 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]

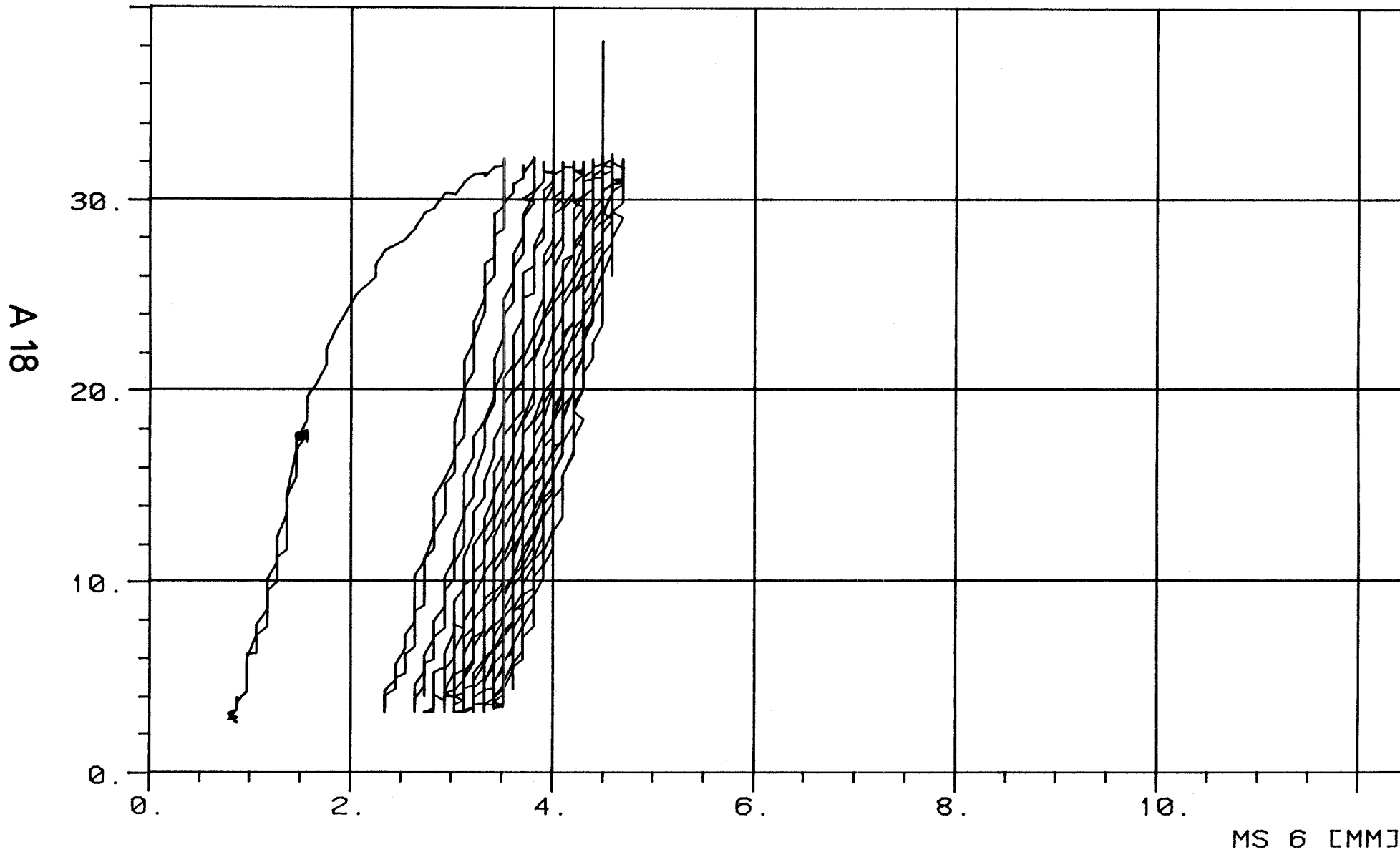


# TOP 211 RESTTRAGFÄHIGKEIT

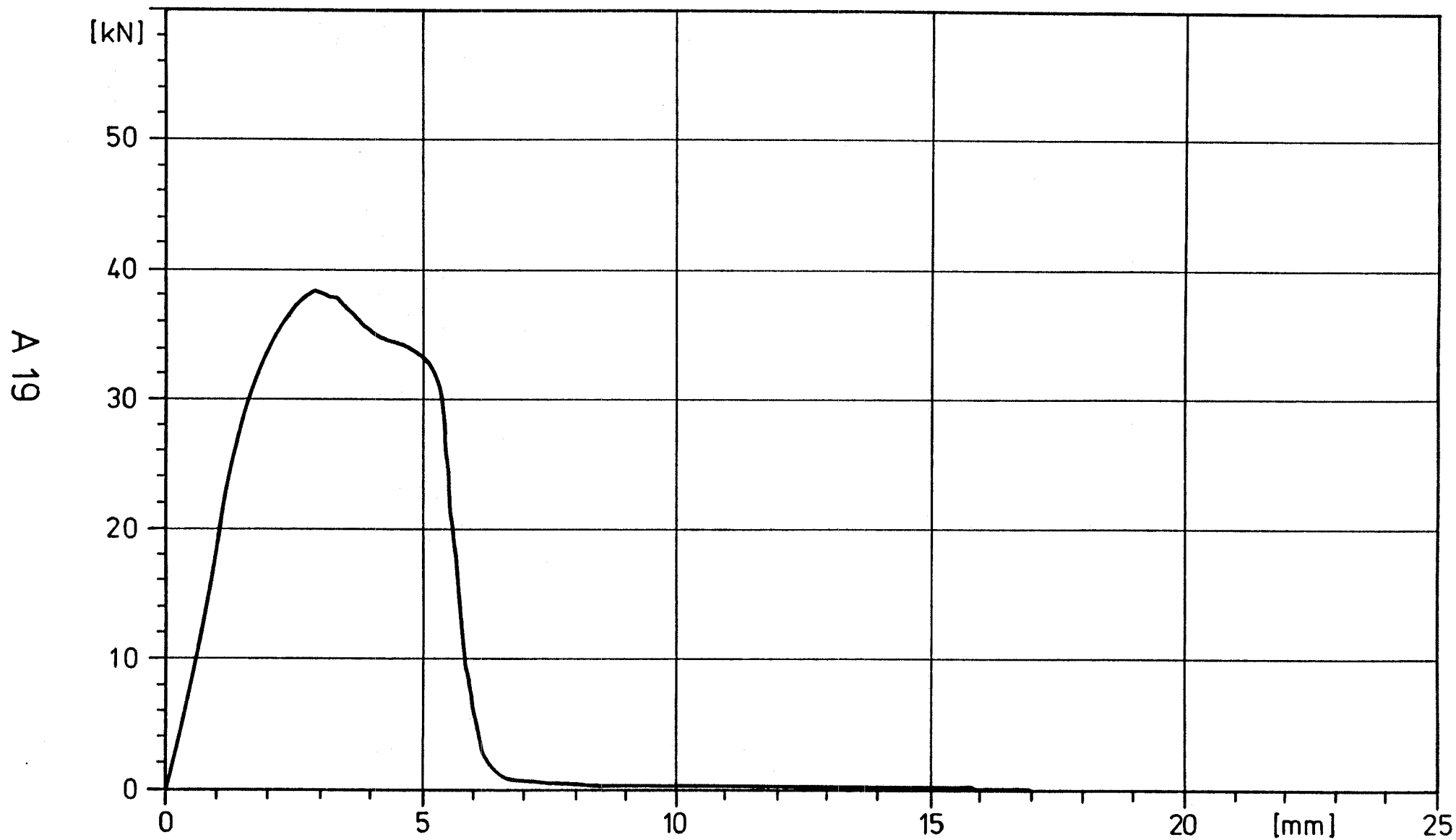


TOP 32 DYN 1 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]

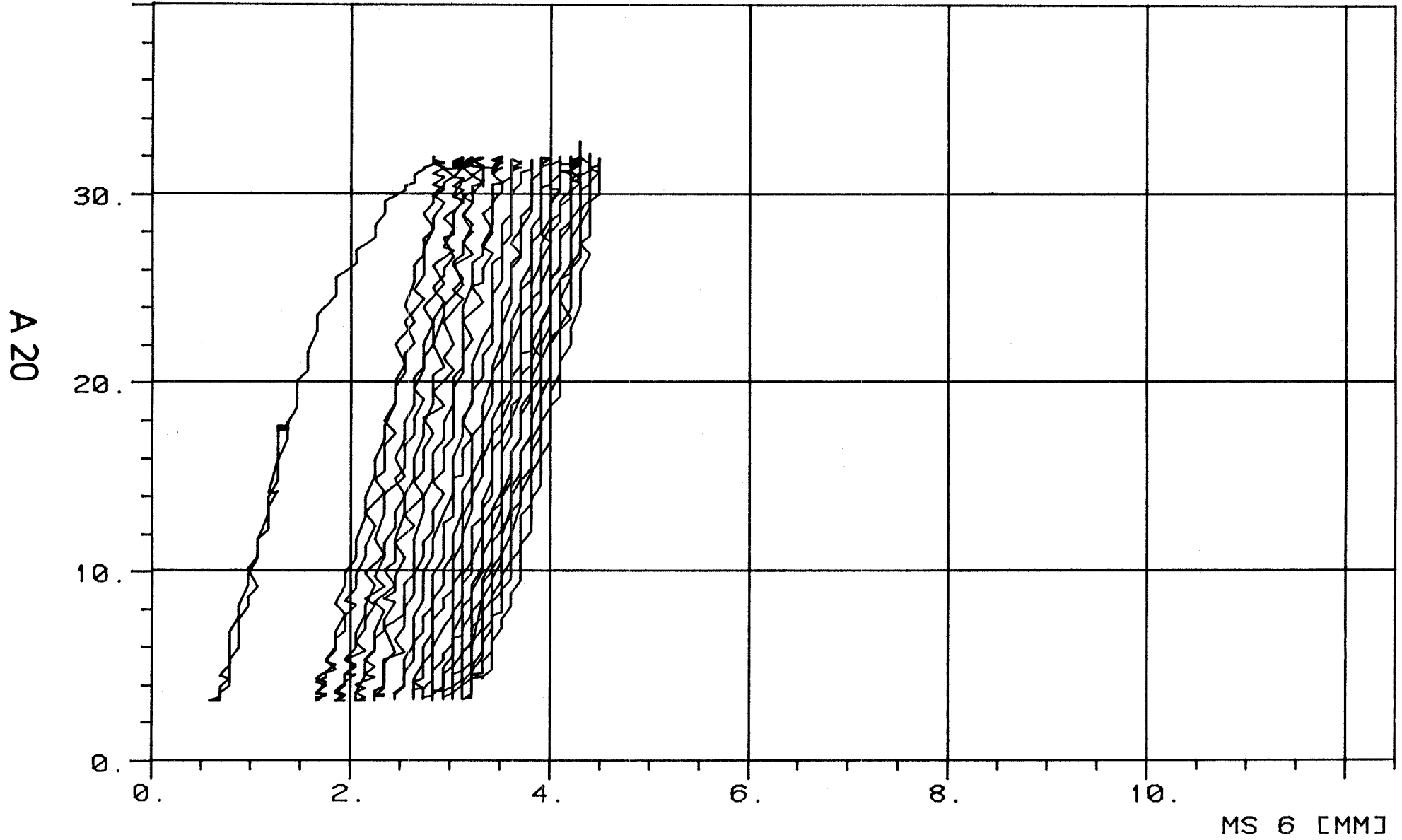


# TOP 32 RESTTRAGFÄHIGKEIT

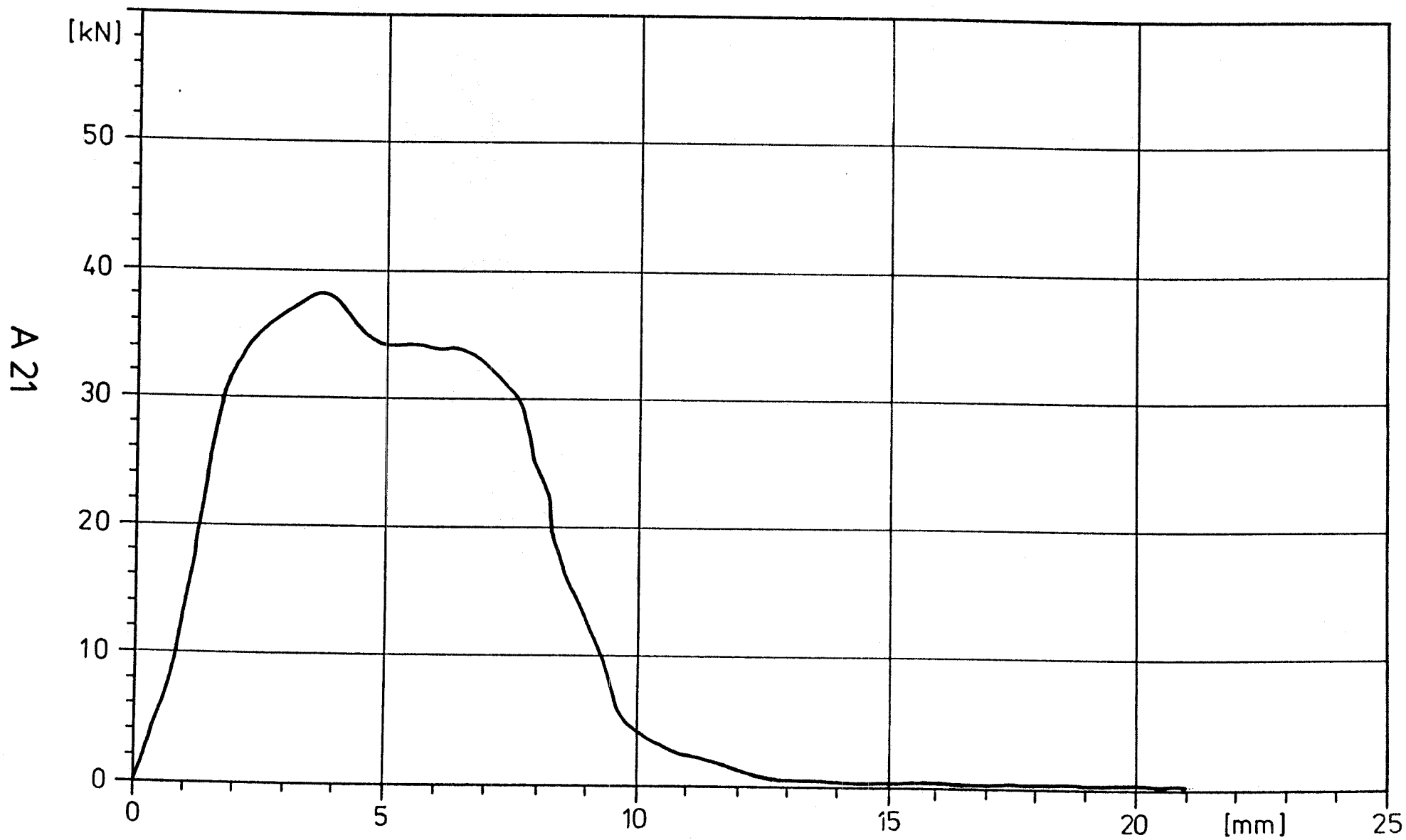


TOP 36 DYN 1 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]



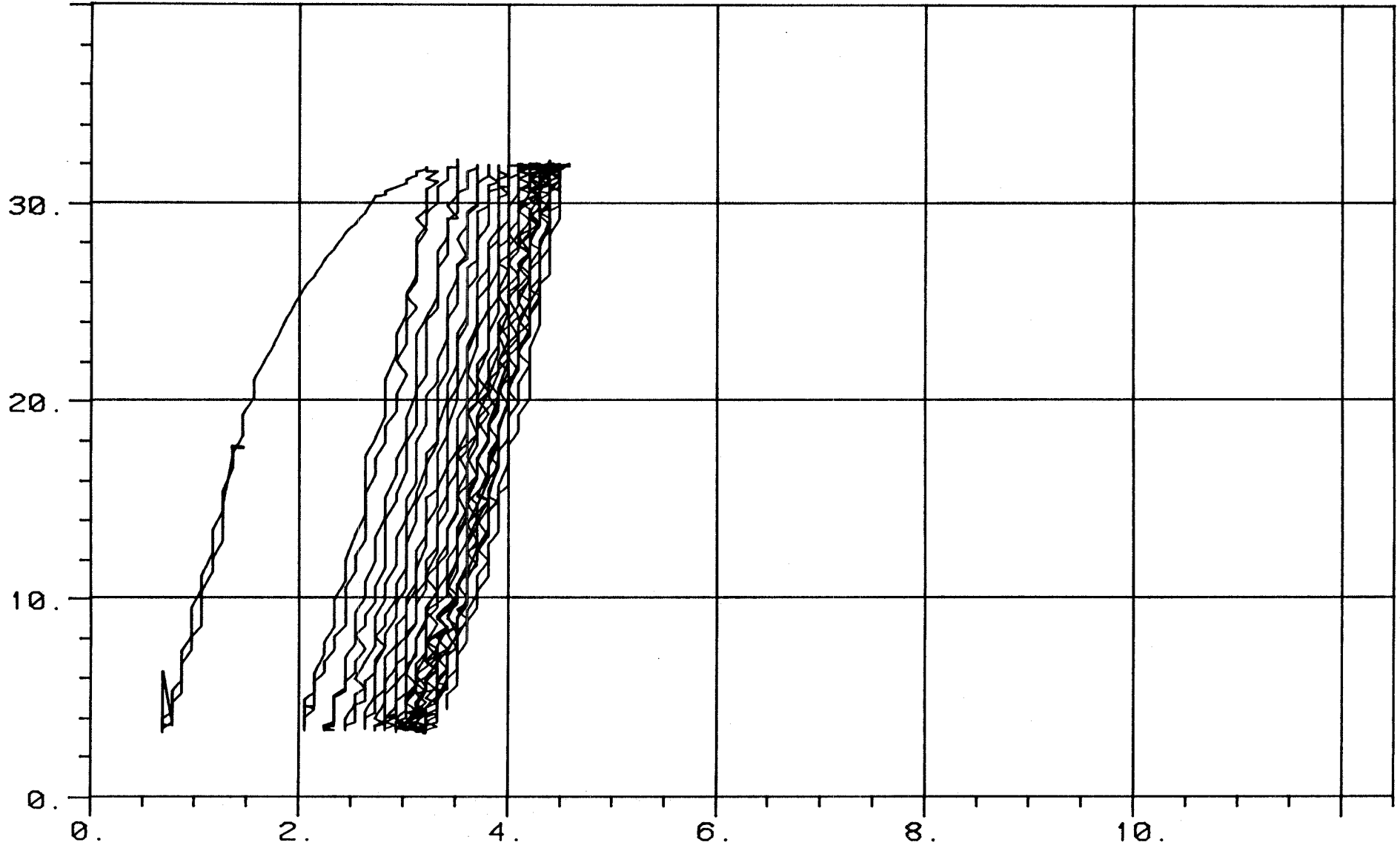
# TOP 36 RESTTRAGFÄHIGKEIT



TOP 31 DYN 1 HZ 3-31 KN 2PP

MS 5 [KN]

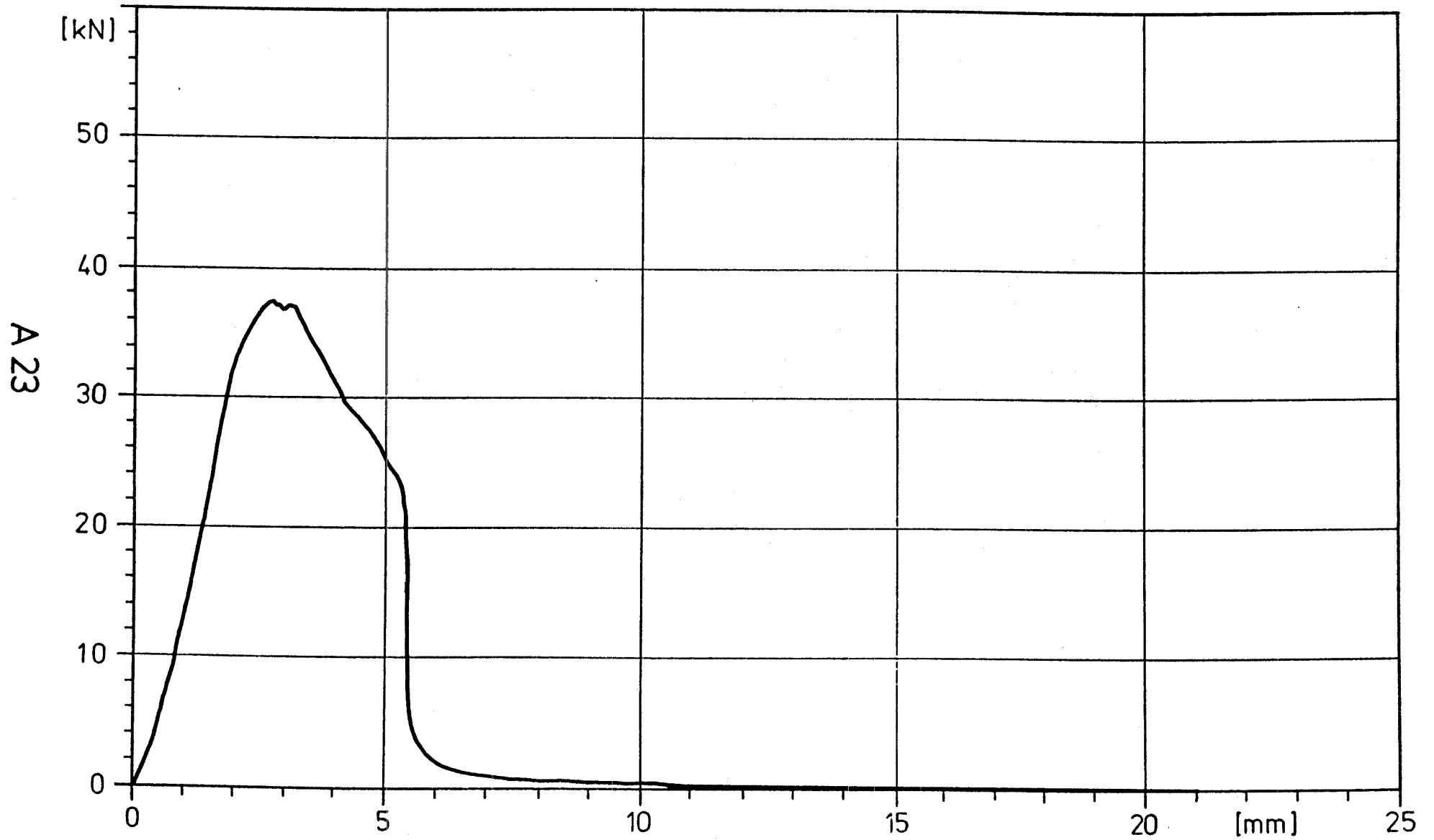
A 22



MS 6 [MM]

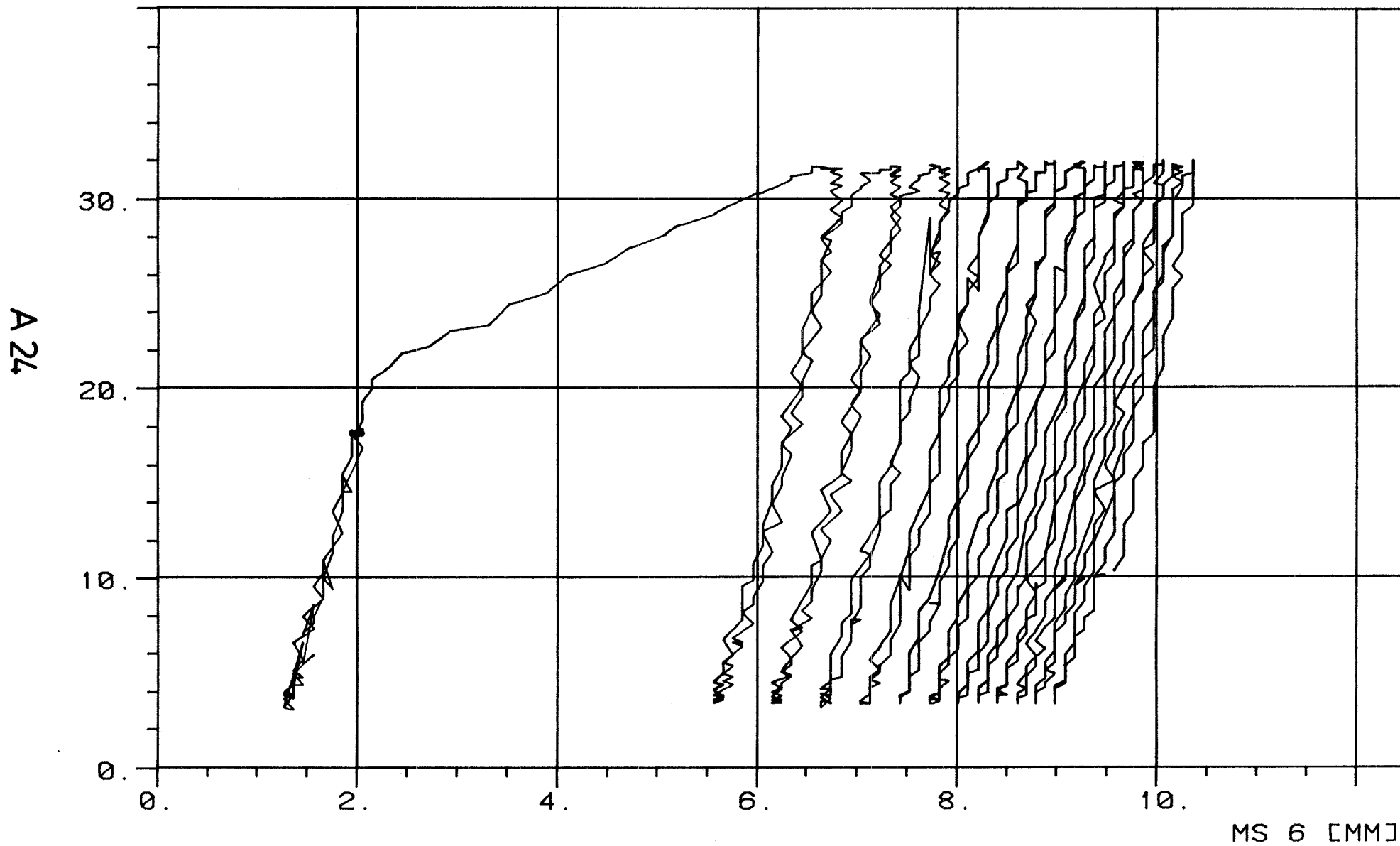


# TOP 31 RESTTRAGFÄHIGKEIT

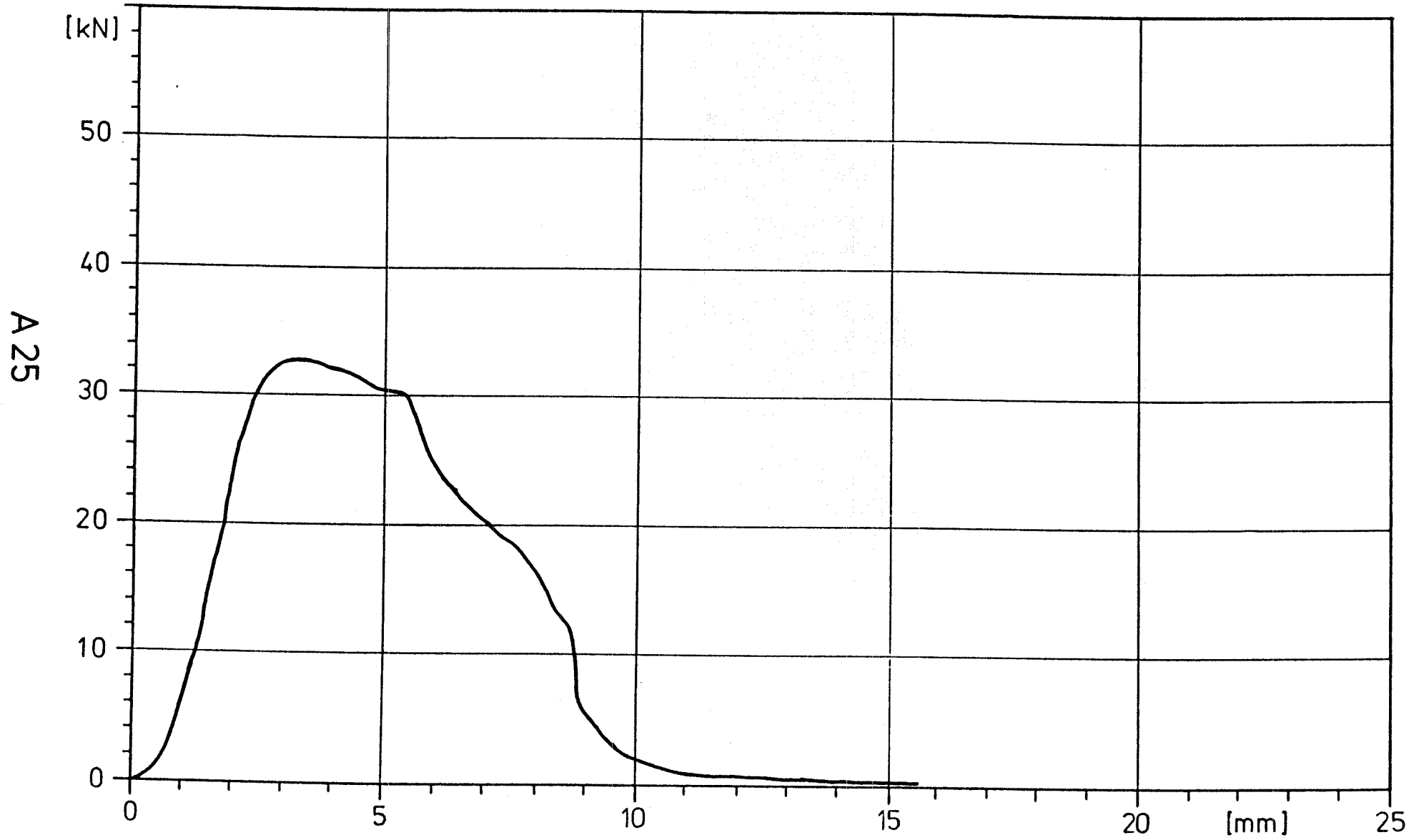


TOP 33 DYN 1 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]



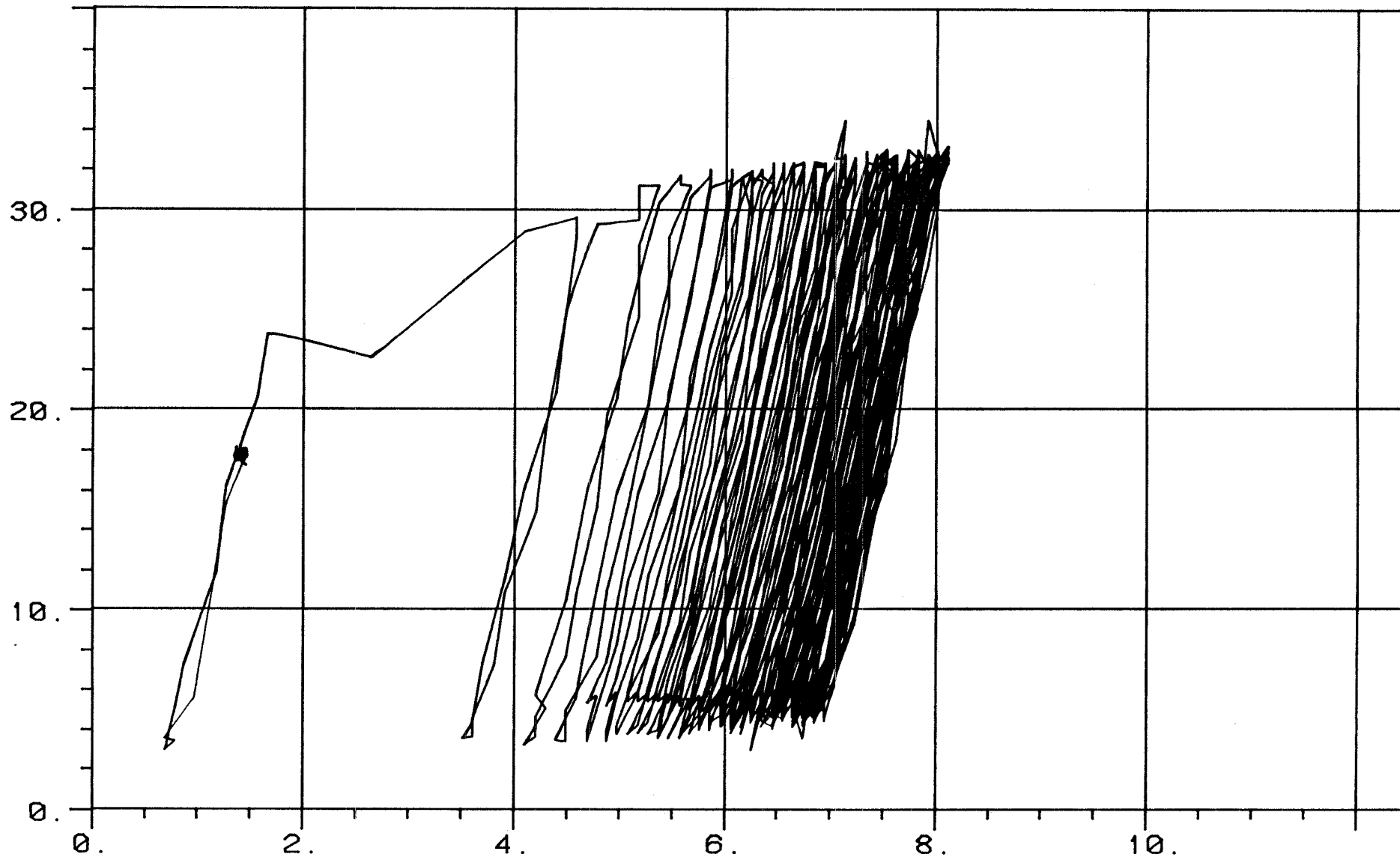
# TOP 33 RESTTRAGFÄHIGKEIT



TOP 34 DYN 5 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]

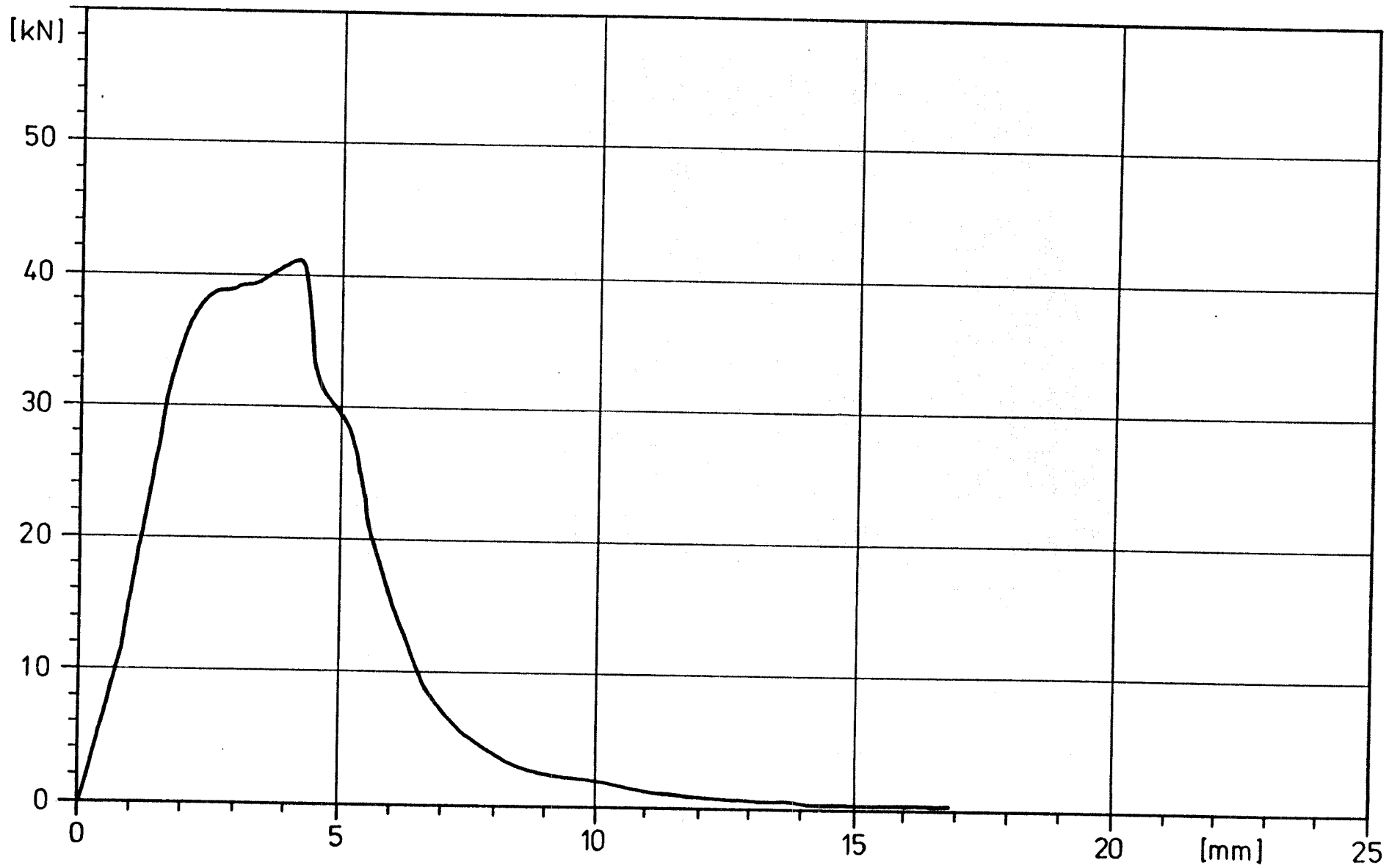
A 26



MS 6 [MM]

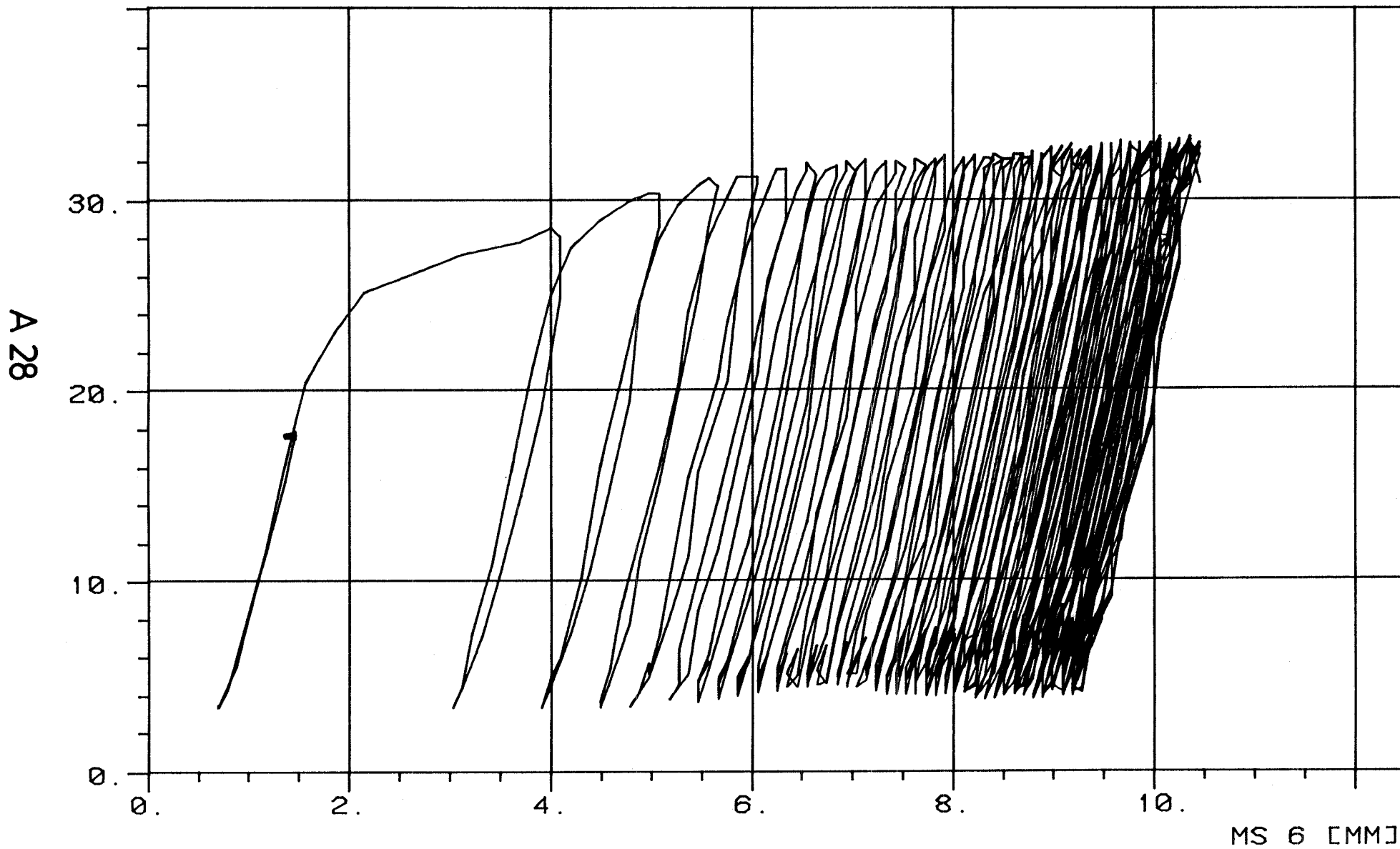
# TOP 34 RESTTRAGFÄHIGKEIT

A 27



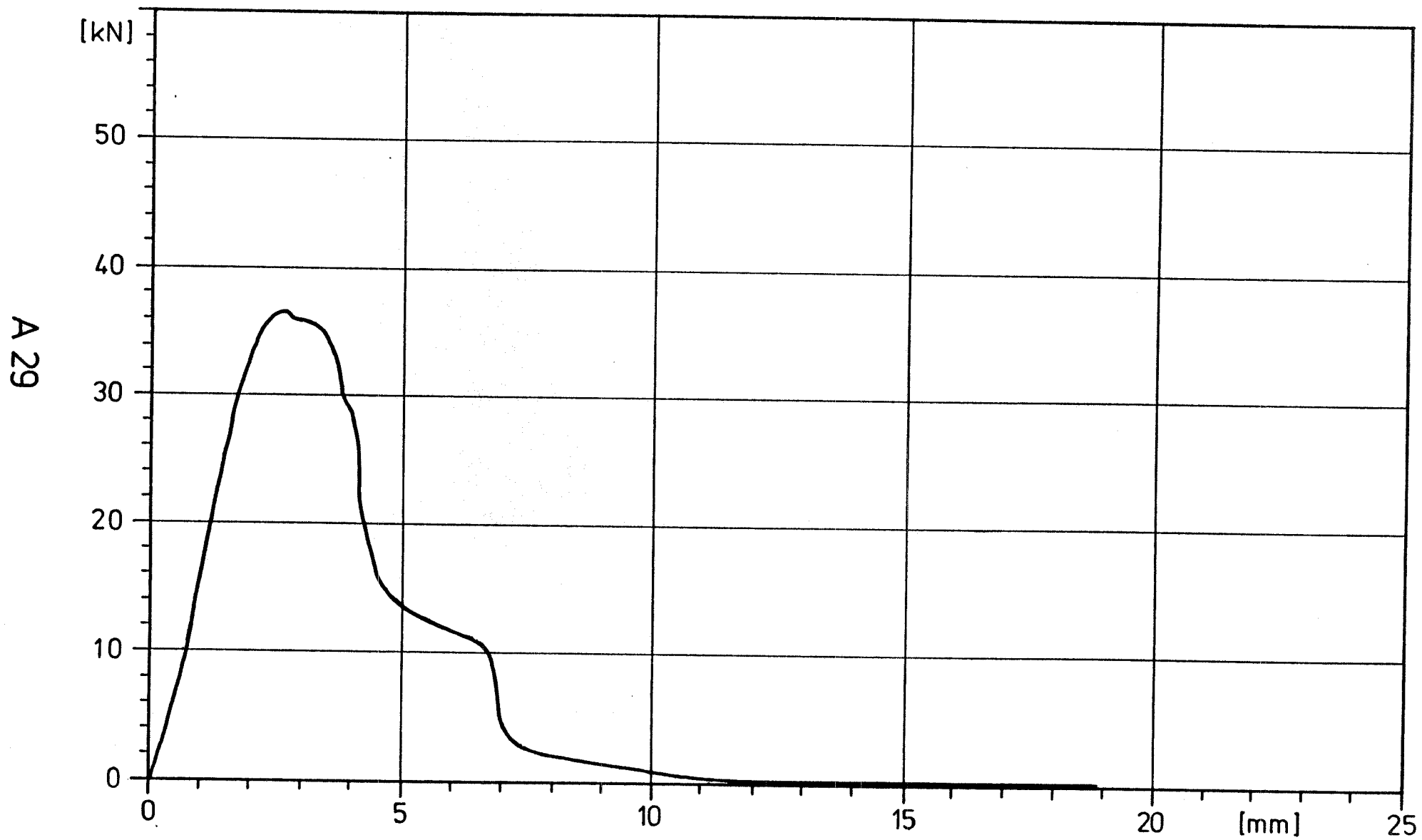
TOP 35 DYN 5 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]



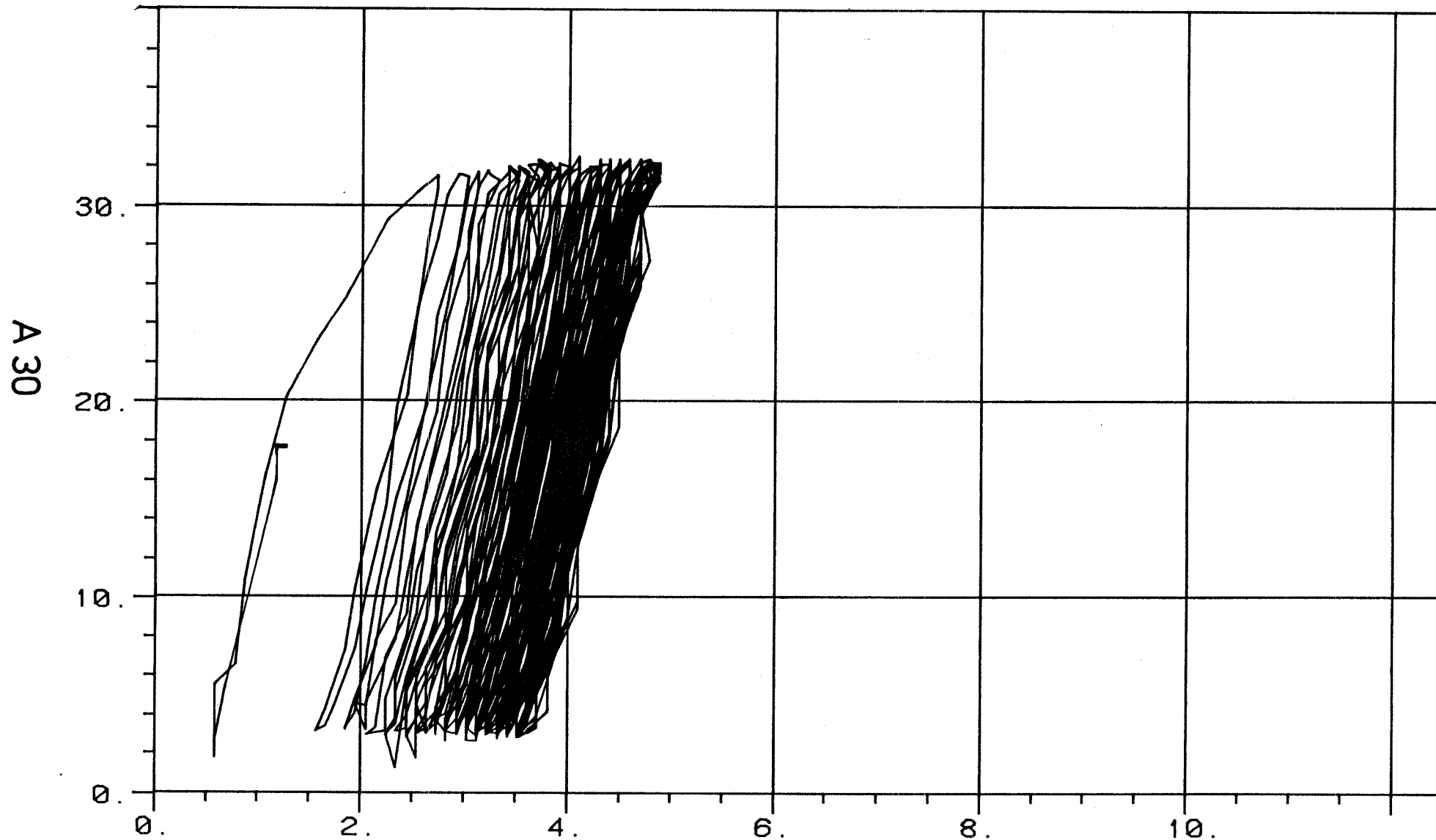
MS 6 [MM]

# TOP 35 RESTTRAGFÄHIGKEIT



TOP 37 DYN 5 HZ 2-31 KN 2PP

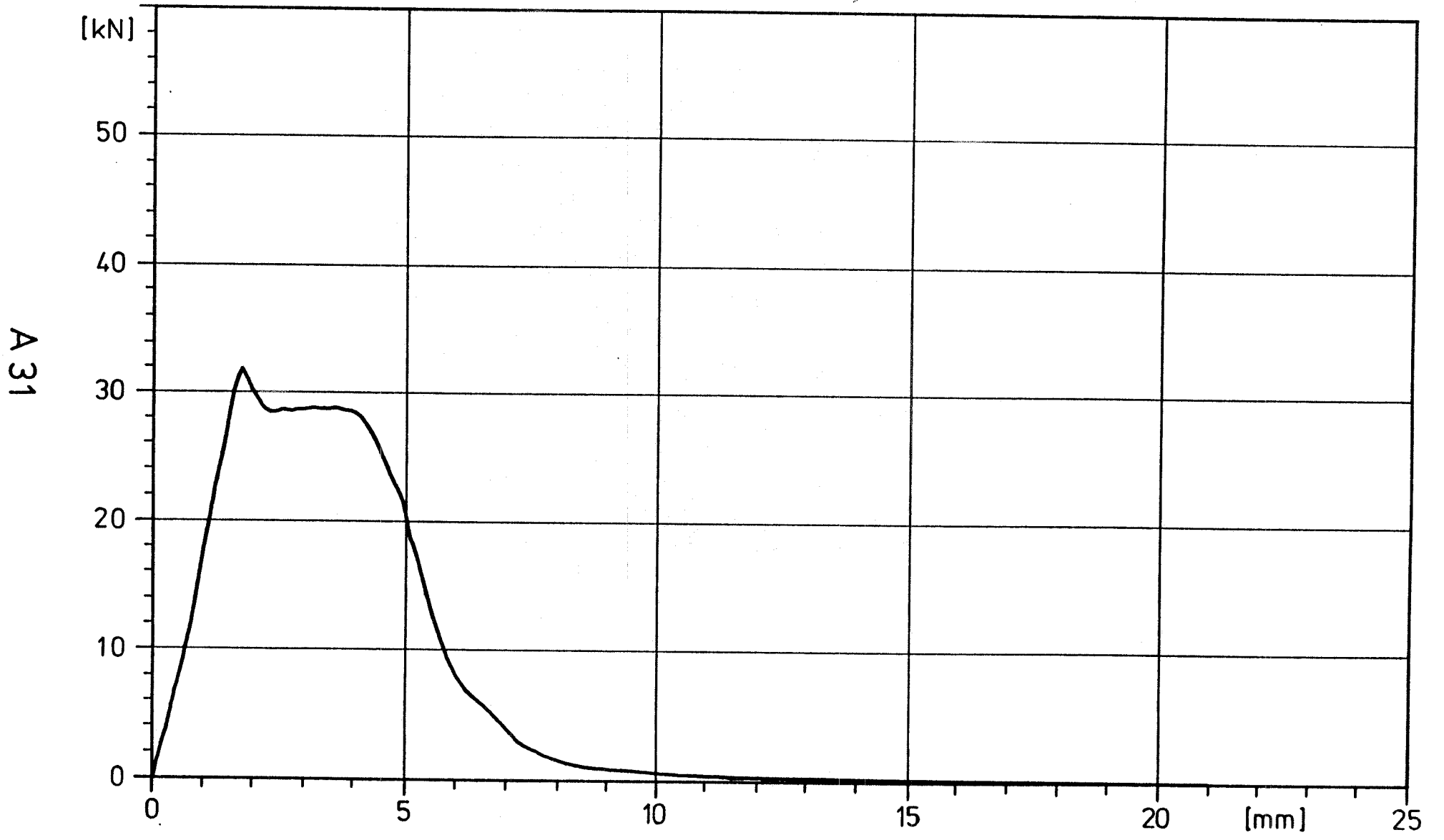
MS 5 [KN]



MS 6 [MM]

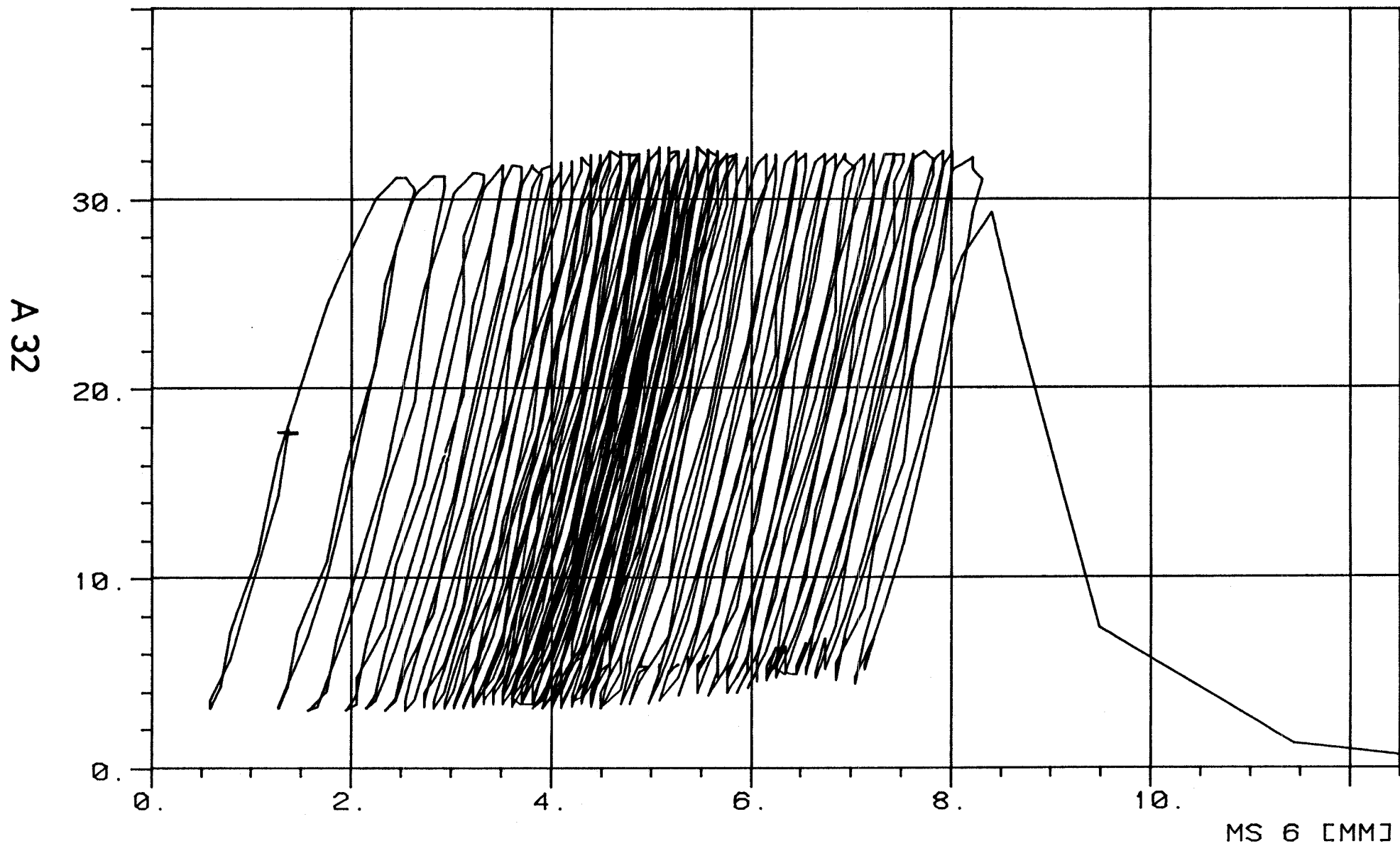


# TOP 37 RESTTRAGFÄHIGKEIT



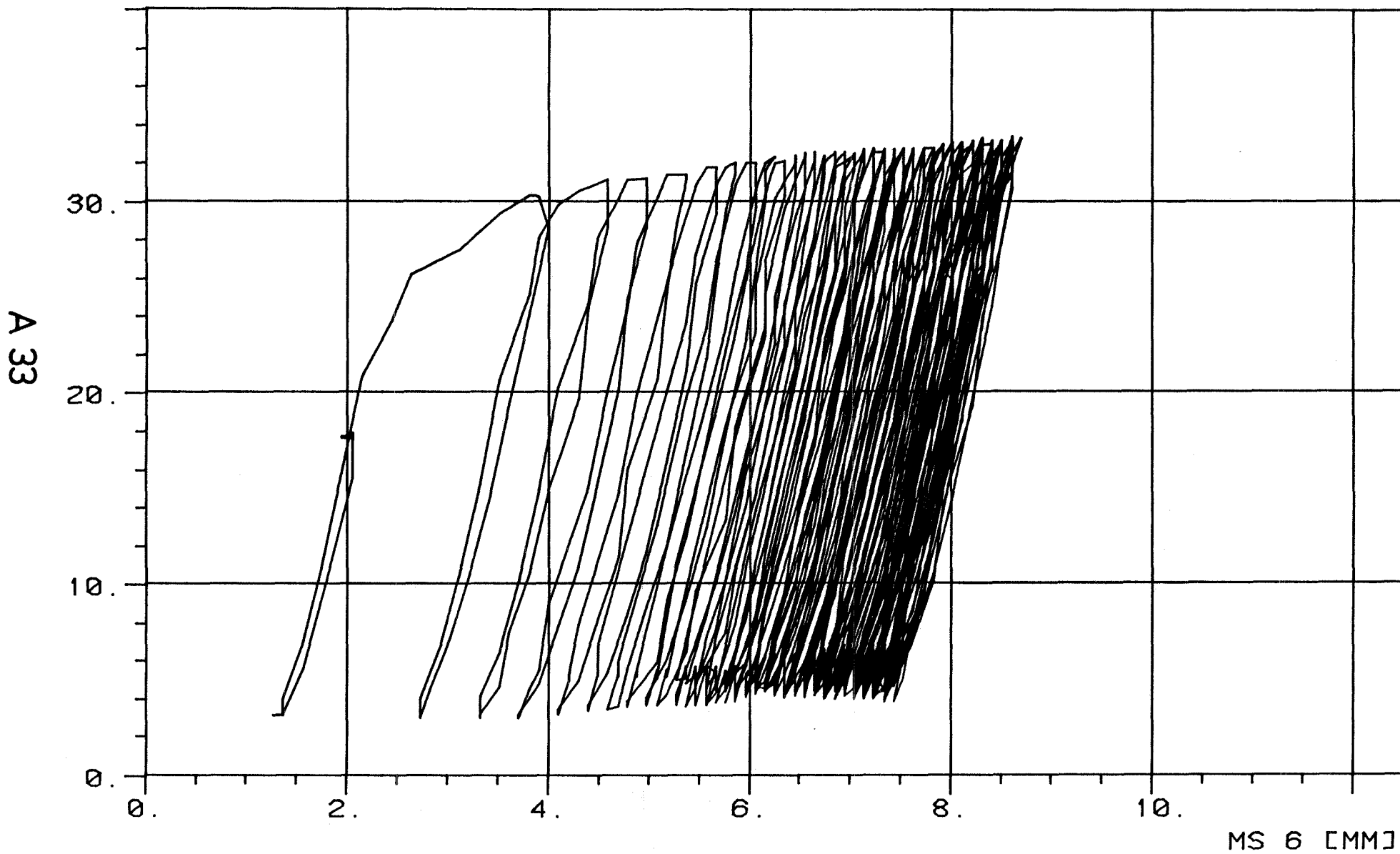
TOP 313 DYN 5 HZ 2-31 KN

MS 5 [KN]

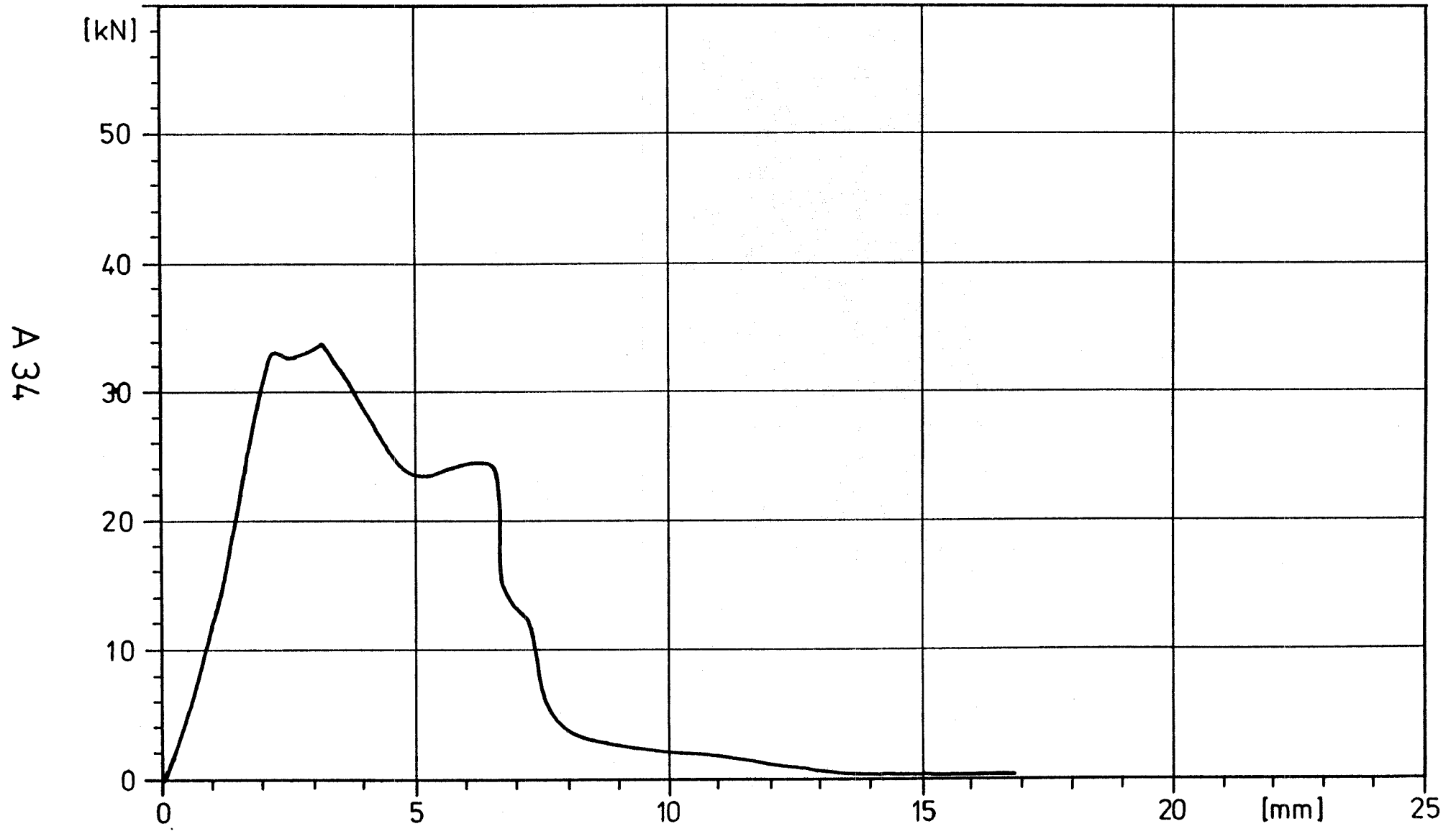


TOP 312 DYN 5 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]



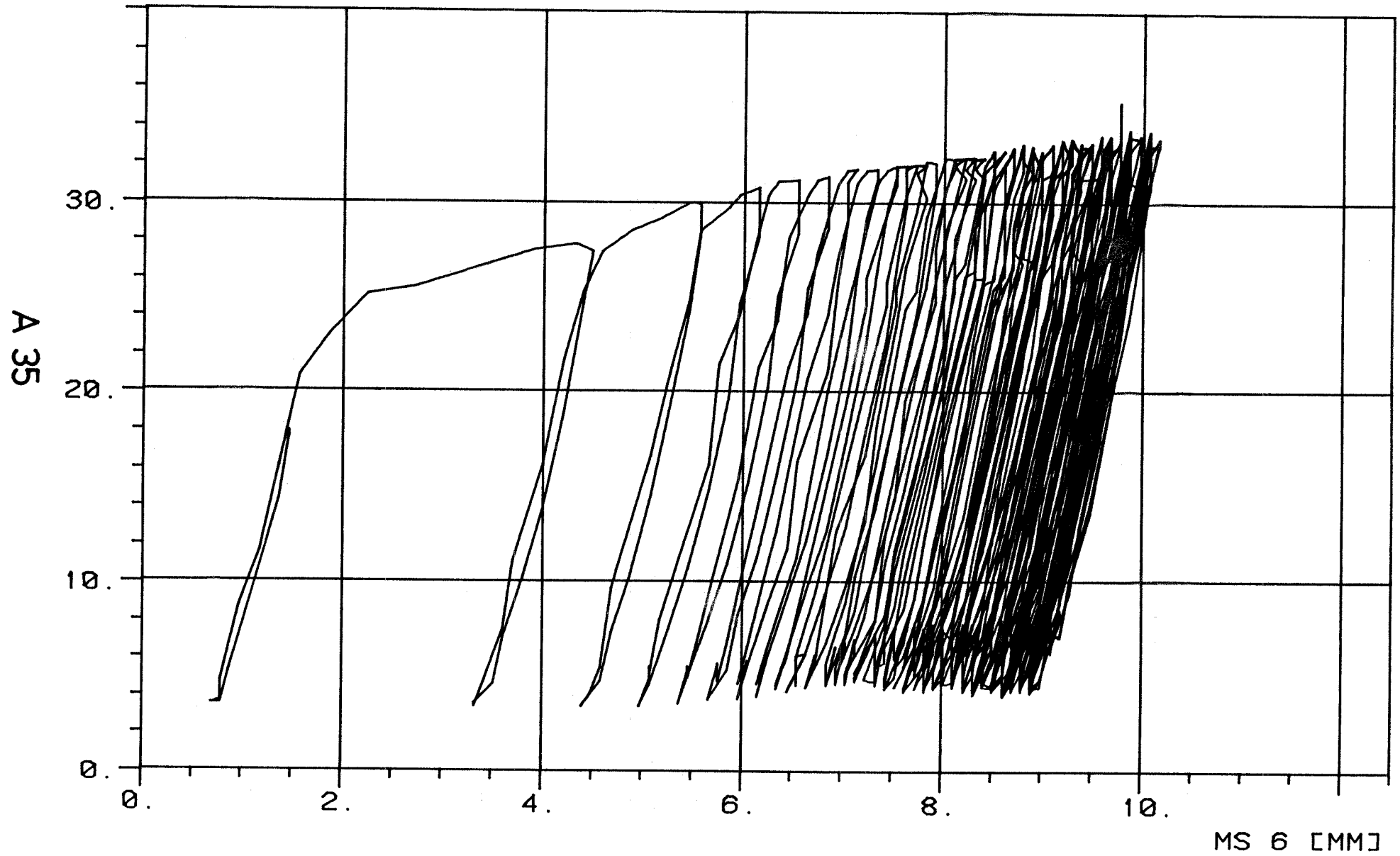
# TOP 312 RESTTRAGFÄHIGKEIT



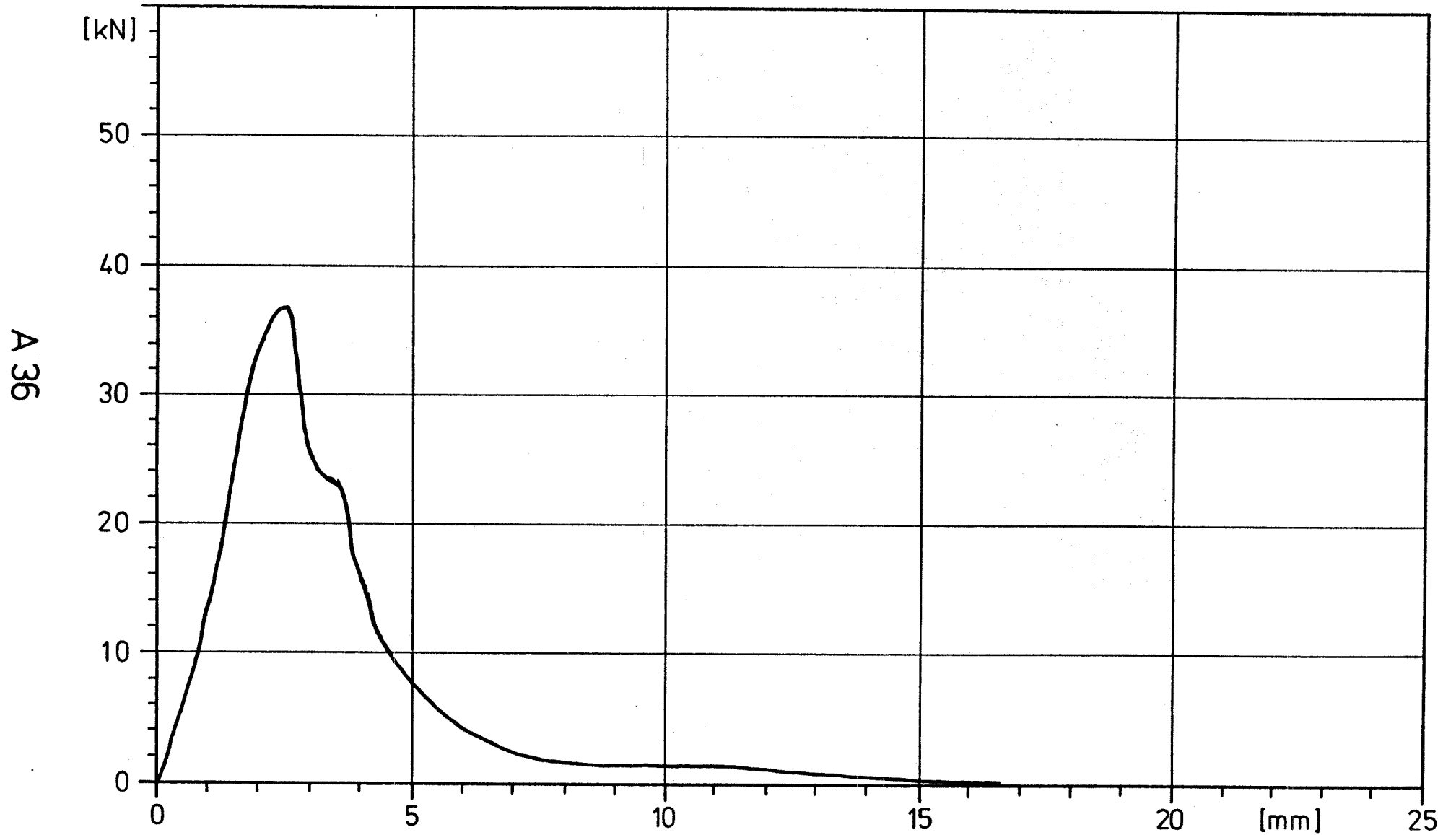
TOP 311 5 HZ 2-31 KN

2PP

MS 5 [KN]

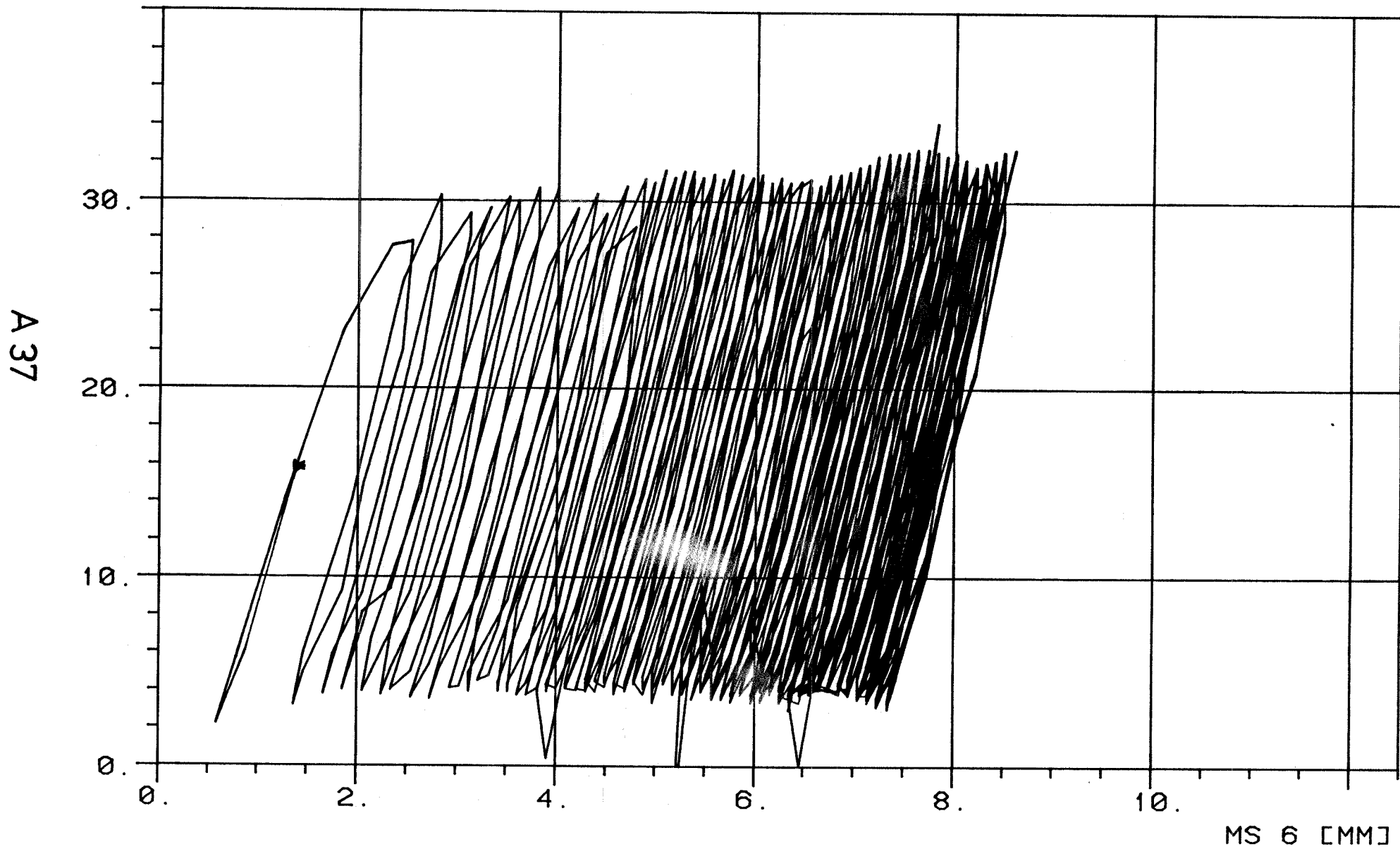


# TOP 311 RESTTRAGFÄHIGKEIT

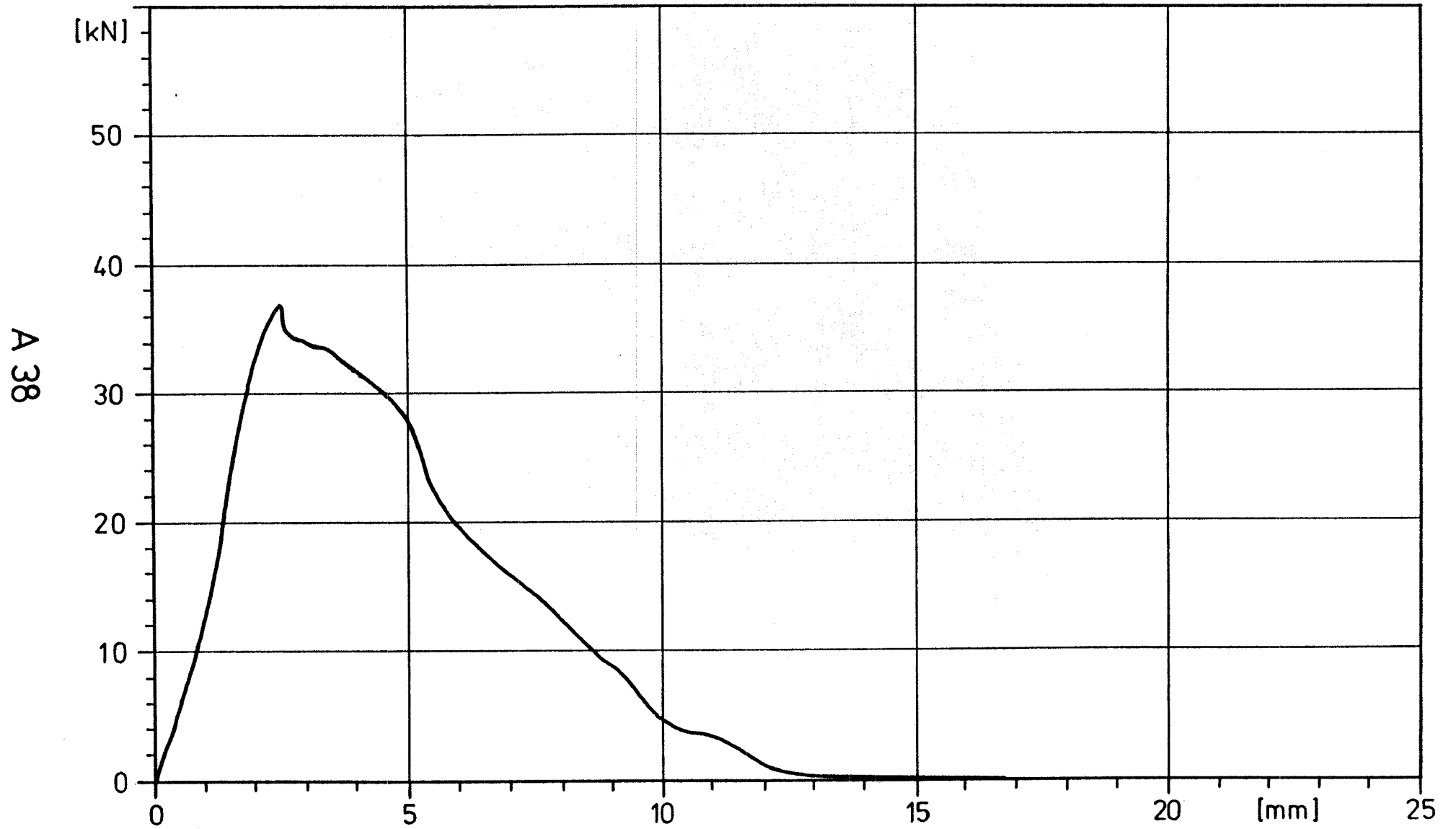


TOP 38 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]



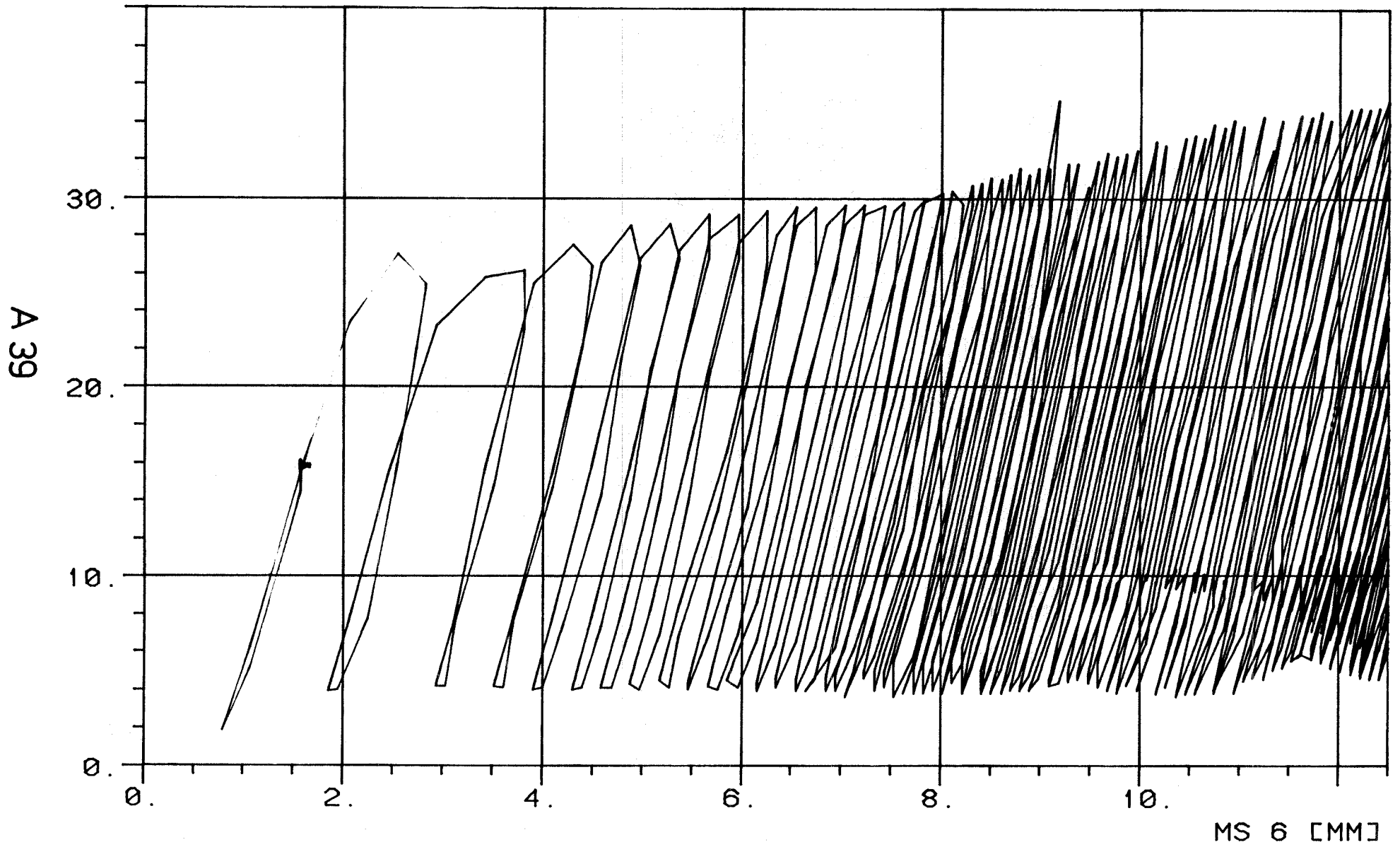
# TOP 38 RESTTRAGFÄHIGKEIT





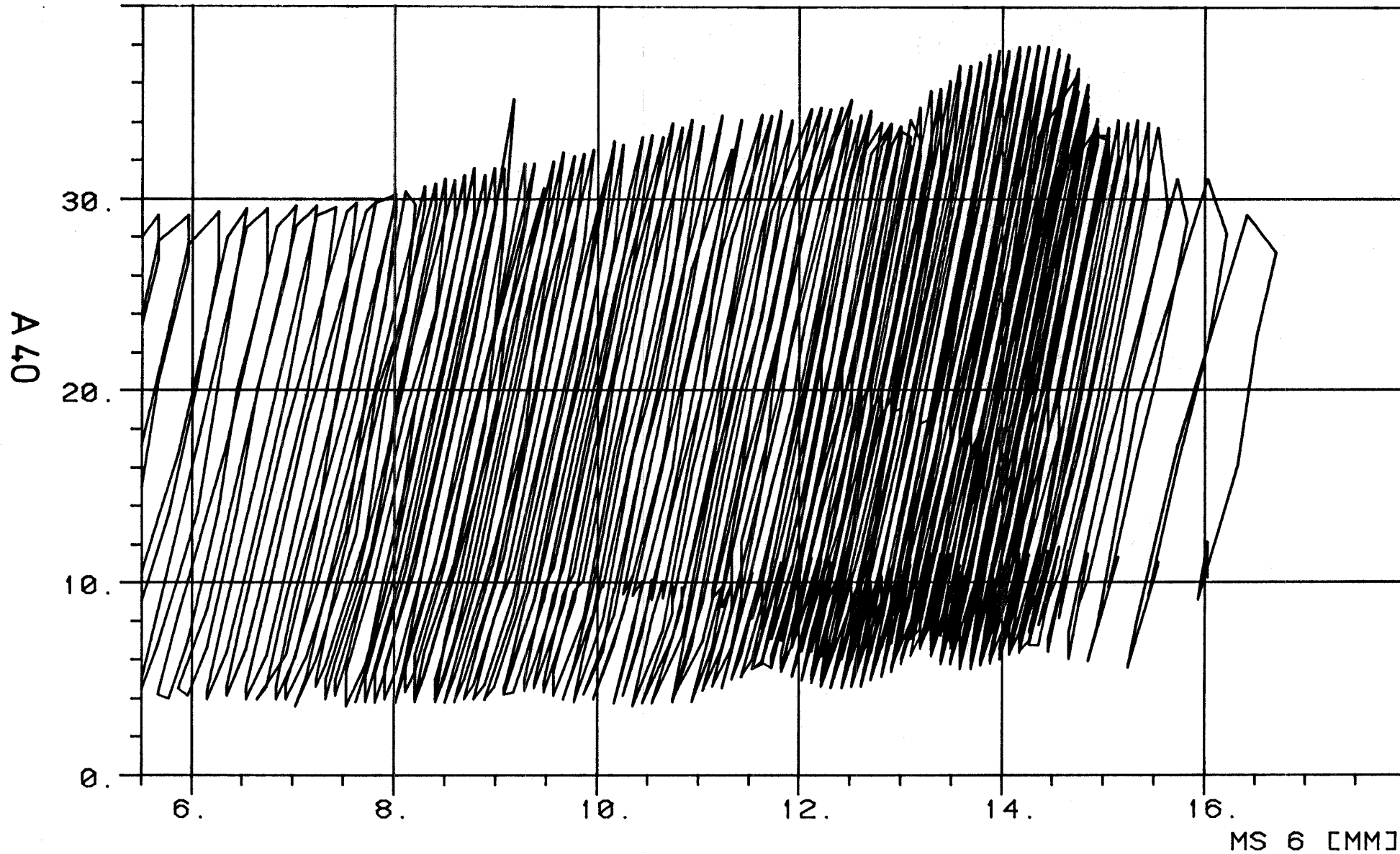
TOP 314 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]



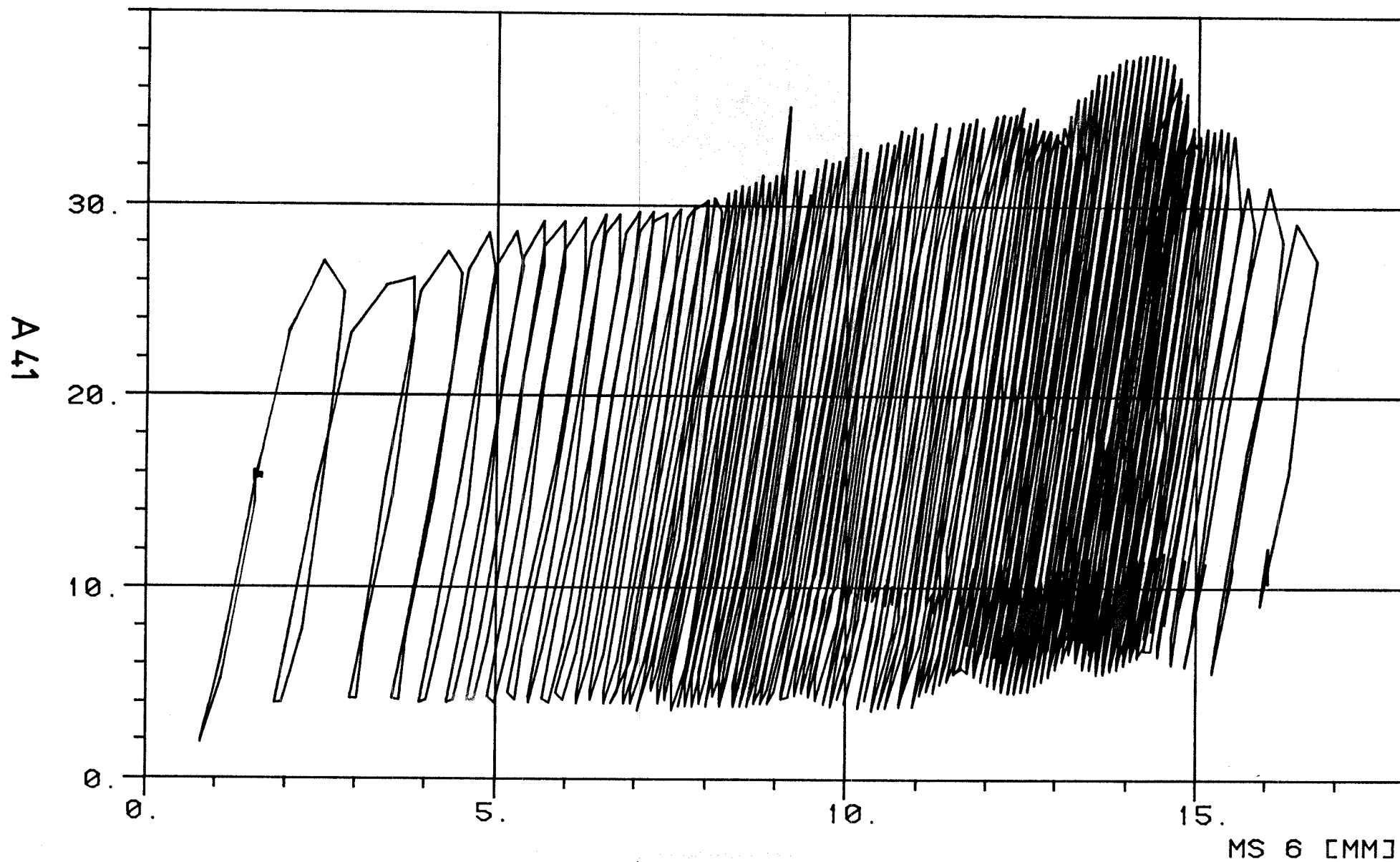
TOP 314 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]



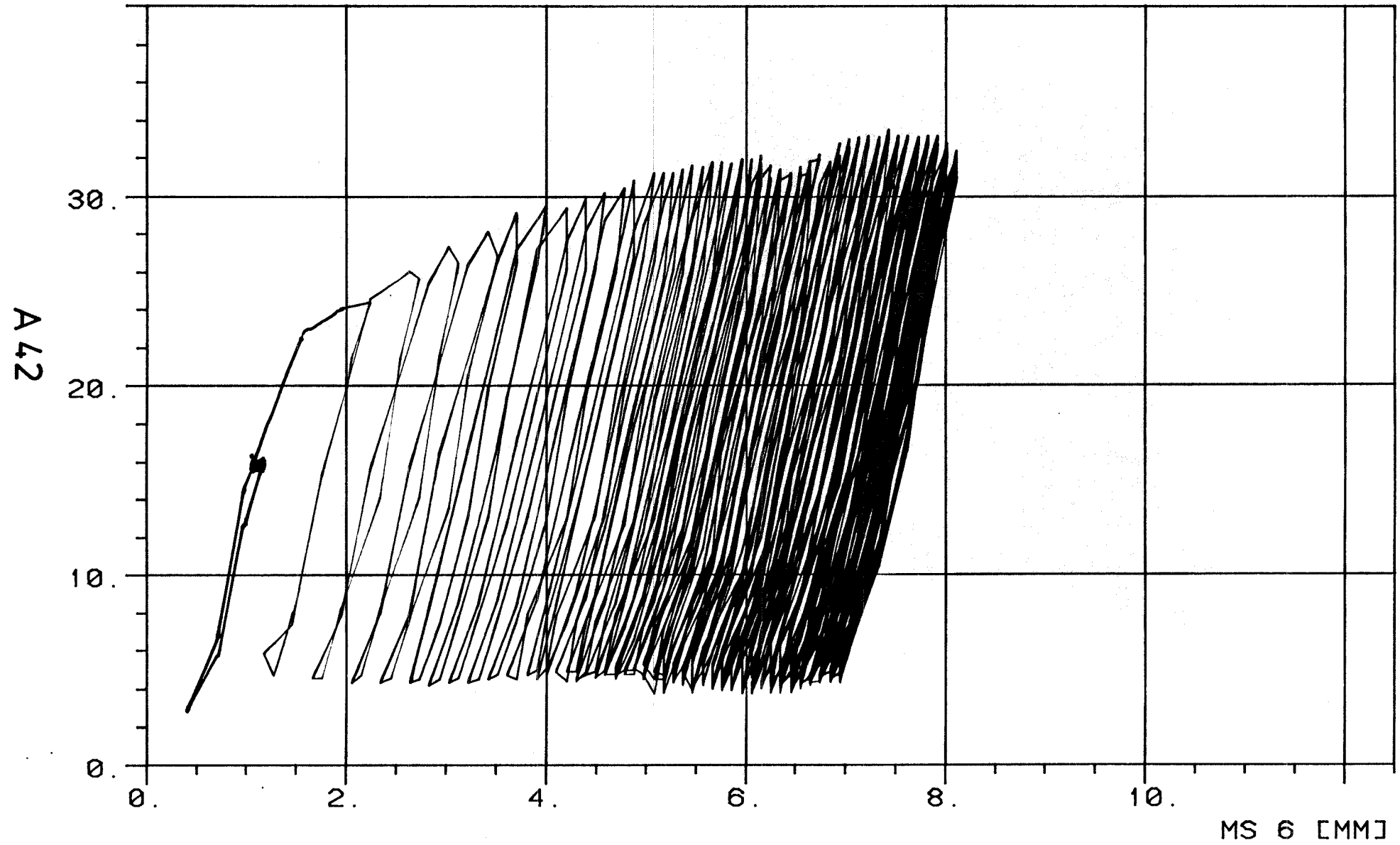
TOP 314 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]

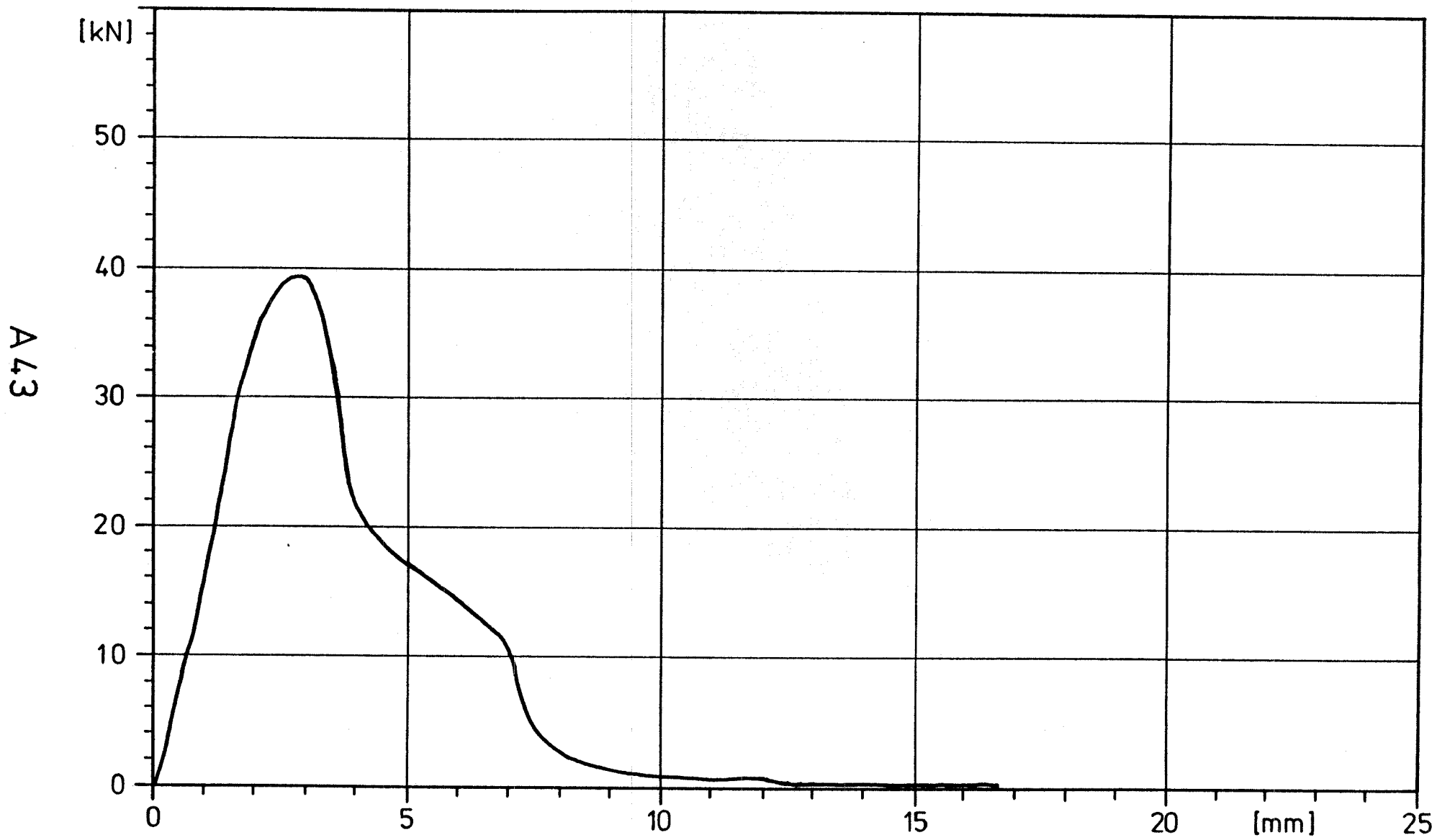


TOP 310 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]

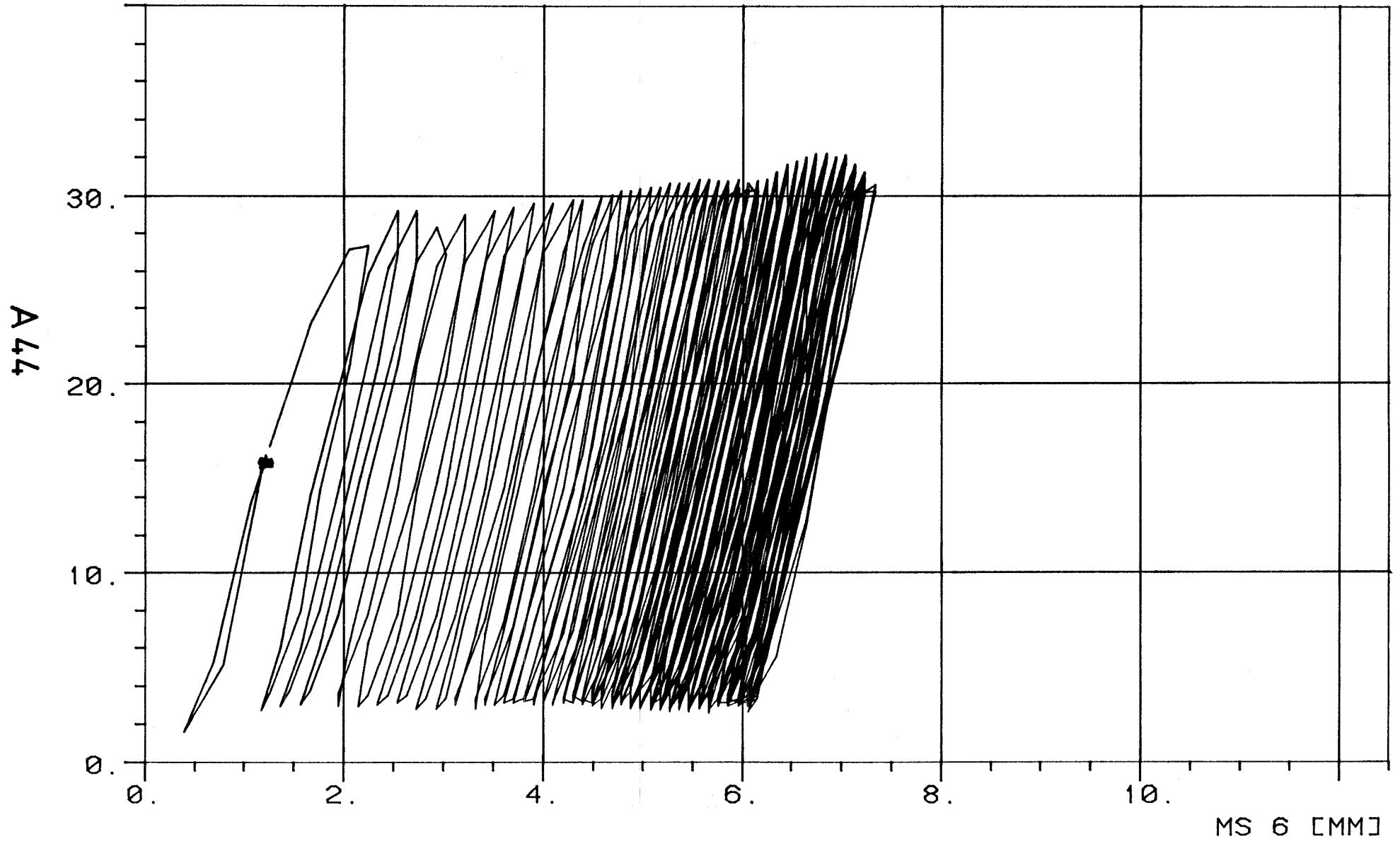


# TOP 310 RESTTRAGFÄHIGKEIT

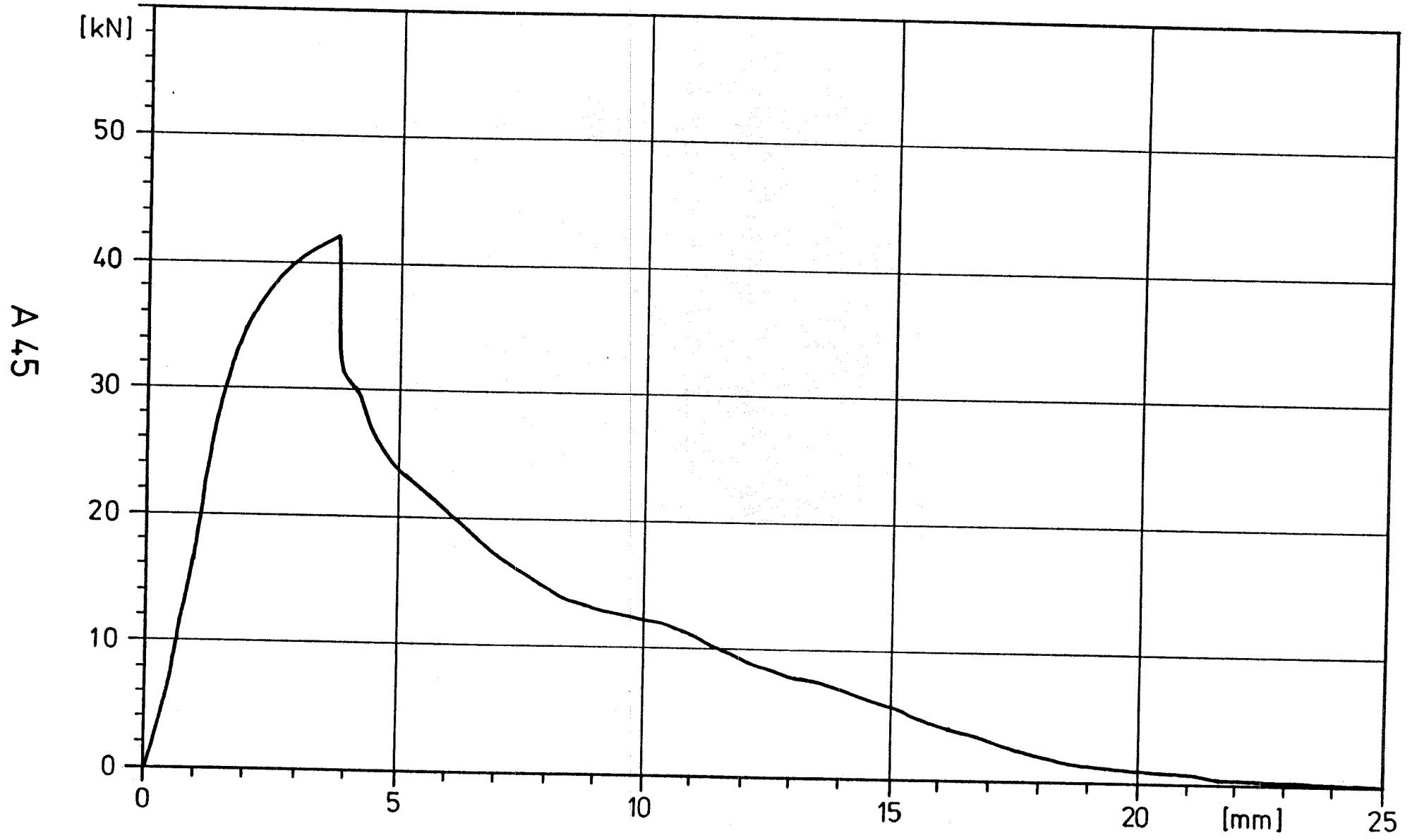


TOP 39 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]

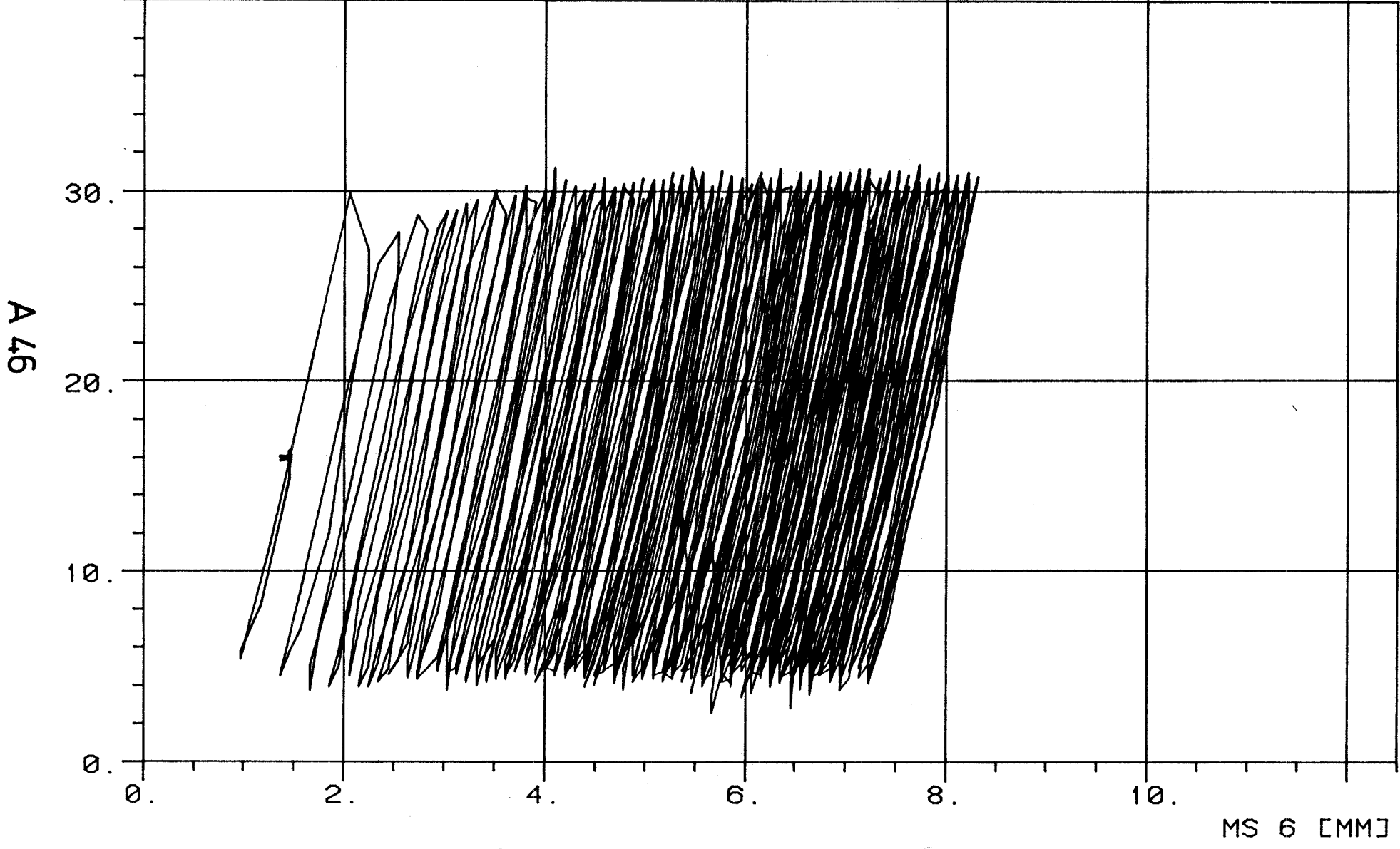


# TOP 39 RESTTRAGFÄHIGKEIT



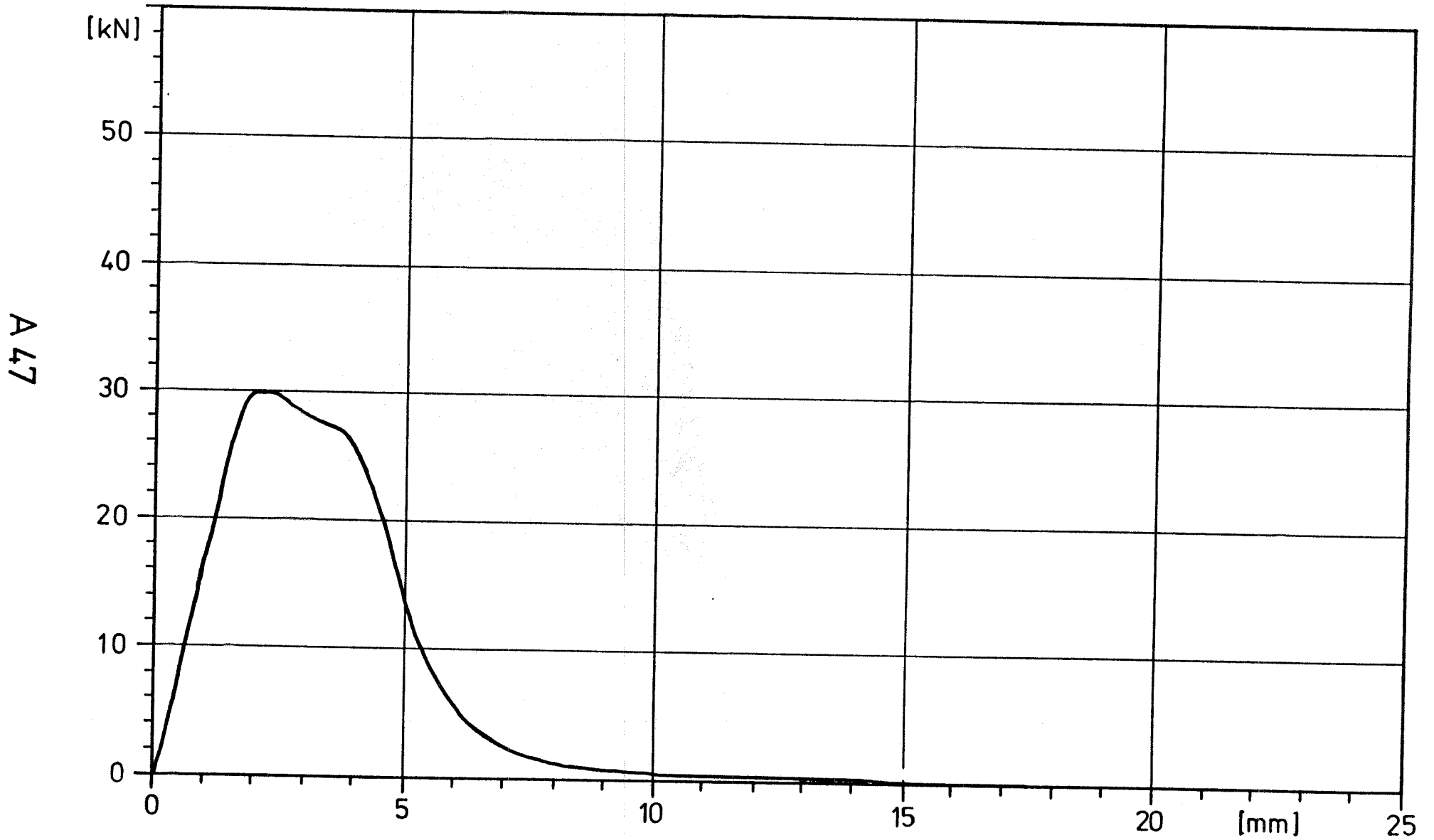
TOP 42 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]



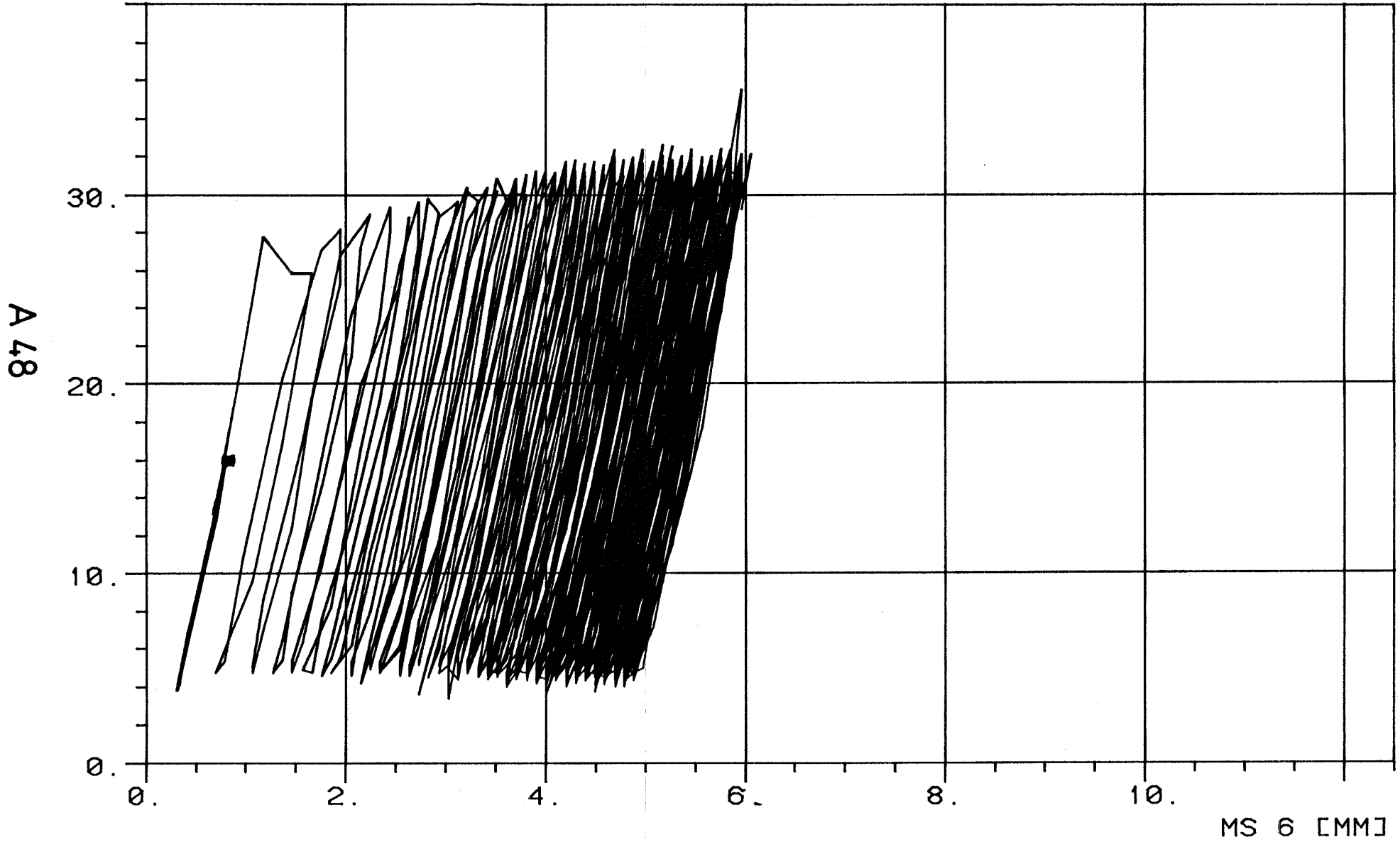


# TOP 42 RESTTRAGFÄHIGKEIT

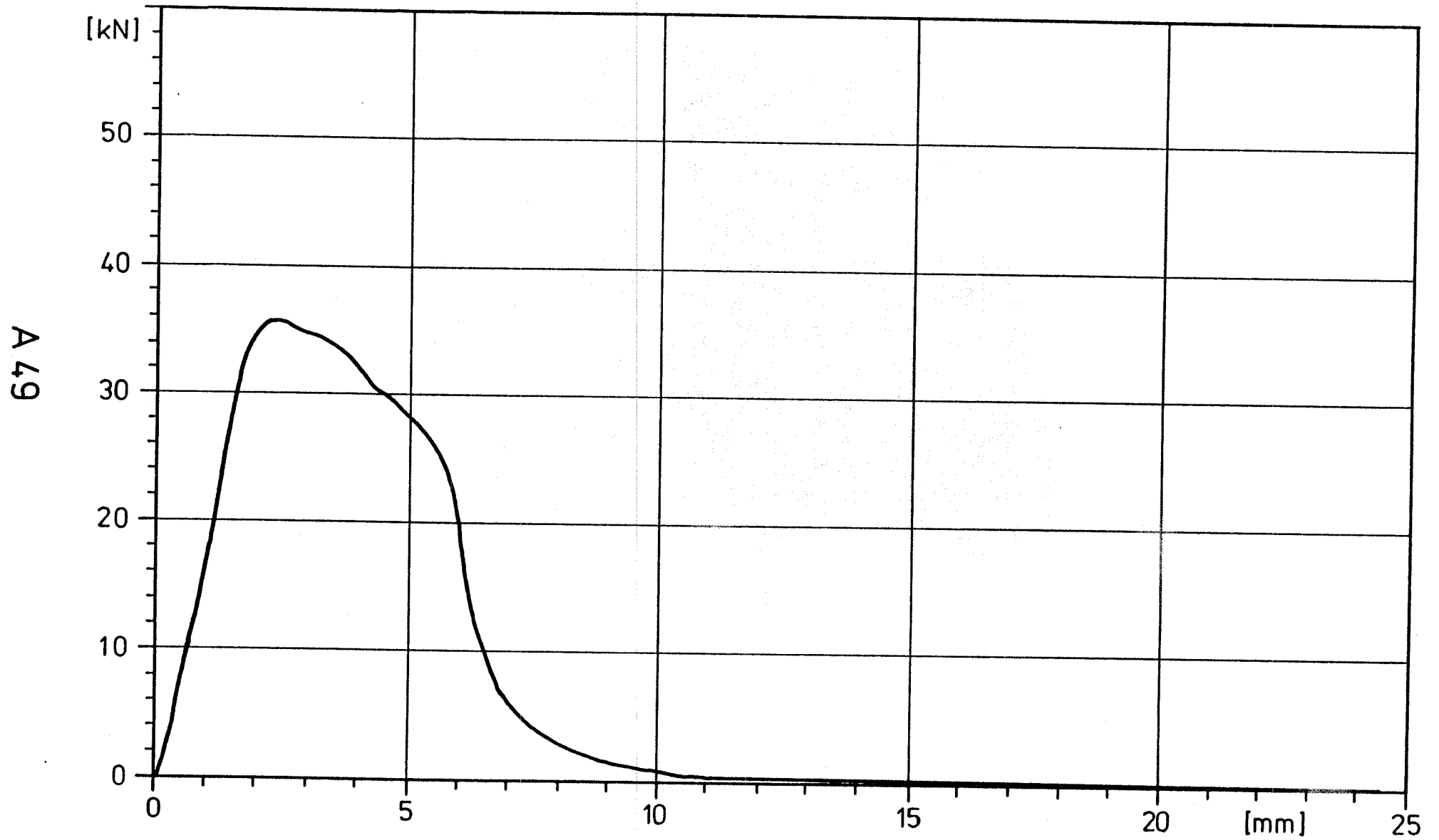


TOP 47 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]

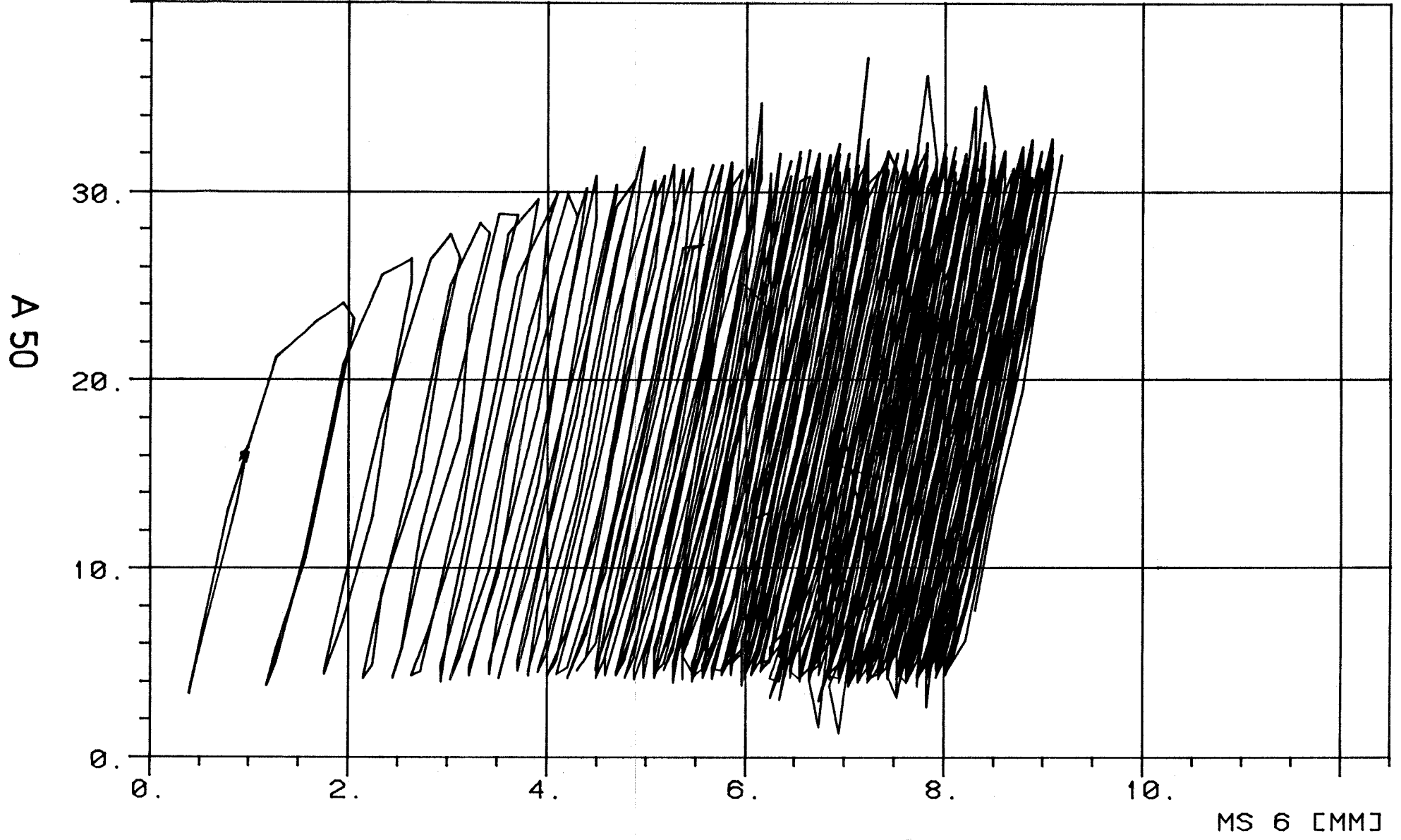


# TOP 47 RESTTRAGFÄHIGKEIT

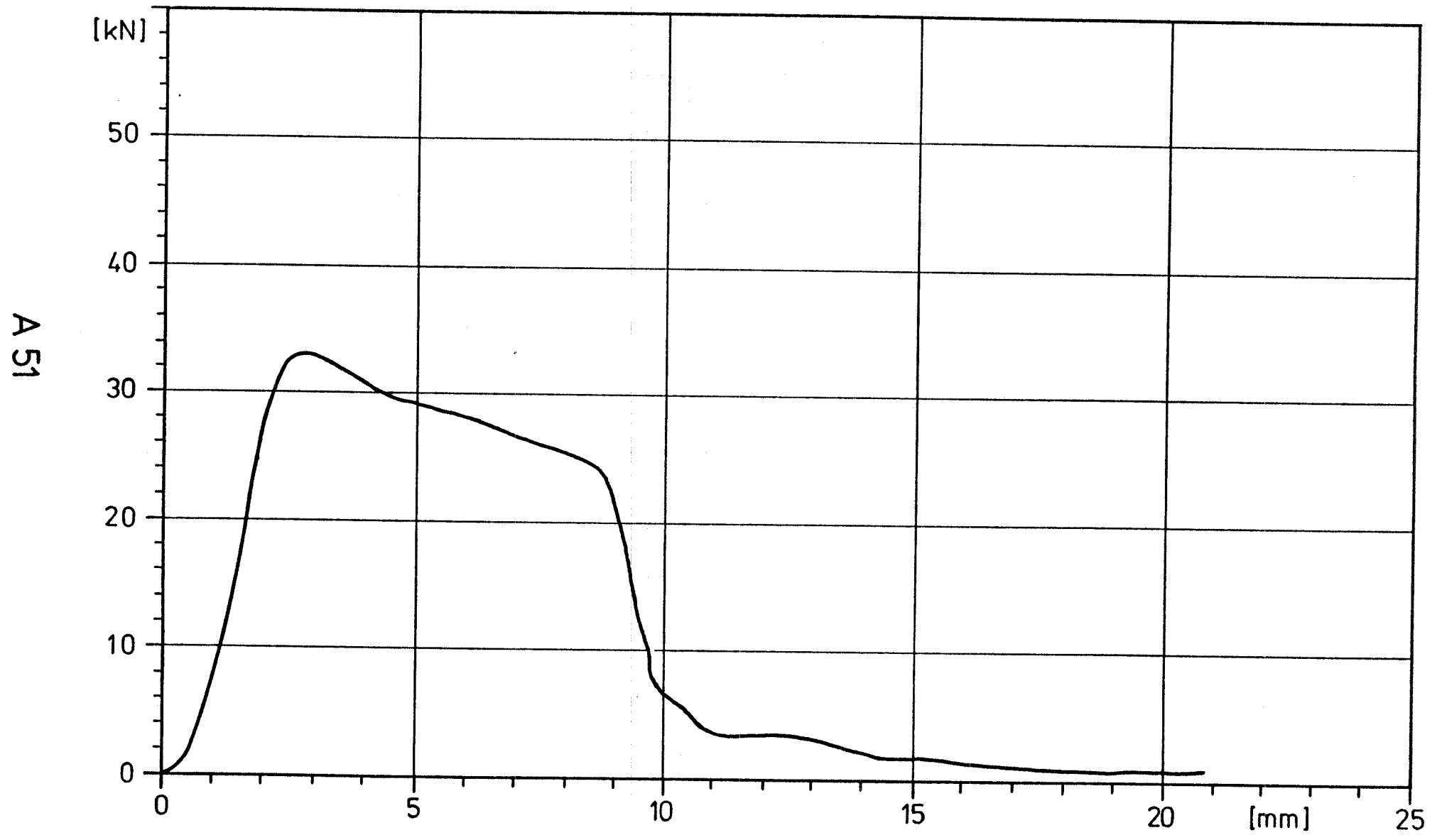


TOP 46 DYN 10 HZ 2-31 KN 2PP

MS 5 [KN]



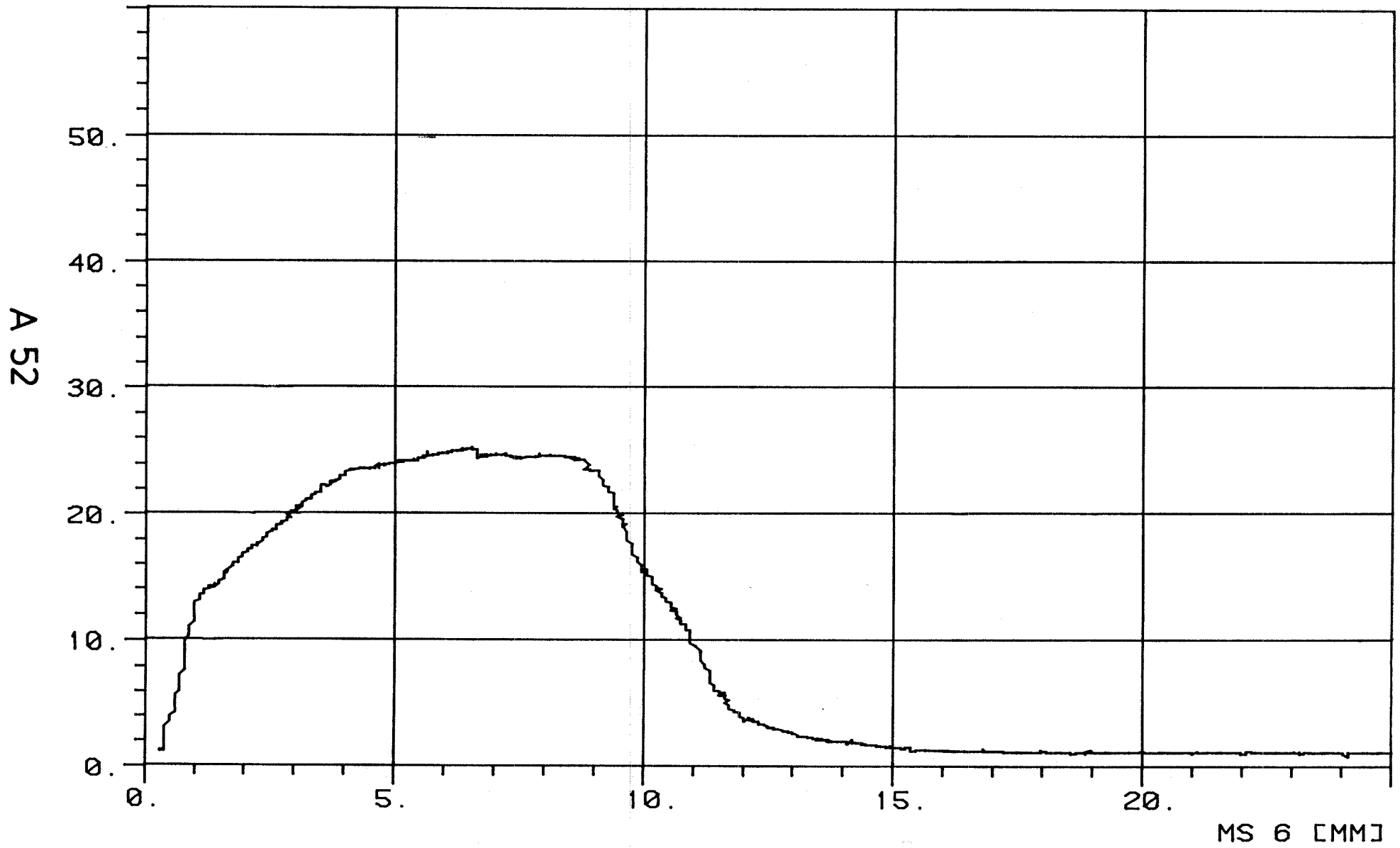
# TOP 46 RESTTRAGFÄHIGKEIT



TOP 44 STATISCH 1,1 MM

ØTT

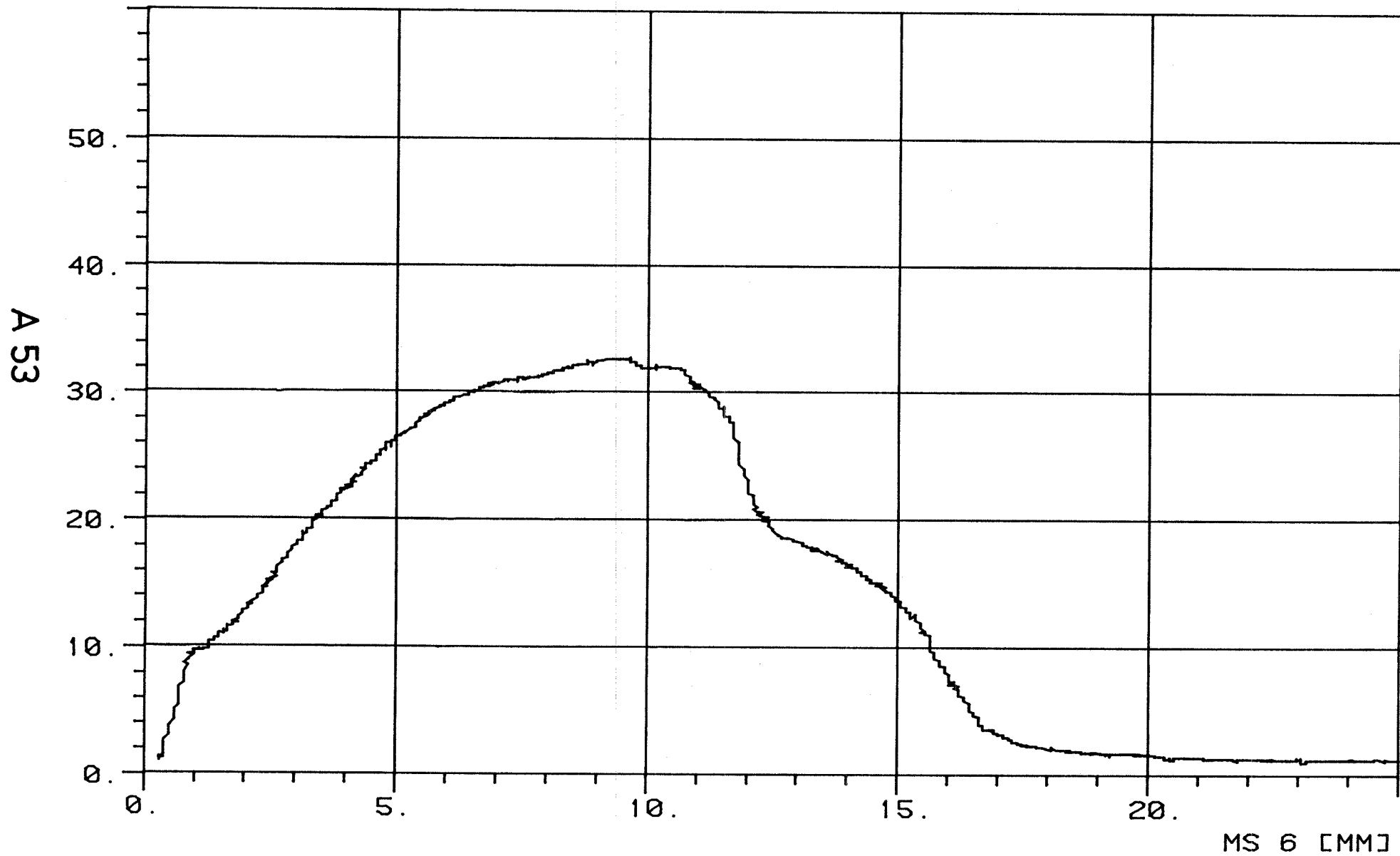
MS 5 [KN]



TOP 43 STATISCH 1,1 MM

ØTT

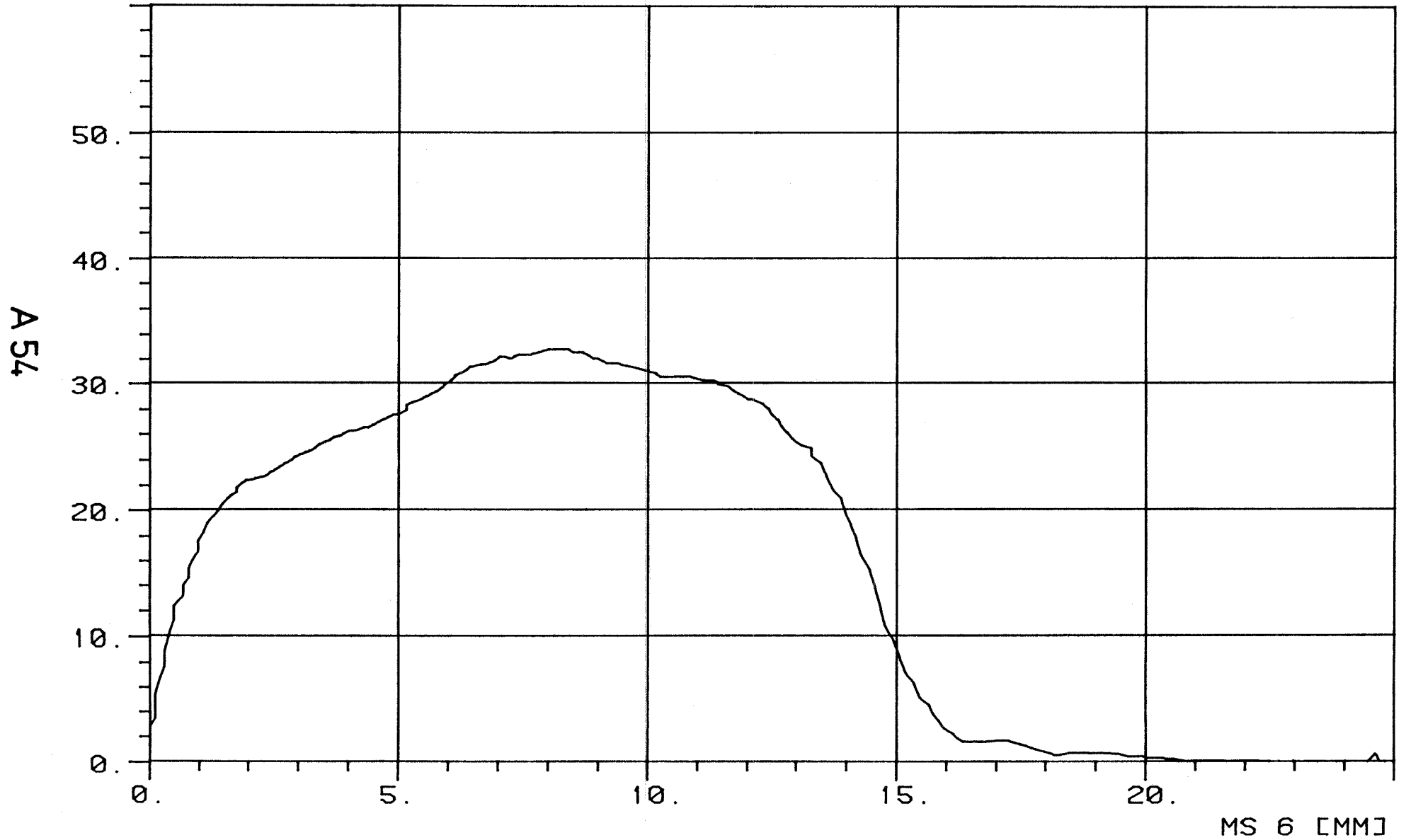
MS 5 [KN]



TOP 41 STOSS 1.1 MM

2LL

MS 5 [KN]

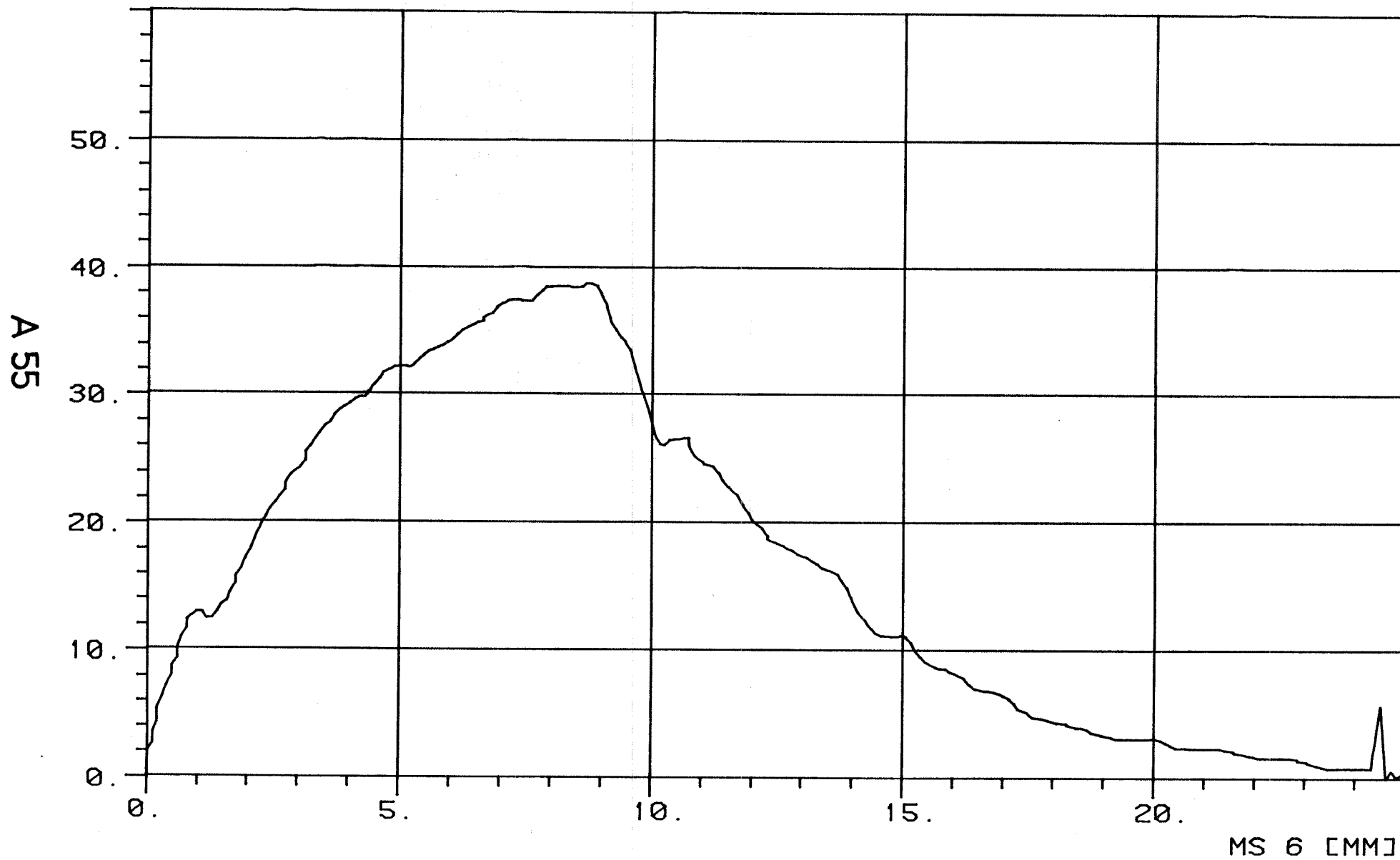




TOP 413 STOSS 1.1 MM

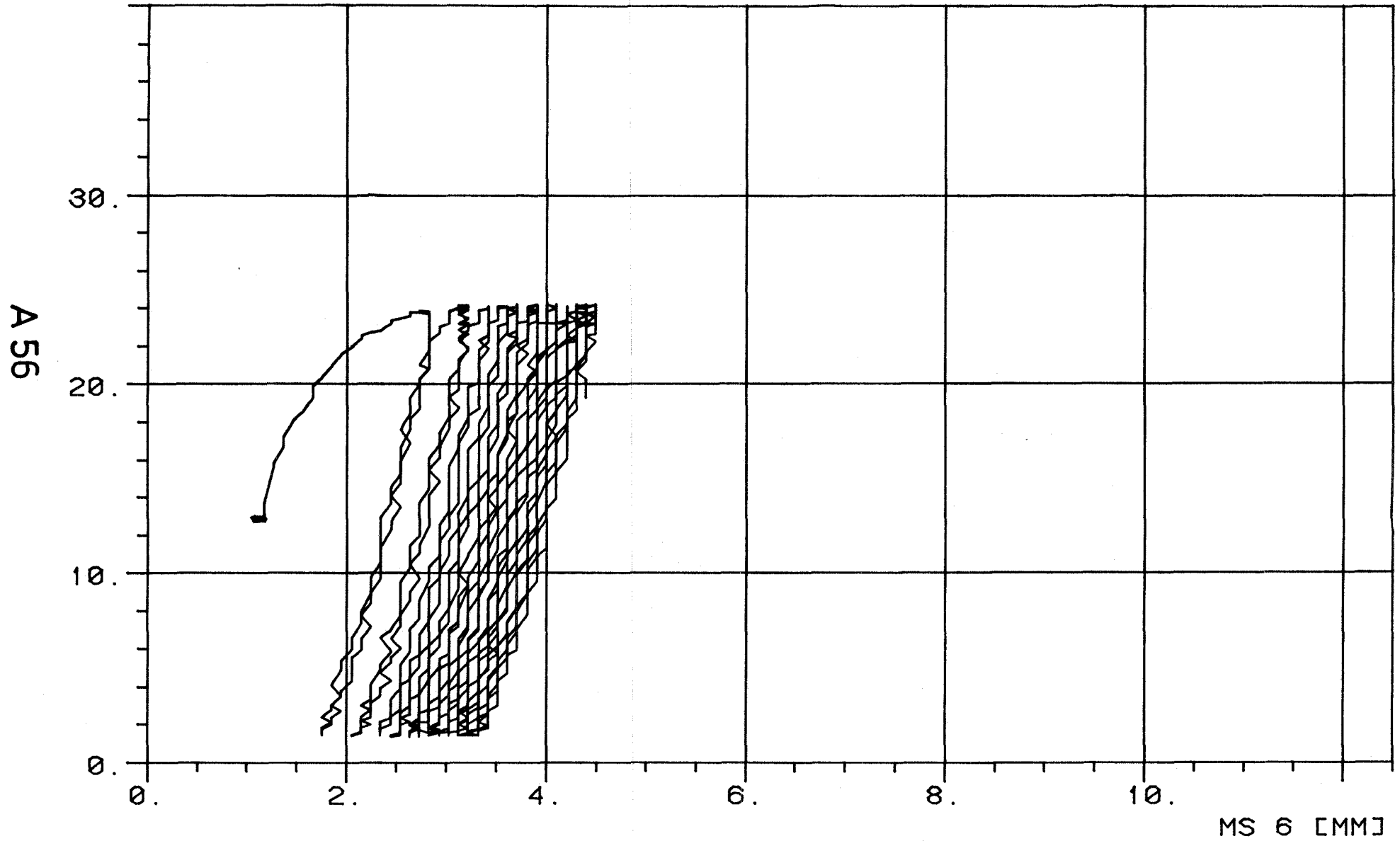
2LL

MS 5 [KN]

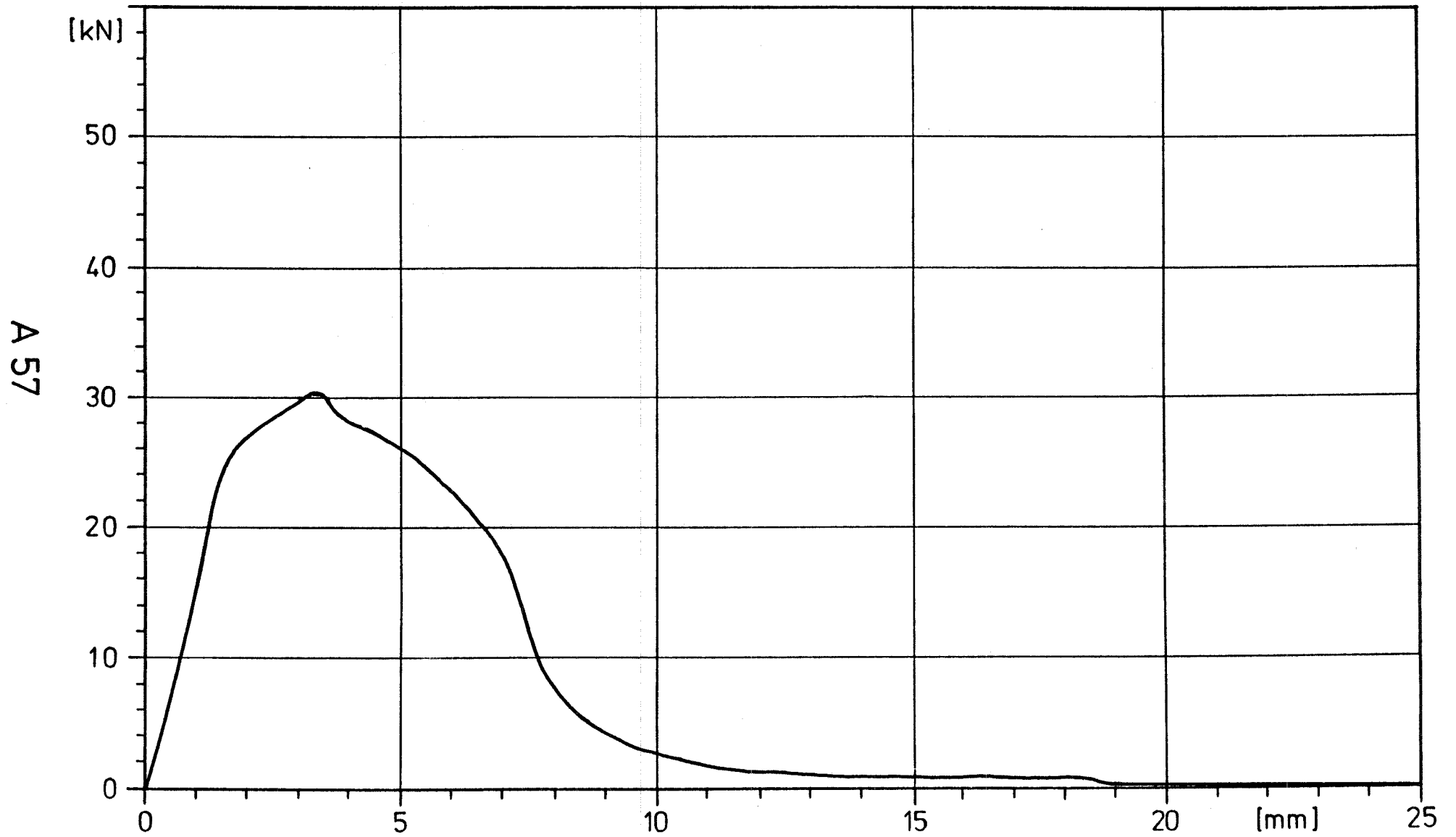


TOP 48 DYN 1 HZ 2-24 KN 2PP

MS 5 [KN]

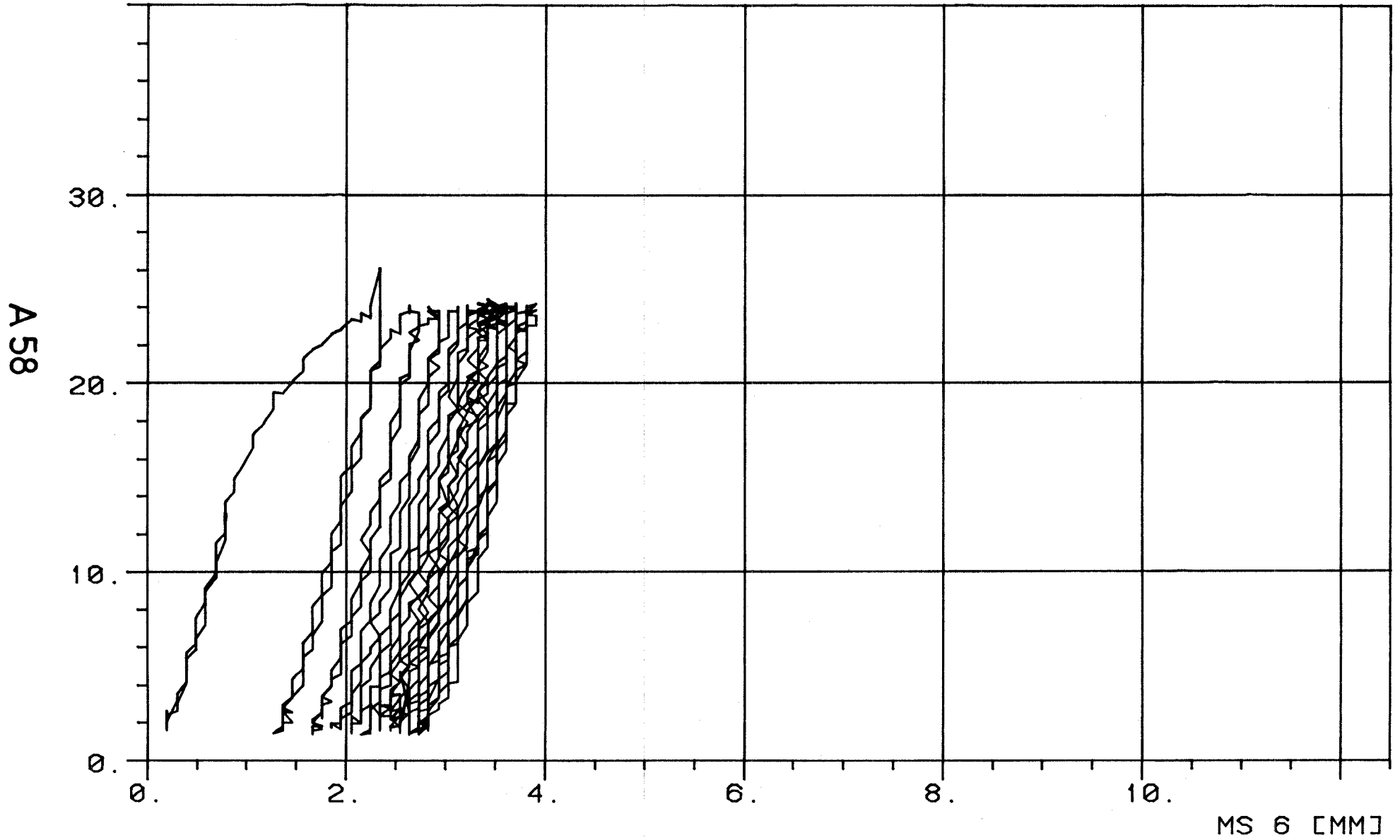


# TOP 48 RESTTRAGFÄHIGKEIT

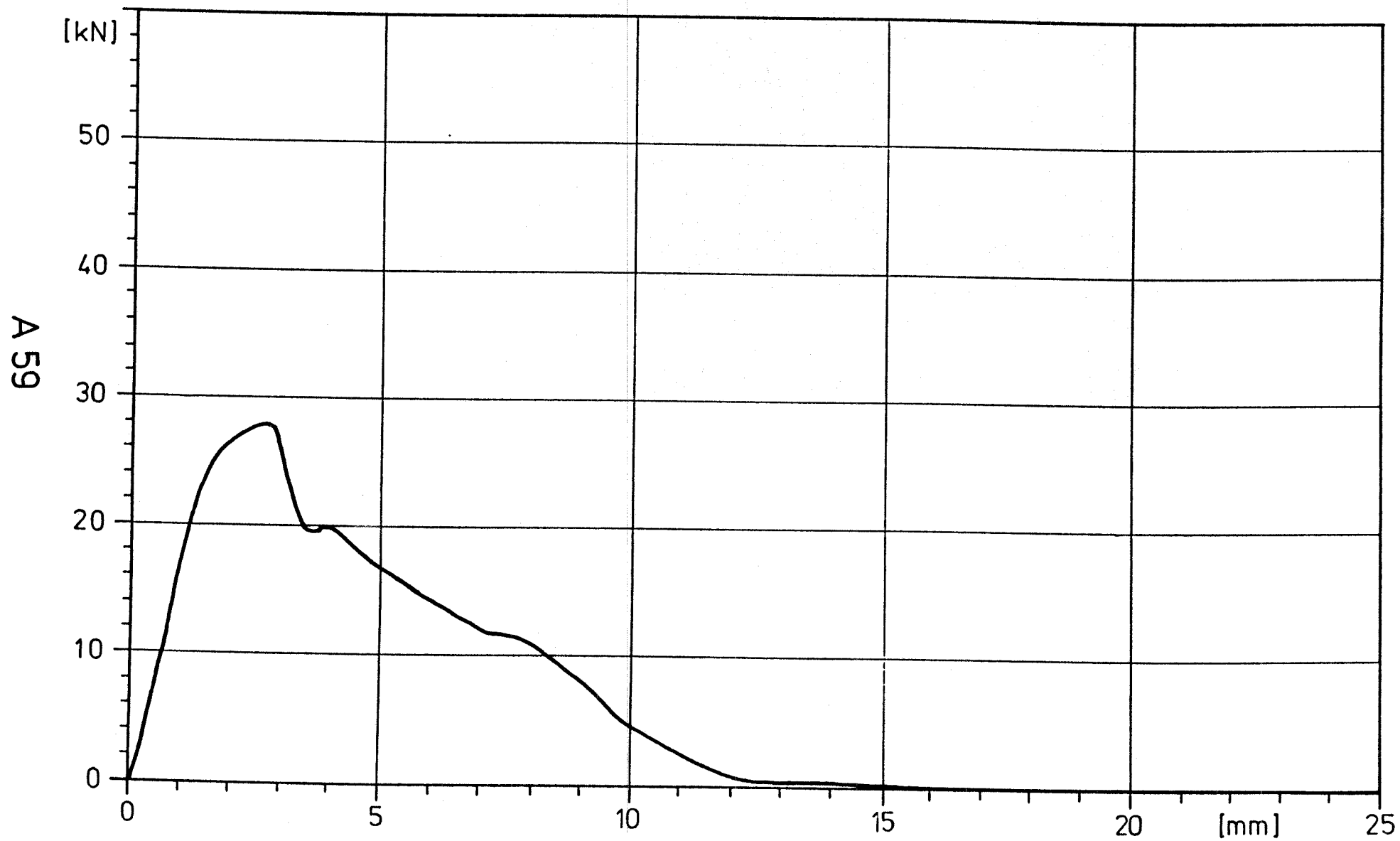


TOP 49 DYN 1 HZ 2-24 KN 2PP

MS 5 [KN]

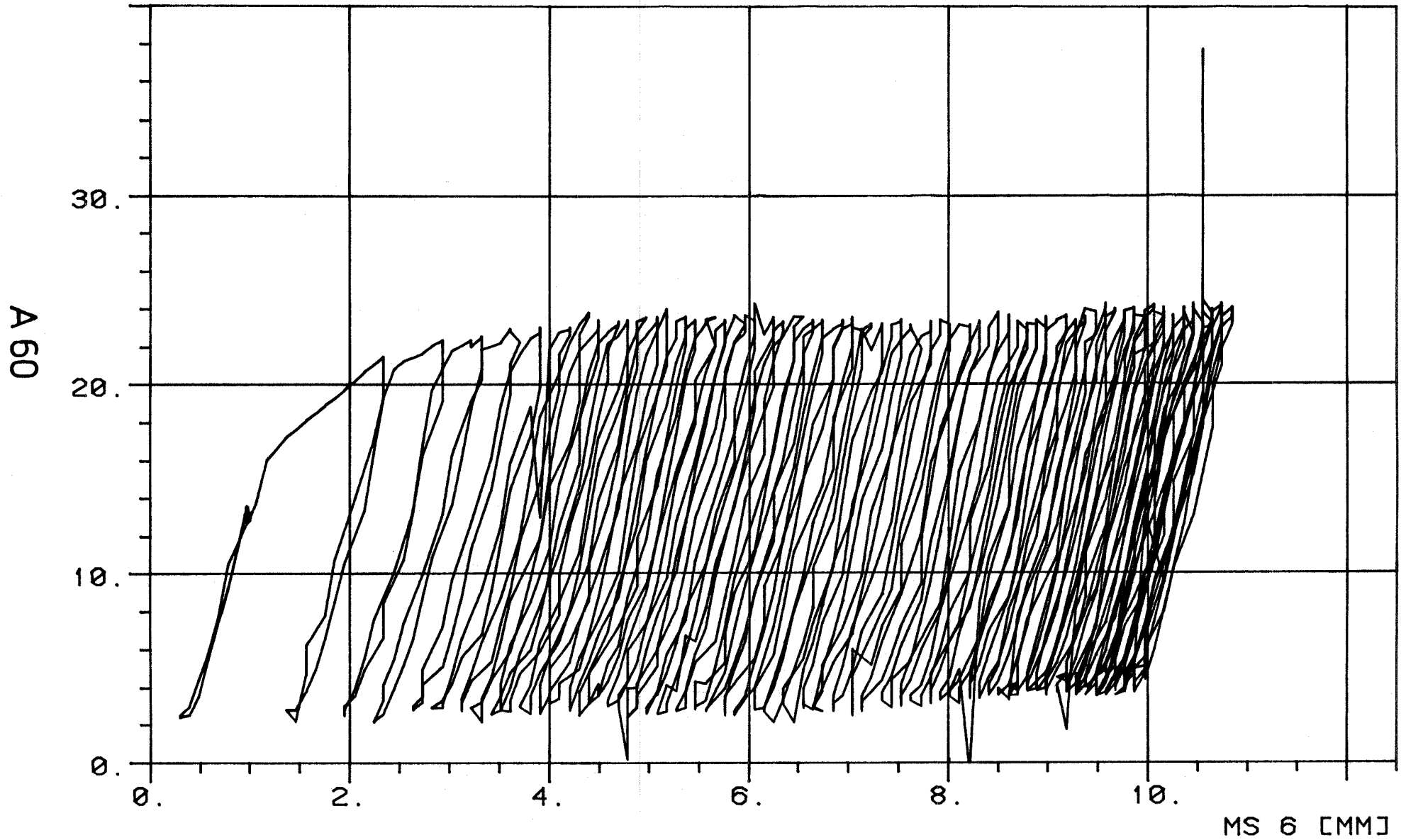


# TOP 49 RESTTRAGFÄHIGKEIT



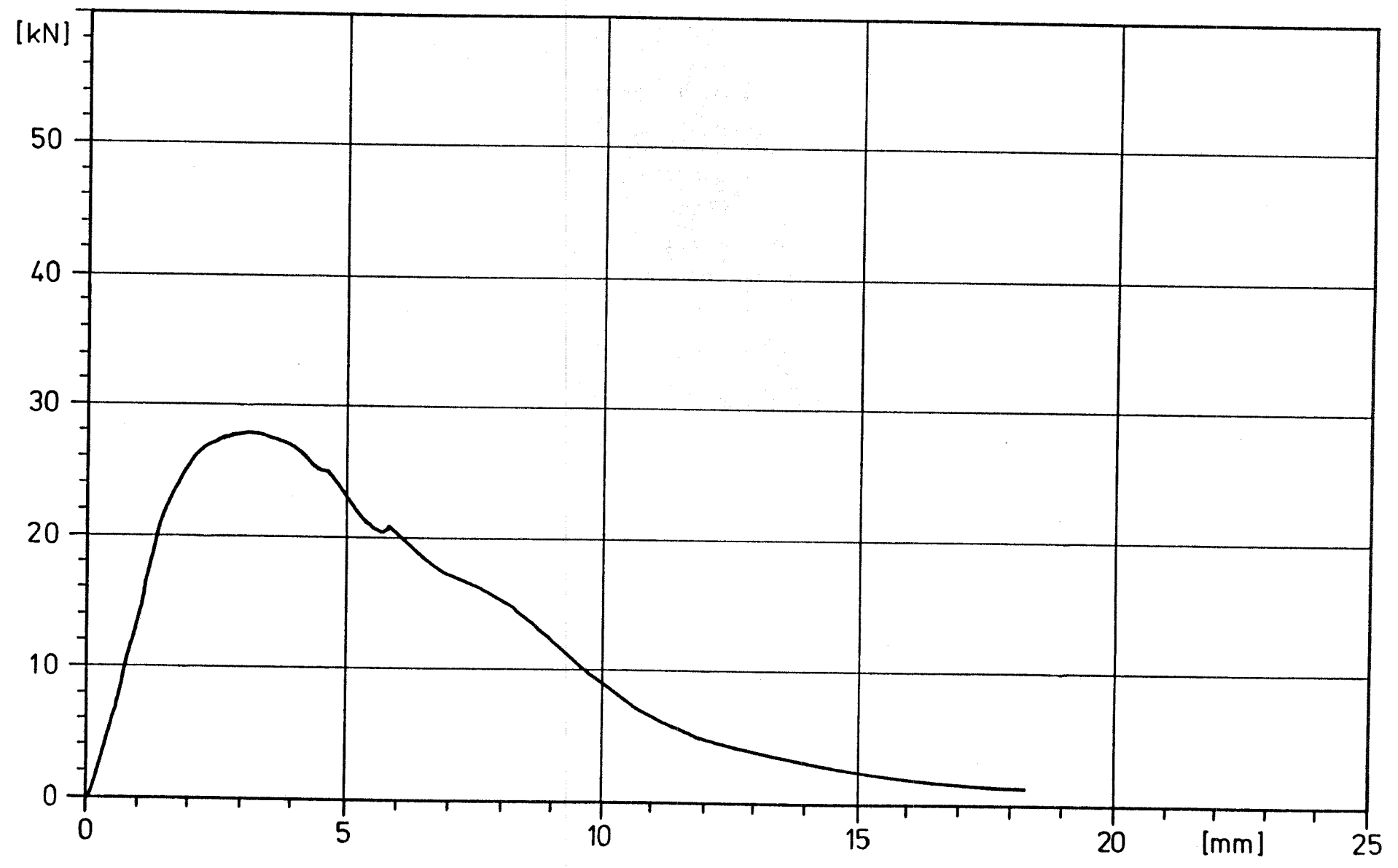
TOP 410 DYN 5 HZ 2-24 KN 2PP

MS 5 [KN]



# TOP 410 RESTTRAGFÄHIGKEIT

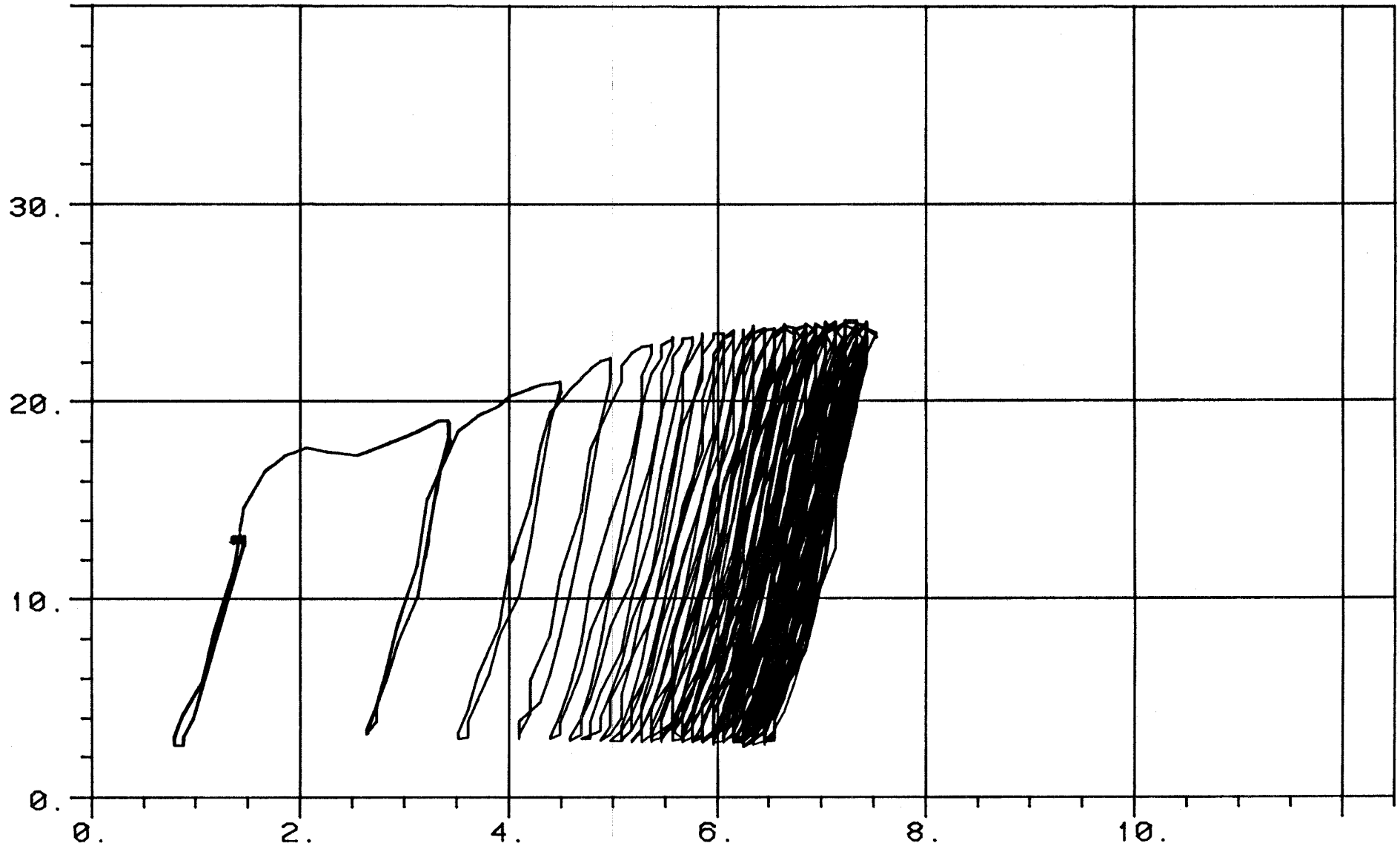
A 61



TOP 411 DYN 5 HZ 2-24 KN 2PP

MS 5 [KN]

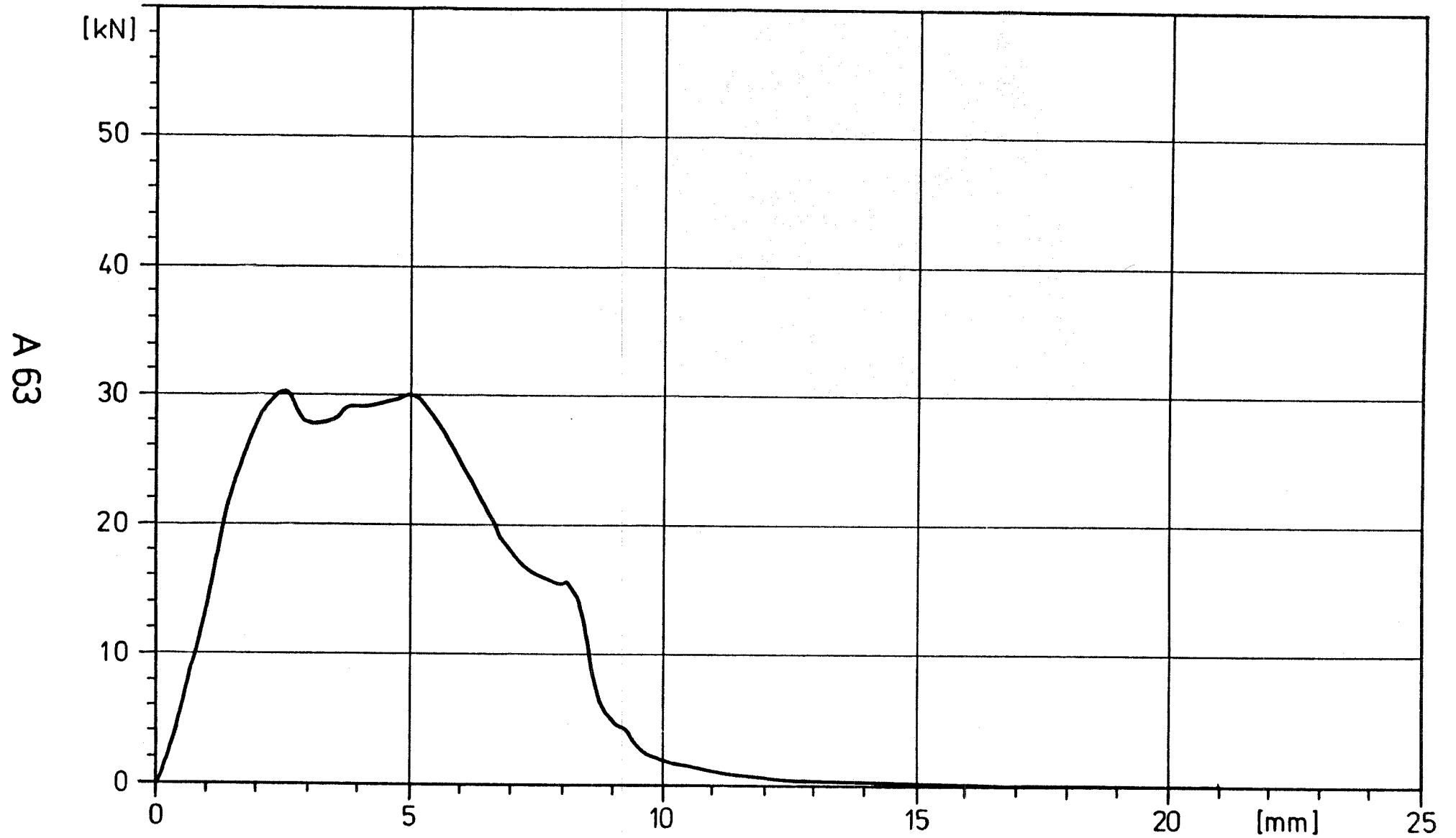
A62



MS 6 [MM]



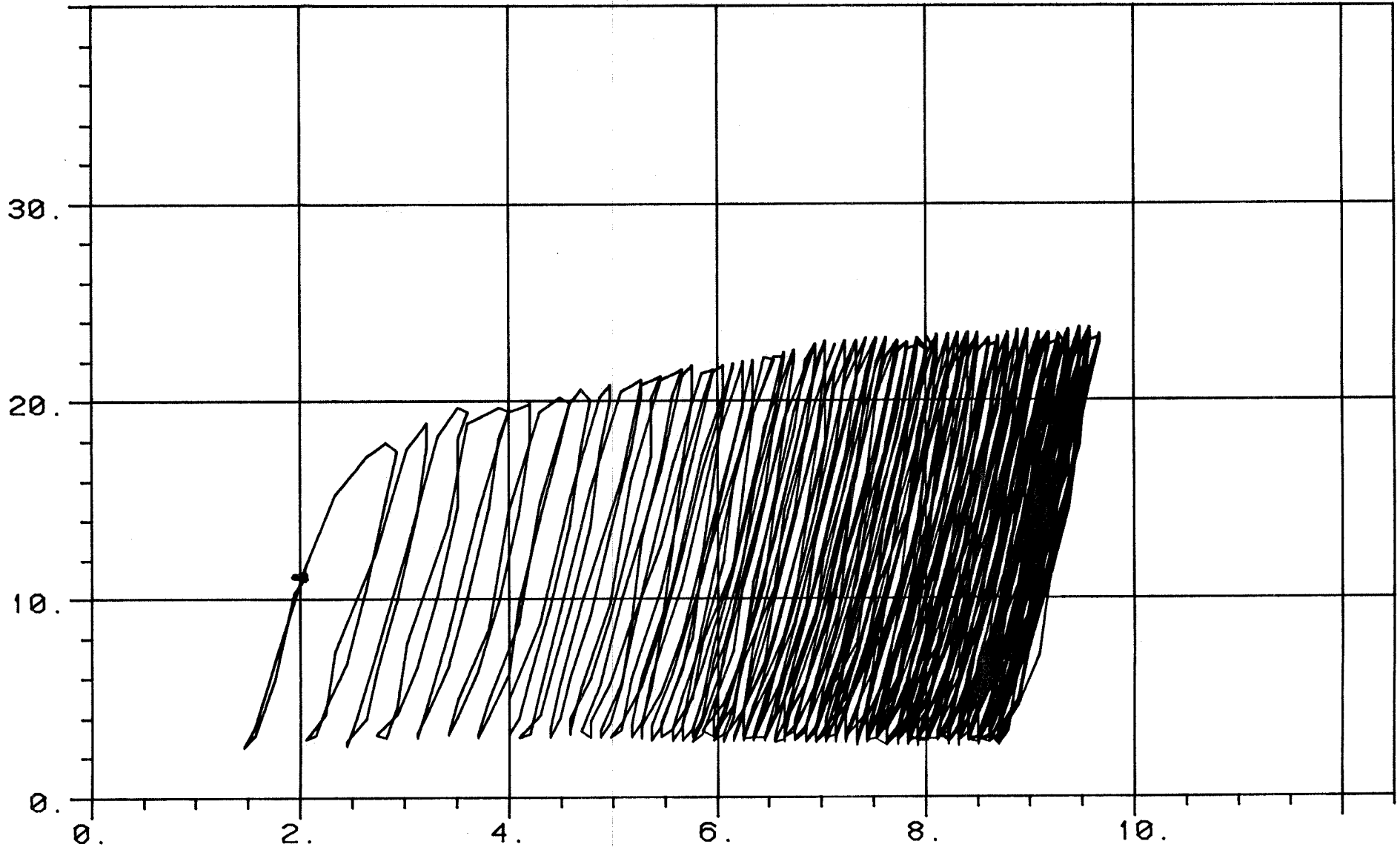
# TOP 411 RESTTRAGFÄHIGKEIT



TOP 412 DYN 10 HZ 2-24 KN 2PP

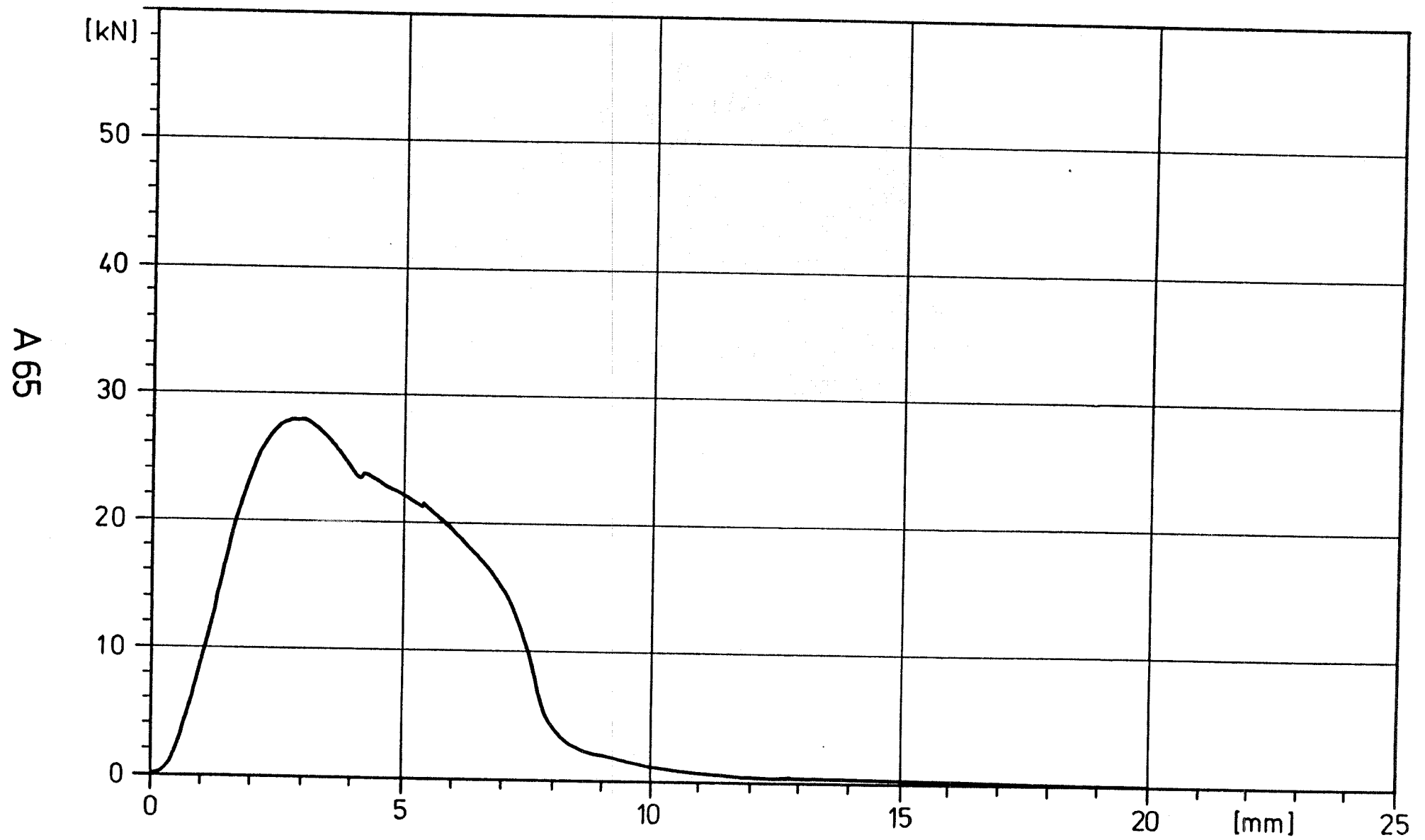
MS 5 [KN]

A64



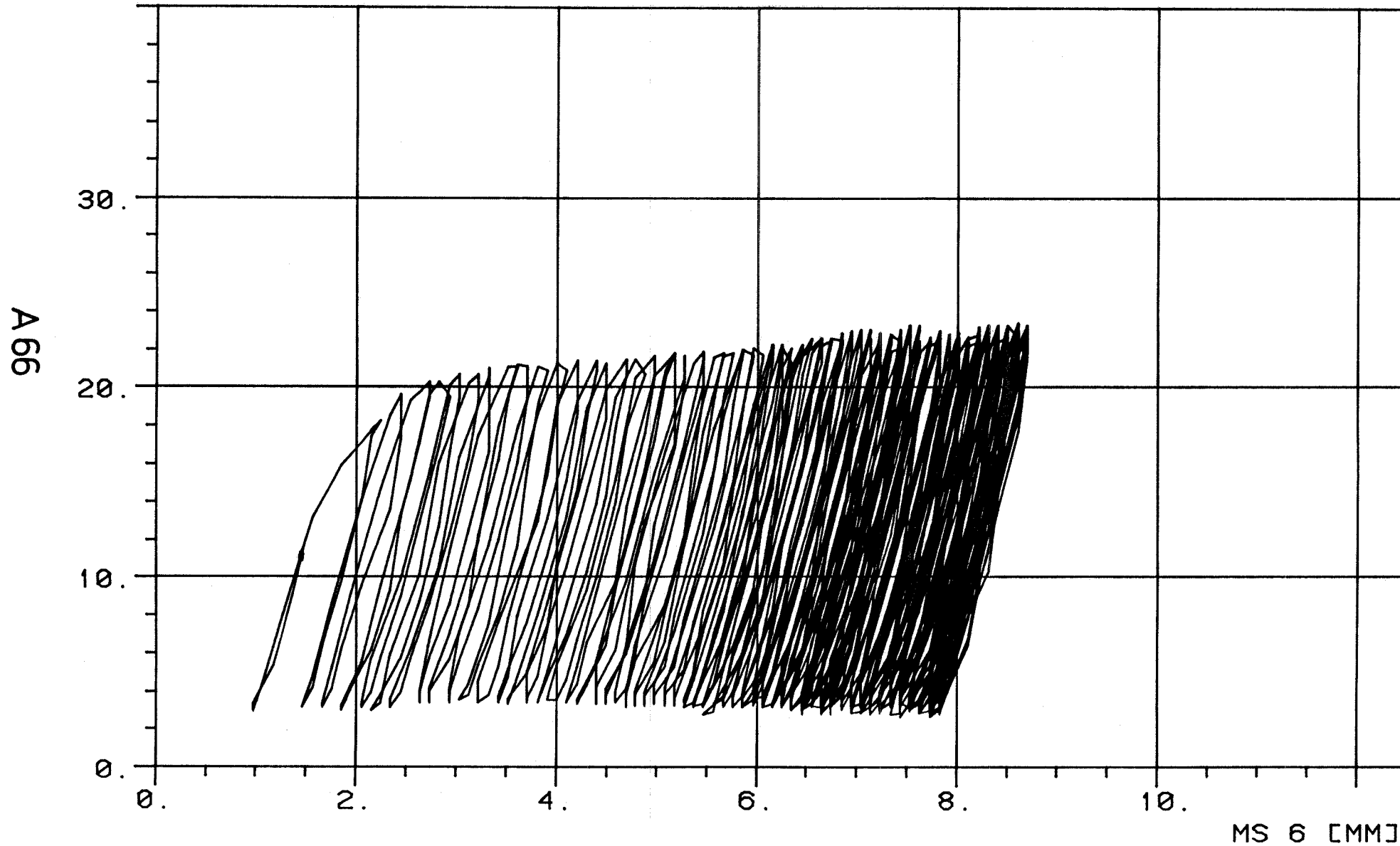
MS 6 [MM]

# TOP 412 RESTTRAGFÄHIGKEIT



TOP 414 DYN 10 HZ 2-24 KN 2PP

MS 5 [KN]



# TOP 414 RESTTRAGFÄHIGKEIT

