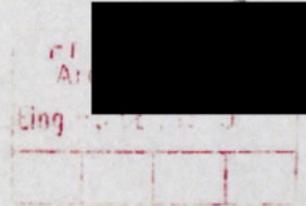


Hannover-W, Duvehof 4, Fernruf 14304 - Dienst (Technische Hochschule) Fernruf 76021/445

Tag 1.9.1959

An die
Stadtsparkasse Paderborn
P a d e r b o r n
über
Herrn Architekt BDA
Franz Allerkamp
B r a k e l (Höxter)



Betr.: Stadtsparkasse Paderborn / Beurteilung der Gründung

1.) Das Bauwerk (Anl.1)

Der Neubau ist ein Stahlbetonskelettbau mit Zwischenmauerwerk, bestehend aus Keller und 6 Geschossen.

Die technischen Daten des Bauwerkes sind:

Abmessungen:

Länge: 44,0 m, Breite: 13,0 m, Höhe: 23,0 m
Fläche: $F = 600 \text{ m}^2$.

Lasten:

Die statische Berechnung wird vom Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Dieter Beller, Paderborn, ausgeführt. Es ergeben sich folgende Lasten:

Außenstützen $P = 220 \text{ t}$ Wandlast $p = 30 \text{ t/m}$
Mittelstützen $P = 450 \text{ t}$ Wandlast $p = 60 \text{ t/m}$
Die mittl. Bauflächenlast beträgt $\sigma_m = 9 \text{ t/m}^2 = 1,0 \text{ kg/cm}^2$.

Höhen:

OK Gelände-Straße ± 0 = + 116,0 m NN
Kellerfußboden - 2,75 = + 113,25 m NN
Pader-Wasserspiegel - 7,00 = + 109,0 m NN.

2.) Der Baugrund (Anl. 1 - 9)

2. 1 Allgemeine Baugrundverhältnisse (Anl. 1, 2, 3, 5)

Die Baufläche liegt auf Höhe + 116,0 im inneren Stadtring nördlich des Marienplatzes am Ufer der Pader (Anl. 1 rechts oben und Anl. 2). Einen Blick zur Baufläche zeigt Abb. 2 (Anl. 5). Die Baufläche befindet sich im Quellgebiet mehrerer Zuflüsse der Pader (Anl. 3). Diese Zuflüsse werden aus dem Berggebiet auf Höhe + 220 m NN südlich der Böschung der Pader gespeist. Am Fußpunkt der Böschung zur Pader etwa auf + 109,50 m NN in Nähe des Nordbereiches des Neubaus ist eine starke Strömung von Wasser aus dem Berg zu beobachten. Die Feinstteile auf der Flußsohle der Pader am Einlauf der Böschung (Anl. 5, Abb. 4) deuten auf Ausspülungen von Feinteilen aus dem Berg hin.

Nach den allgemeinen Erfahrungen in der Altstadt ist mit Kalkstein und tiefen, mit Lehm und Steinen ausgefüllten Schluchten im Kalksteingebirge zu rechnen gewesen.

2. 2 Erkundungen auf der Baufläche (Anl. 4, 5)

Bei der an den Neubau Stadtparkasse angrenzenden Giebelwand der Volksbank wurden Pfähle gebohrt. Das Ergebnis der Bohrungen und die aufgrund der Pfähle angenommene mutmaßliche Schichtung des Bodens zeigt Anl. 4. Der Schnitt durch Lastreihe a der Volksbank verläuft unmittelbar an der Grenze des Neubaus Sparkasse. In der Schlucht in der Mitte von 16 m Tiefe stand oberhalb des Kalksteines (Plänerkalk) (hellblau), Lehm, Kies und Steinplatten in Wechsellagerung (gelb) an. In dem anderen Schnitt b war die Schlucht nur 10 m Tief. Im Lageplan wurden die mutmaßlichen Höhenlinien der Schlucht von - 16,0 m bis - 2,0 m eingetragen (blaue Linien). Es scheint sich somit um eine muldenartige Vertiefung im Kalksteingebirge zu handeln.

Zur näheren Erkundung der Untergrundverhältnisse im näheren Bauflächenbereich wurden keine Bohrungen niedergebracht, sondern die Baugrube Sparkasse bis zur Kellersohle ausgehoben.

Bei der ersten Ortsbesichtigung der Baugrube am 27.7.59 war die Baugrube bis etwa Kellersohle ausgehoben (Anl.5, Abb.2).

Die im Südbereich mit Lehm abgedeckte Schlucht am Giebel Volksbank wurde auch in der Baugrube Sparkasse vorgefunden. Zur Straße hin stand in der Sohle Kalkstein an. Die Schlucht läuft also zur Straße hin.^{aus} In der östlichen Baugrubenböschung der Längswand waren ebenfalls Schluchten, die mit Lehm und Steinen ausgefüllt waren, zu erkennen. Im Folgenden wird dieses Material mit Schutt (gelb) bezeichnet.

Die Baugrube wurde nach dem 27.7.1959 im Nordbereich ausgebaggert und die Baugrubensohle freigelegt. Den Zustand der Baugrube am 5.8.1959 zeigt Abb. 1. Eine am 3.8.1959 ausgeführte Schürfe S 1 war am Tage der Ortsbesichtigung (5.8.59) wieder verfüllt. Die Schürfe war bis 5 m unter Baugrubensohle etwa bis Höhe + 108,0 m NN geführt worden. Nach Aussagen von Herrn Dipl.-Ing. Beller stand in der Böschungswand Schutt (gelb) an. Der Kalkstein (hellblau) wurde nicht erreicht, da in der Sohle Wasser zufloß. Das Aushubmaterial der Schürfe wurde aus verschiedenen Schichten zur Untersuchung entnommen. Nach dieser Erkundung durch die Schürfe und die Freilegung der Baugrubensohle dürfte sich eine ähnlich Schlucht wie bei der Volksbank auch im Nordteil der Baufläche befinden. Die Tiefenlage und Ausdehnung ist jedoch nicht bekannt. Bohrungen wurden als nicht erforderlich angesehen, da durch einzelne Bohrpunkte keine erschöpfende Auskunft ermöglicht werden wäre. Allenfalls hätte man durch Bohrungen mögliche Zwischenlagen von Kalkstein antreffen können, ohne sichere Auskunft darüber geben

zu können, ob dies das Grundgebirge ist. Man wird daher zweckmäßig mit mutmaßlichen ungünstigen Annahmen über die Schichthöhe des Schuttes rechnen und die Festigkeit aus der Schürfe anhand der Bodenproben bestimmen.

In der Baugrube des Mittelteiles war zu erkennen, daß teilweise reiner Kalkstein in der Sohle anstand (Anl. 4, Abb. 5 und Anl. 5, Abb. 1). Die Tiefe des Schuttes in der Schürfe läßt erwarten, daß der Übergang vom Mittelteil, in dem der Kalkstein bis in die Baugrubensohle anstand, steil verläuft. Es wurden daher im Baugrundprofil ungünstige Annahmen eines Steilabfalles des Kalksteines angenommen.

2. 3 Ergebnisse der Bodenuntersuchungen (Anl. 6 - 9)

Von den aus der Schürfe aus 3 verschiedenen Schichthöhen entnommenen Bodenproben des Schuttes a-b-c (Anl. 6) wurden bodenmechanische Untersuchungen durchgeführt. Die Kornkurven des Schuttes (gelb) liegen im Sand- und Kiesbereich (Anl. 7, 8) mit 23-40 % Schluffanteil (Korn $d \leq 0,06\text{mm}$) und 22 - 26 % Tonanteil (Korn $d \leq 0,002\text{ mm}$). Von den Feinteilen $d \leq 0,06\text{ mm}$ des Schuttes (lila) (Schuttzwischenmaterial) wurden gesonderte Kornkurven aufgestellt, nachdem die Steinteile und Grobanteile ausgesiebt worden sind. Die Kornkurven dieses Bodens liegen im Schluffbereich mit 33 - 44 % Tonanteil (Korn $d \leq 0,002\text{ mm}$) (Anl. 8). Der Kalkstein (hellblau) ist ein fester, unverwitterter Kalkstein. Er ist relativ unverformbar und besitzt eine Steifenzahl von mindestens $E = 5000\text{ kg/cm}^2$. Er ist plattig und kantig.

Von dem Feinmaterial (lila) (Schuttzwischenmaterial) wurden Kompressionsversuche durchgeführt. Bei einem Einbauraumgewicht von etwa $\gamma = 2,0\text{ t/m}^3$ und einem Wassergehalt von $w_0 = 17\%$ ergaben sich Steifenzahlen im Lastbereich von $\sigma = 0$ bis $4,0$ von $E = 50 - 100\text{ kg/cm}^2$. Im Lastbereich $\sigma = 4,0 - 7,0$ betrug die Steifenzahl $E = 100 - 200\text{ kg/cm}^2$ (Anl. 9).

Der Setzungsverlauf ergab relativ schnelle Lastsetzungen. Die Kurve deutet auf ein schluffiges Verhalten des Bodens hin.

Der Reibungswinkel des Schuttes (gelb) läßt sich mit den großen Kalksteinstücken im Versuch nicht feststellen. Es wurden daher nur Scherversuche durchgeführt von reinem Schuttwischenmaterial (lila) Probe d und unter Beigabe von einigen sandigen bis kiesigen Steinen Probe e. Die Versuche lieferten folgende Werte:

	Reibungswinkel	Steifefzahl
Reines Schuttwischenmaterial nur Feinteile (Probe d)	$\varphi = 29,5^{\circ}$	$E = 150 \text{ kg/cm}^2$
Gemischtes Schuttwischenmaterial mit Kiesteilen (Probe e)	$\varphi = 34,0^{\circ}$	$E = 300 \text{ " "}$
Geschätzte Werte Schutt	$\varphi = 44,0^{\circ}$	$E = 700 \text{ " "}$

3.) Beurteilung der Gründung

3.1 Zulässige Bodenpressung

Die DIN 1054 "Zulässige Belastung des Baugrundes" gibt für Grobsande folgende Richtwerte der zulässigen Bodenpressung an:

Gründungstiefe unter Gelände	Fundamentbreite		
	$b = 0,4 \text{ m}$	$1,0 \text{ m}$	$3,0 \text{ m}$
$t = 1,0 \text{ m}$	$\sigma = 2,5$	$3,5$	$4,0 \text{ kg/cm}^2$

Für Fels in geschlossener Schichtfolge gibt die DIN Richtwerte von $\sigma = 7,5 - 30 \text{ kg/cm}^2$ an. Diese Pressungen sind zulässig, wenn die Bodenschichten gleichmäßig tragfähig sind und annähernd waagrecht verlaufen (Abschn. 4. 2. 1). Die in der Tafel als zulässig angegebenen Pressungen dürfen überschritten werden, wenn die zu erwartenden Setzungen unschädlich sind und die Sicherheit des Bauwerkes gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch aufgrund von Bodenuntersuchungen rechnerisch nachgewiesen wird (Abschn. 4. 3 1).

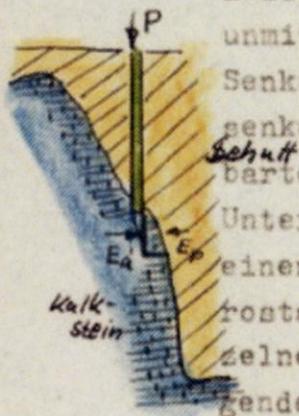
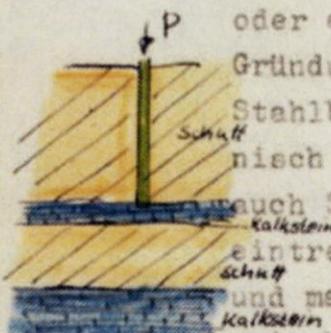
Die Setzungen und Setzungsunterschiede dürfen ein für das Bauwerk als tragbar angesehenes Maß nicht überschreiten. Evtl. sind durch zusätzliche Baumaßnahmen durch Trennfugen und Gelenke die Setzungsunterschiede unschädlich zu machen (Abschn. 4. 3. 2 1).

Im vorliegenden Fall ist damit zu rechnen, daß das Gebäude zu einem gewissen Teil auf Kalkstein gegründet wird, auf dem keine Setzungen zu erwarten sind, teilweise erfolgt die Gründung auf verformbaren Schutt. Das Bauwerk ist daher so auszubilden, daß durch diese Wechsel keine Schäden am fertigen Bauwerk auftreten.

3. 2 Gründungsmöglichkeiten (Anl.10)

3. 2 1 Allgemeines

Grundsätzlich kommt entweder eine Gründungsart mit Bohrpfählen auf dem Kalkstein wie bei der Volksbank infrage, oder eine Streifengründung mit steifer Ausbildung des Gründungskastens. Dabei würde man die Kellerwände in Stahlbeton ausführen. Die Pfahlgründung ist dabei technisch nicht besser, weil auch durch gewisse Unwägbarkeiten auch Senkungen der Pfähle erfolgen können. Dies würde dann eintreten, wenn man glaubt, auf dem Kalkstein zu gründen und man setzt stattdessen die Pfähle auf einer Kalksteinzwischenlage ab, oder man hat einen hochbelasteten Pfahl unmittelbar an der Böschung des Kalksteines abgesetzt. Senkungen einzelner Pfähle würden aber zu Stützensenkungen führen, ohne daß eine Lastabtragung auf benachbarte Fundamente erfolgen kann. Diese Unwägbarkeiten des Untergrundes kann man daher besser ausschließen, wenn man einen steifen Gründungskasten in Stahlbetonkellerwänden und rostartigen Fundamenten erstellt, der bei Senkungen einzelner schwacher Stellen eine Lastabsetzung auf fest aufliegenden Stellen ermöglicht.

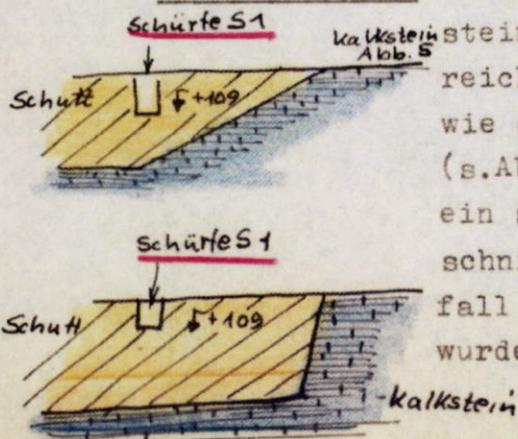


Die Kosten einer Pfahlgründung lassen sich schwer abschätzen, da ein Mehrpreis durch Schwierigkeiten beim Bohren und auch die Anzahl und Länge der Pfähle sich im voraus nicht festlegen läßt. Bei einer Flachgründung ist aber eine ziemlich genaue und eingehende Vorkalkulation ohne spätere größere Nachforderungen möglich. Im Folgenden werden daher die Gegebenheiten einer Flachgründung zuerst näher untersucht. Sofern sie sich technisch einwandfrei und mit geringeren Mitteln durchführen läßt als die Pfahlgründung, verdient sie den Vorzug.

3. 2 2 Gründungsvorschlag (Anl.10)

Die Gründung muß mit Rücksicht auf die Unverformbarkeit der festen Kalksteinschichten so erfolgen, daß praktisch auch im Schuttbereich keine Setzungen auftreten bzw. ein allmählicher Setzungsverlauf erfolgt. Die Gründung sollte man daher zweckmäßig in 2 Teilabschnitte aufteilen, Im Mittel- und Südbereich steht Kalkstein in der Gründungssohle bzw. in geringer Tiefe unter der Kellersohle an. Vorgeschlagen werden in diesem Bereich Streifenfundamente mit $\sigma = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ Bodenpressung. Die Streifenfundamente sind konstruktiv durchlaufend zu bewehren (s.Abschn. 3.4). Die Höhe der Streifenfundamente sollte zur Erhöhung der Steifigkeit etwa 1,20 m betragen. Die Kellerwände sind in Stahlbeton auszuführen. Zweckmäßig wird man auch in Bauflächenmitte die Längswand und die Querwände in Stahlbeton ausführen. Ob evtl. diese Forderung entfallen kann, hängt vom Befund der Baugrube nach Ausschachtung der Fundamente ab (insbesondere im Nordbereich).

Im Nordbereich wurde in der Schürfe festgestellt, daß der Kalk-



stein bis Höhe + 109,00 (Pader) nicht erreicht wurde. Es ist auch nicht bekannt, wie der Kalkstein vom Mittelbereich in Achse 3 (s.Abb.5) als Böschung stetig abfällt, oder ob ein senkrechter Abfall vorhanden ist. Im Längsschnitt der Anl. 10 (rechts) wurde ein Steilabfall als ungünstiger Fall angenommen. Weiterhin wurde die Annahme getroffen, daß dort bis zur

Tiefe + 100, wie bei der Schlucht Volksbank, Schutt ansteht. Im Nordbereich wird daher vorgeschlagen, daß man unter den Streifenfundamenten einen Streifen als Auskofferung bis etwa zur Schürftiefe der Schürfe S 1 auf + 109 bis + 111,50 mit Magerbeton B 120 verfüllt. In der schlitzartigen Baugrube sollteman vorsichtshalber zum Ausgleich unterschiedlicher Verformungen zusätzlich einige konstruktive Längseisen verlegen. Oberhalb der Verfüllstreifen ist eine 0,40 - 0,50 m starke, mit Bau- stahlgewebe bewehrte konstruktive Platte zu verlegen (vorgeschlagen werden Lagermatten mit $g = 4 - 5 \text{ kg/m}^2$ oben und unten). Oberhalb der konstruktiven Grundplatte sind die Streifenfundamente wie im Mittel- und Südbereich zu betonieren. Der freie Raum oberhalb der Grundplatte zwischen den Streifenfundamenten kann mit Kies (hellgelb) oder grobem Sand oder Schutt der Baugrube verfüllt werden (Anl. 10 unten).

Im Hochbau sind an den Außenwänden durchlaufende Ring- anker in den Unterzügen zu verlegen. Einzelheiten der konstruktiven Ausbildung mit Rücksicht auf die Baugrund- gegebenheiten werden im einzelnen noch zwischen mir und Herrn Beller besprochen werden.

3. 2 3 Kostenvergleiche (Anl. 10 Mitte)

Der in der Baufläche anstehende Schutt- und Kalkstein ist als guter Gründungsboden anzusprechen. Es ergeben sich nur durch die Wechselhaftigkeit des Schuttes mit den festen Kalksteinplatten gewisse Unwägbarkeiten. Die Qualität oder Güte des Baugrundes kann man zahlenmäßig wie folgt an- setzen:

Bei einer Bodenpressung von $\sigma = 4,0 \text{ kg/cm}^2$ ergeben sich Funda- mente von DM 36.000,--. Die Mehrkosten durch die besondere Gründung im Nordbereich wurden zu DM 10.000,-- ermittelt. Bei einem Gesamtpreis von DM 46.000,-- ergibt sich bei einem ungünstigen Ansatz des m^3 -Betons von DM 200,-- eine zur Verfügung stehende Fundamentmasse von $V = \frac{46.000,- \text{ DM}}{200,- \text{ DM}} = 230 \text{ m}^3$. Die Fundamentfläche ist $F = \frac{230 \text{ m}^3}{1,2 \text{ m}} = 192 \text{ m}^2$.

Bei einem Gesamtgewicht des Bauwerkes von $G = 6000 \text{ t}$ ergibt dies eine ideale Bodenpressung $\sigma = \frac{6000}{192} = 31 \text{ t/m}^2 = 3,10 \text{ kg/cm}^2$. Bei einem Ansatz einer erhöhten Bodenpressung von $\sigma = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ ergibt sich unter Berücksichtigung der Mehrkosten im Nordbereich eine mittlere ideale Bodenpressung $\sigma_m = 3,5 \text{ kg/cm}^2$. Diese ideellen mittleren Bodenpressungen entsprechen einer Gründung auf gut tragfähigem Kiesboden. Das Bauwerk kann daher einer normalen Gründung auf gutem Gründungsboden gleichgestellt werden. Die Mehrkosten durch besondere Baumaßnahmen im Nordbereich (konstruktive Platte + Auskofferung) werden durch die Ausnutzung erhöhter Bodenpressungen gegenüber der DIN auf der ganzen Baufläche ausgeglichen.

Im Folgenden werden die Gegebenheiten der vorgeschlagenen Gründung in Bezug auf Setzungen und Verlagerungsmomente näher untersucht.

3. 3 Setzungen (Anl. 11,12)

Im Mittel- und Südbereich treten praktisch keine Setzungen auf, da die Gründung auf dem Kalkstein erfolgt und mögliche Schluchten nur geringmächtig sind und überbrückt werden können. Im Nordbereich ließ sich die Tiefenlage des Schuttes durch die Schürfe S 1 nicht feststellen. Eine Bohrung hielt ich nicht für erforderlich, da man bei dem Wechsel im Untergrund auch durch mehrere Bohrungen keine erschöpfende Auskunft über die Lage des Grundgebirges hätte finden können. Es wurde daher als ausreichend angesehen, mit einem möglichen ungünstigen Befund zu rechnen und danach die Berechnung bzw. die Empfehlungen aufzustellen. Der ungünstigste Fall würde dann eintreten, wenn die nächstliegende benachbarte Stützenreihe 2 im Schuttbereich liegen würde. Die Tiefenlage der Schlucht wurde wie bei der Volksbank zu 16 m angenommen. Auch bei einer größeren Mächtigkeit würden sich die Empfehlungen nicht ändern. Es würde in diesem Bereich, um unterschiedliche Setzungen zum Mittelbereich zu vermeiden, der in Abschn. 3. 2 gegebene Gründungsvorschlag gemacht. Rechnet man mit einer Gründungstiefe

des Auskofferungsbetons auf + 109,0, dann beträgt die Vorlast $p_v = 7 \cdot 1,8 = 13 \text{ t/m}^2 = 1,3 \text{ kg/d}$. Bei einer mittleren Bauflächenpressung $\sigma_m = 1,0 \text{ kg/d}$ ist die Setzung also theoretisch = 0. Nimmt man ungünstig an, daß die mittlere Zusatzbelastung in der Tiefe unter der konstruktiven Platte $\sigma = 0,30 \text{ kg/d}$ beträgt, und setzt für die Steifzahl des Schuttes nur $E = 300 \text{ kg/d}$ an, dann ergibt sich eine Setzung $s = 1,0 \text{ cm}$.

Die konstruktive, zum Tragen herangezogene Platte übernimmt dann aber, sofern die Streifenfundamente eine geringe Setzung erleiden, einen Teil der Last und entlastet die Streifen, so daß im praktischen Fall dieser rechnerische Wert von $s = 1,0 \text{ cm}$ durch die Abtragung der Teillast auf die Platte nicht auftreten könnte. Allenfalls würde man mit $s = 0,1 - 0,3 \text{ cm}$ Setzung im Nordbereich zu rechnen haben. Es ergibt sich somit Setzungsgleichheit zum Südbereich bzw. ein stetiger Setzungsübergang.

3. 4 Verlagerungsmomente (Anl. 11,12)

In der Anl. 11 wurden Verlagerungsmomente bestimmt für den Fall, daß bei wider Erwarten stärkerem Wechsel die Setzungen örtlich doppelt so hoch, wie durch die ungünstigste Rechnung angenommen, sind. Es ergibt sich dabei in den 1,20 m hohen Balken eine erforderliche durchlaufende Bewehrung von 6 \emptyset 28 je m Fundamentbreite.

Unter Berücksichtigung dieser ungünstigen Annahmen wird vorgeschlagen, die Pressungen auf den Streifenfundamenten von $\sigma = 4,0 \text{ kg/d}$, wie in der Rechnung angenommen, auf $\sigma = 5,0 \text{ kg/d}$ bei gleichen Bewehrungsverhältnissen zu erhöhen.

Es ergeben sich dann Fundamentbreiten der Außenwände von $b = \frac{30}{50} = 0,6 \text{ m}$ mit 4 \emptyset 28 St. I und in den Mittelstreifen $b = \frac{60}{50} = 1,2 \text{ m} = 8 \emptyset$ 28 St. I. Die Betonspannungen

von $\sigma_B = 30 - 40 \text{ kg/cm}^2$ liegen im tragbaren Bereich. In Bauwerksquerrichtung ergeben sich 4 $\emptyset 28$ je m Fundamentbreite. Bei den etwa 0,5 m breiten Fundamenten würde man zweckmäßig 2 - 3 $\emptyset 26 - 28$ einlegen. Im Nordbereich werden die gleichen Empfehlungen für die Streifenfundamente gegeben. Rechnet man bei einer Lastverlagerung mit der konstruktiven Platte, dann sind die Setzungen ziemlich gleichmäßig zu erwarten (Anl. 12 rechts). Die rechnerischen gleichmäßigen Setzungen von $s = 2,0 \text{ cm}$ sind für das Bauwerk tragbar, da sie sich über eine große Verformungslänge austragen.

3. 5 Zeitlicher Verlauf der Setzungen

Die Untersuchung im Prüfraum zeigte, daß der Schutt zu 20 - 30 % aus Tornkorn besteht. Die Zeitsetzungslinie ergab aber den typischen schnellen Setzungsverlauf von rolligen Böden. Es ist daher zu erwarten, daß die Setzungen aus dem Eigengewicht praktisch als Sofortsetzungen eintreten werden. Es wird daher vorgeschlagen, den Hochbau jeweils im Nordbereich zu beginnen und dort die Erstlast des Rohbaues aufzubringen.

3. 6 Besondere Baumaßnahmen

3. 6 1 Schutz gegen Verwässerung des Kellers

Es wird vorgeschlagen, an den Außenwänden eine Ringdränage zur Abfangung des bergseitig zufließenden Wassers vorzusehen. Als Dränageröhre können sog. Porositrohre der Firma Horn, Felsberg bei Kassel, verwendet werden. Die Verfüllung der Böschungswände muß mit rolligem Material erfolgen, damit eine Stauwirkung an der Wand nicht auftreten kann.

3. 6 2 Hochbauarbeiten

Man sollte schon beim Hochbau das Auftreten von Schwindrissen möglichst verhindern. Dies kann dadurch erfolgen, daß man

des Mittelfeld des Hochbaues solange frei läßt, bis ein Teil der Schrumpfspannungen in den Deckenfeldern abgeklungen ist.

3. 6 3 Höhenmessungen

Man sollte schon während des Rohbaues Meßbolzen besonders im Nordbereich einnivellieren. Nach Fertigstellung des Hochbaues sollte eine Kontrollmessung durchgeführt werden.

4.) Zusammenfassung

Im Bereich der Baufläche stehen Kalksteine und Schluchten im Kalkstein an, die mit Kalkstein und tonigem Schluff verfüllt sind.

Es wird vorgeschlagen, eine Streifen Gründung mit $\sigma = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ Bodenpressung durchzuführen. Im Nordbereich sollte unterhalb der Streifenfundamente eine 0,50 m starke konstruktive, zum Tragen herangezogene Grundplatte vorgesehen werden. Unterhalb der Grundplatte sollte man, um einen allmählichen Verlauf zum Kalkfelsen der Achse 3 zu erzwingen, eine Verfüllung der Streifenschürfen bis etwa zum Grundwasser auf + 109,0 mit Magerbeton durchführen.

Während der Gründungsarbeiten werde ich die Baugrube im Nordbereich überwachen.

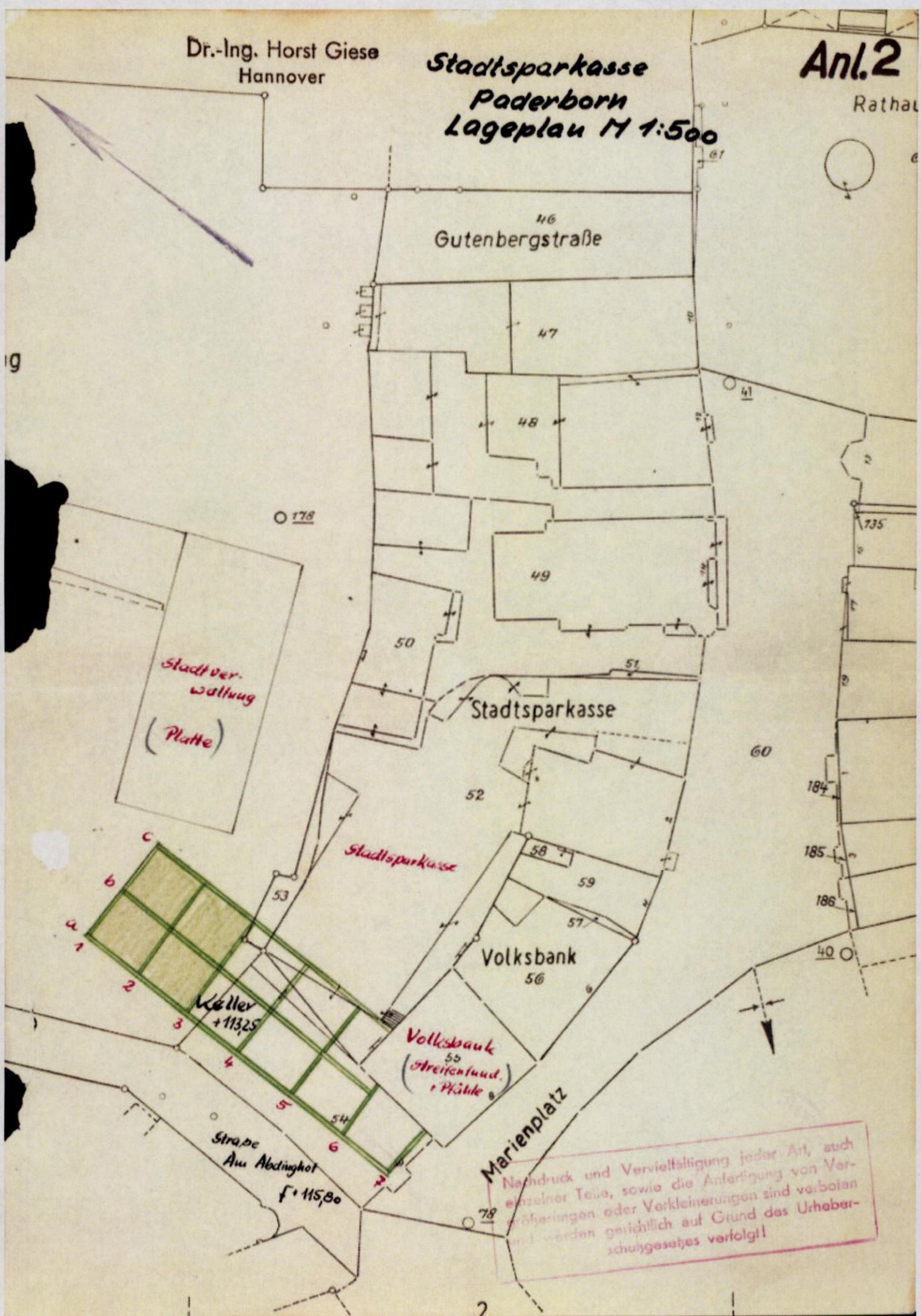


Dr.-Ing. Horst Giese
Hannover

Stadtparkasse Paderborn Lageplan M 1:500

Anl. 2

Rathaus



Nachdruck und Vervielfältigung jeder Art, auch einzelner Teile, sowie die Anfertigung von Verbesserungen oder Verkleinerungen sind verboten und werden gerichtlich auf Grund des Urheberrechtsgesetzes verfolgt!



Stadtsparkasse Paderborn
 Pfähle bei der Volksbank Paderborn
 nach Zeichnung Vormann 11/9/12

Dr.-Ing. Horst Giese
 Hannover

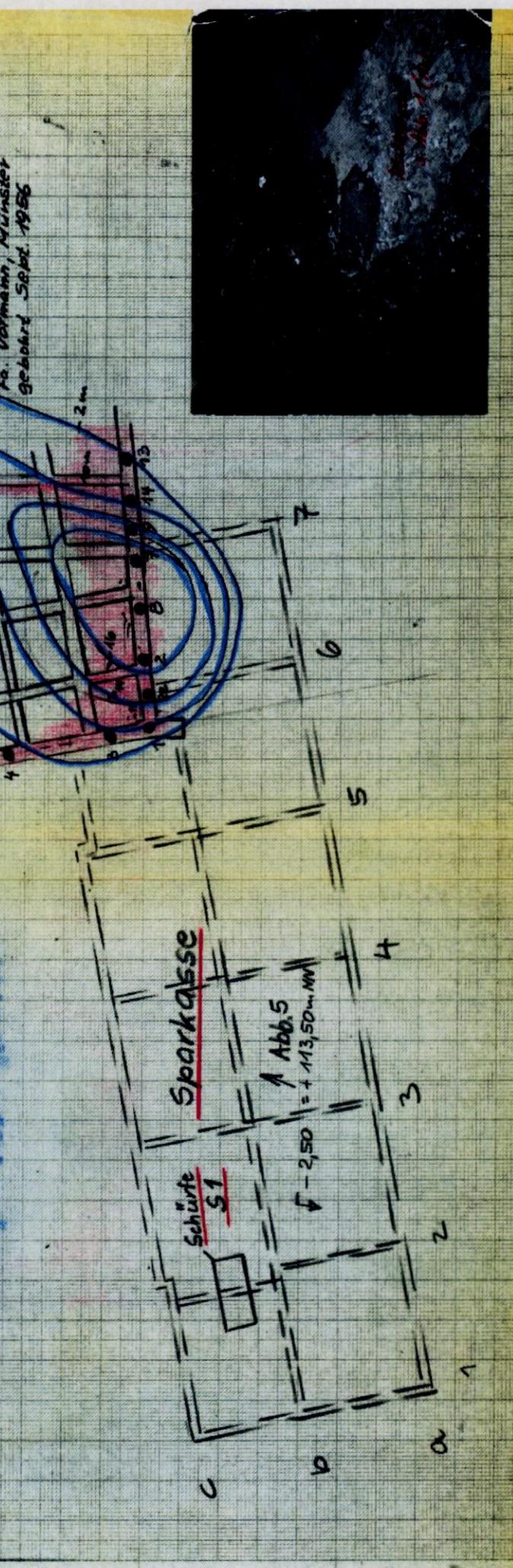
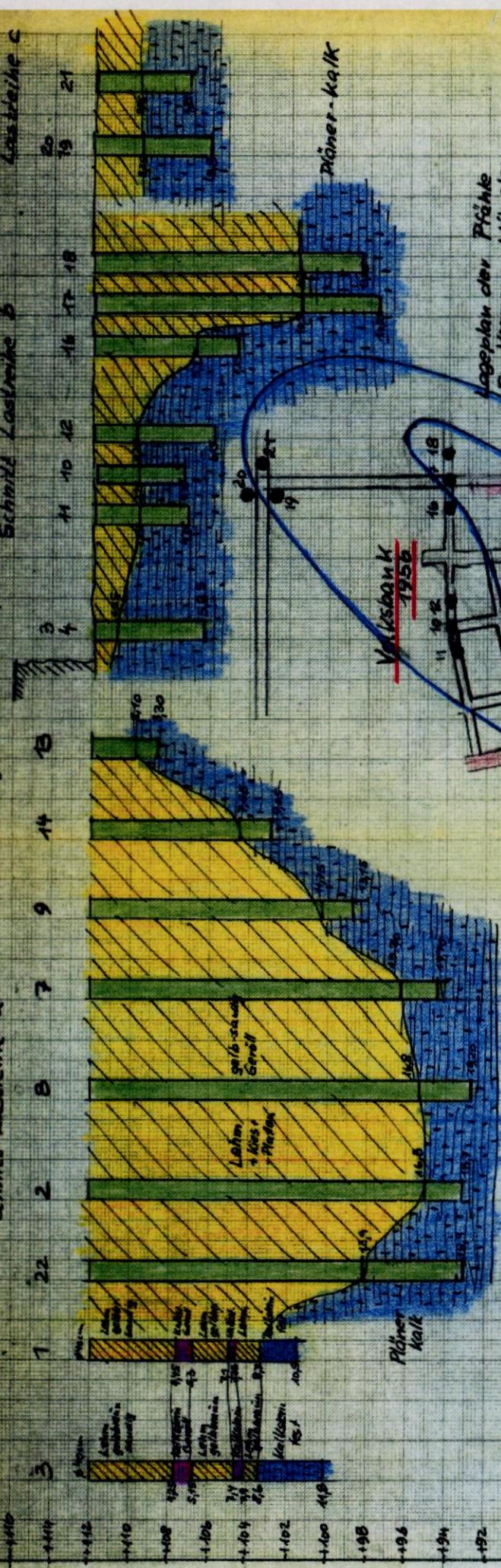


Abb. 5 Kalkstein bei Lastreihe B-4/1

Stadtsparkasse Paderborn

Erkundung in der Baufläche



Abb. 1 Blick zur Baufläche mit Böschung zur Pader

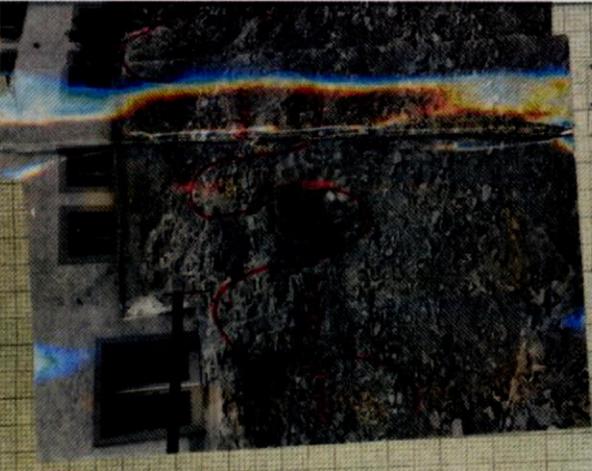


Abb. 3 Baufläche Mittel und

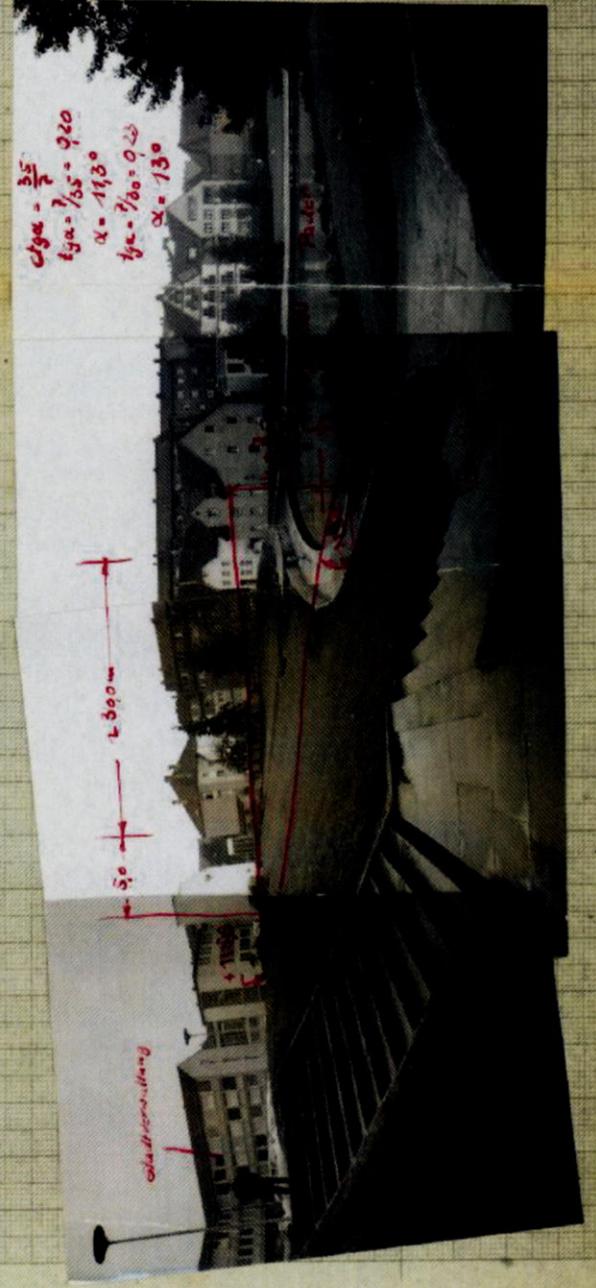
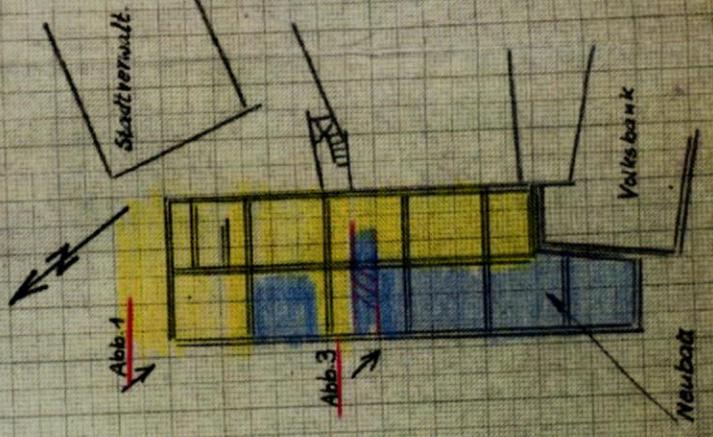


Abb. 2 Baufläche Nordbereich

$$\begin{aligned}
 \text{C} &= \frac{35}{2} \\
 \text{E} &= \frac{7}{85} = 920 \\
 \alpha &= 113^\circ \\
 \text{F} &= \frac{7}{100} = 0.2 \\
 \alpha &= 130^\circ
 \end{aligned}$$



Stadtsparkasse Paderborn - Am Abdinghof

Anl. 5

Erkundungen in der Baufläche



Böschung zur Pader

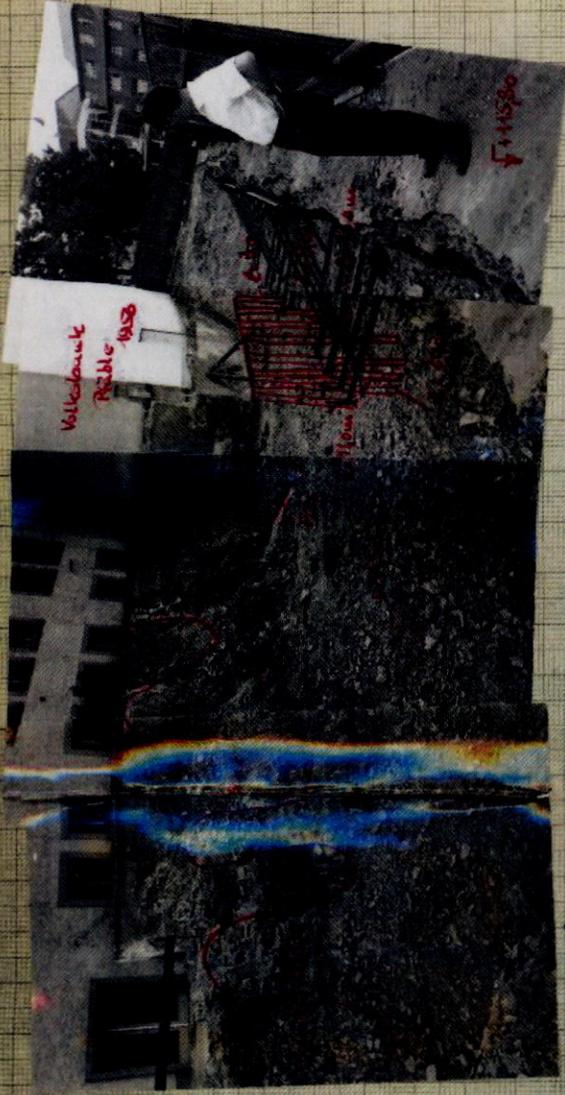


Abb. 3 Baufläche Mittel und Südbereich



Obereich

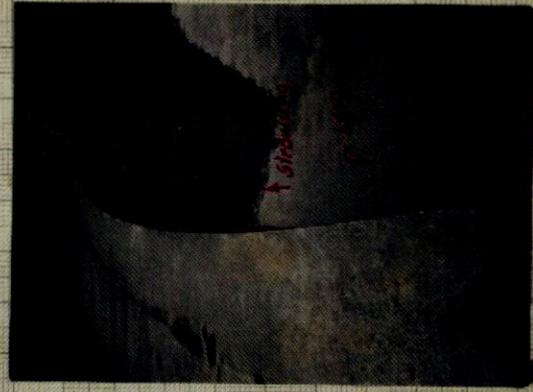
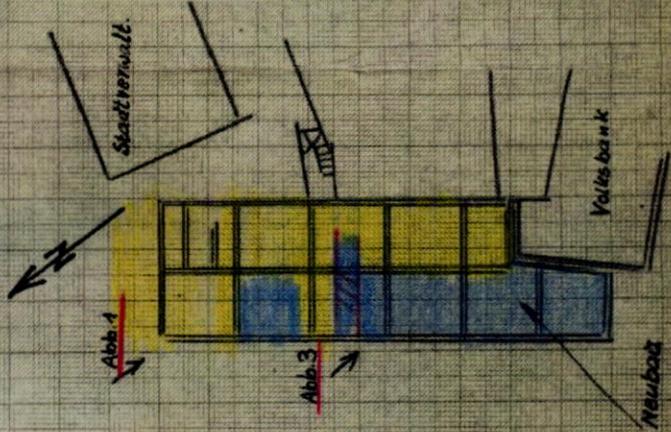


Abb. 4 Quellbildung am Fixpunkt der Böschung



Abb. 6 Schnitt aus Schürfe S1
Probe Q (1+2)

Abb 7
Tonteile



Abb. 8
Steinteile
mit 2-5 cm

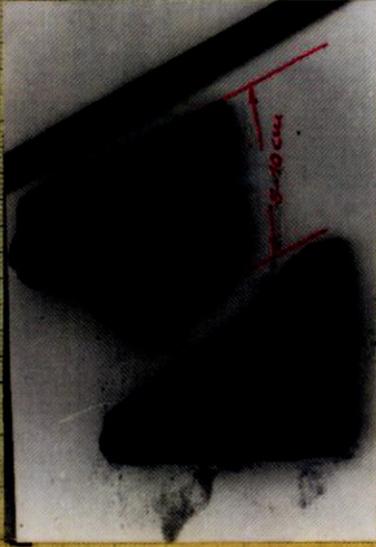


Abb. 9 Steinteile > 50 cm

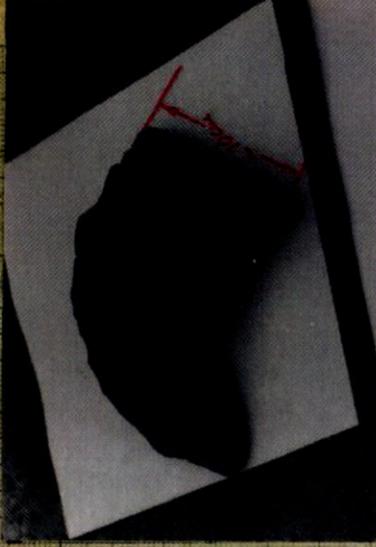
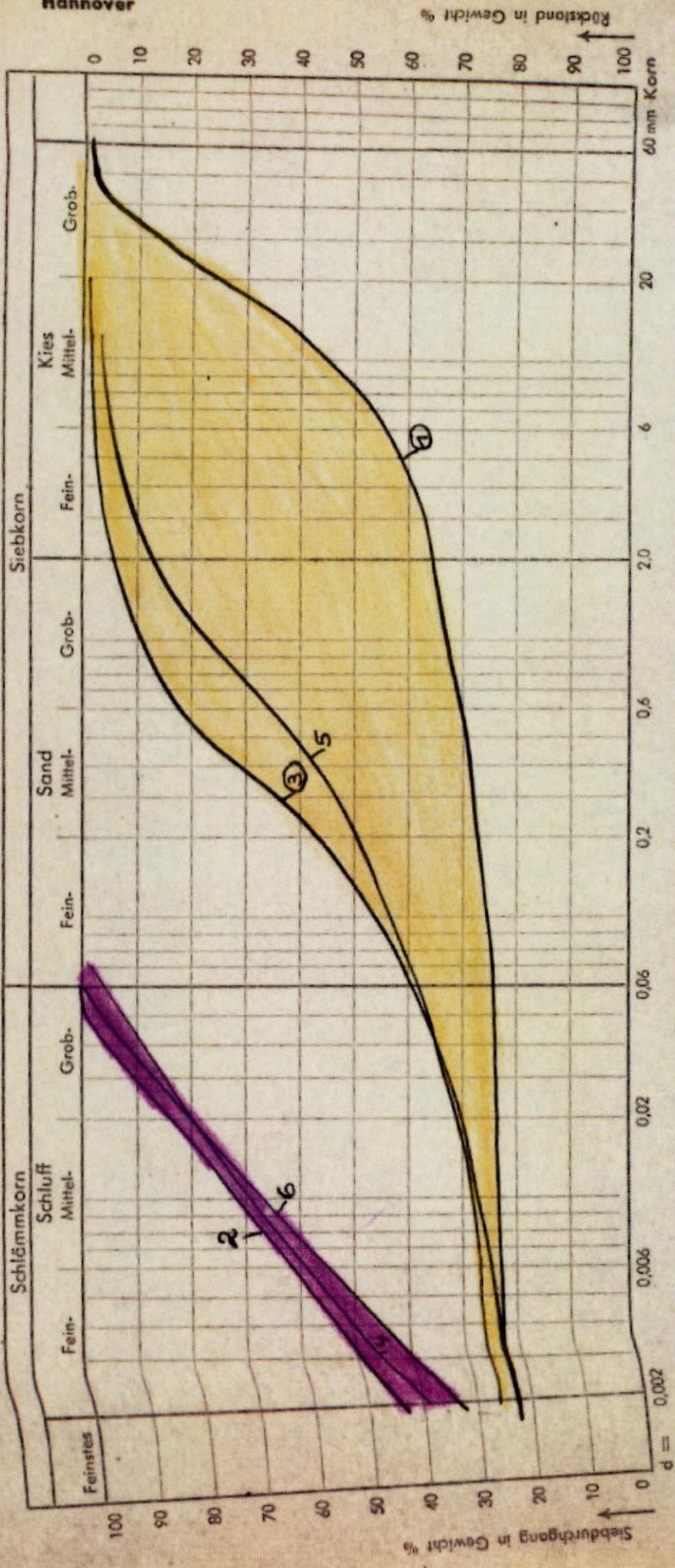


Abb. 10 Steinteile > 50 cm
wie Abb. 9

Kornverteilung

Paderborn - Am Abdinghof
Stadtsparkasse



Ing. Horst Giese
Beratender Ingenieur für Bauwesen VBI
Hannover

Rückstand in Gewicht %

Nr.	Böhrung	Tiefe	Bezeichnung
1	+114		Kornkurve (gesamt) Schluff (Feinteile) Schluffzwischenmaterial } a
2	"		
3	+112		Schluff Schluffzwischenmaterial } b
4	"		
5	+110		Schluff Schluffzwischenmaterial } c
6	"		

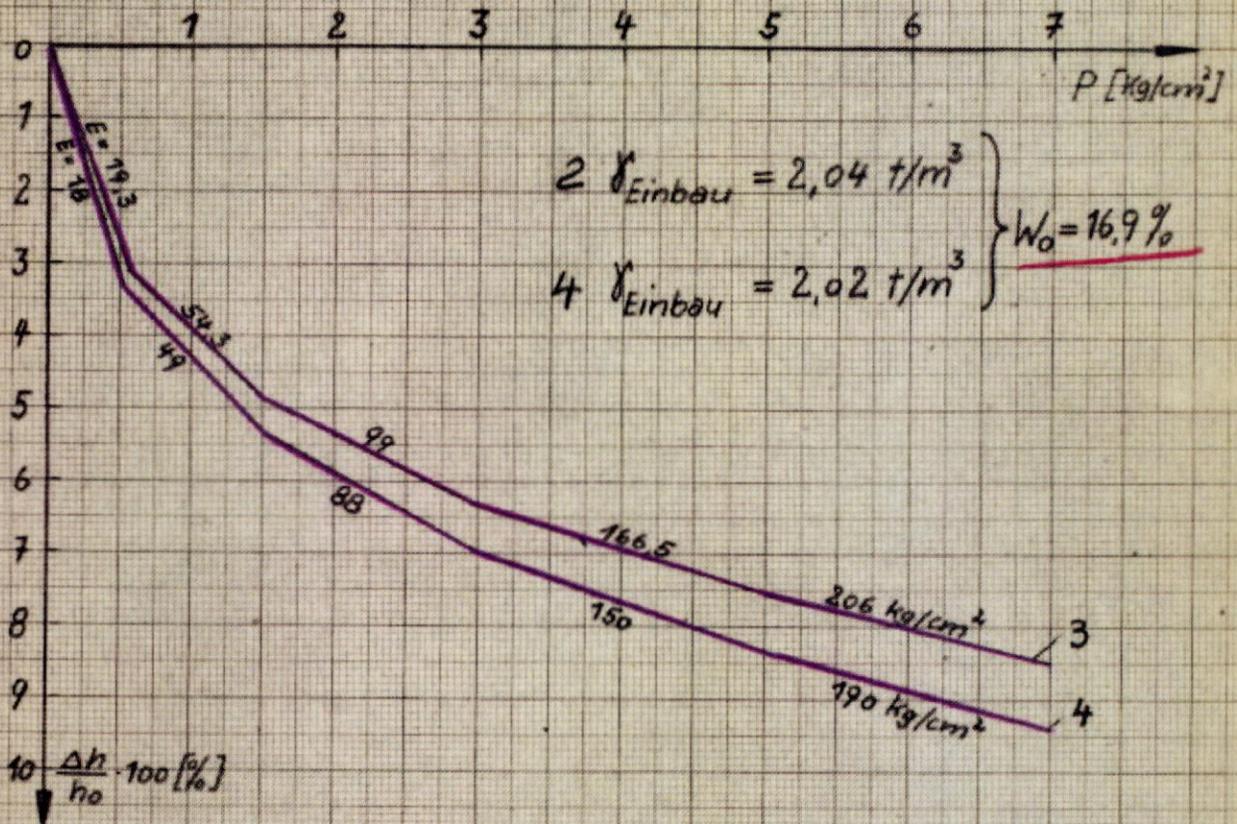
Paderborn

Kompressionsversuche

$h_0 = 3.5 \text{ cm}$
 $F = 36.0 \text{ cm}^2$

Geschiebe, Proben gestört eingebaut (Pr a+b
Korngröße 2+4)

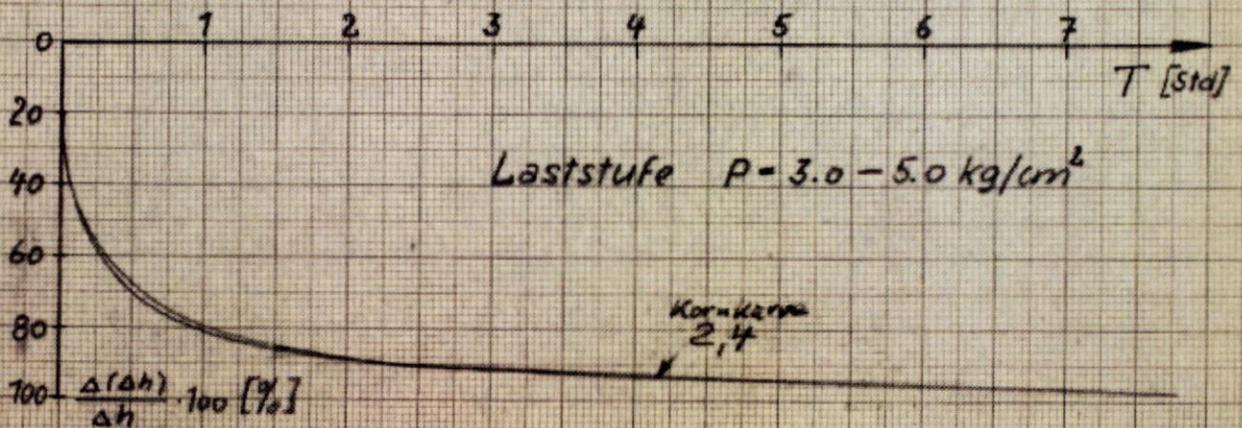
Drucksetzungslinien



$2 \gamma_{\text{Einbau}} = 2.04 \text{ t/m}^3$
 $4 \gamma_{\text{Einbau}} = 2.02 \text{ t/m}^3$

$W_0 = 16.9\%$

Zeitsetzungslinien



derborn stauungslinie

Kosten = 40 Kt/m³
 G-Boy: 10% = 6000€

$F_1 = \frac{600}{10} \cdot 10 \cdot 1,2 \cdot 1,8 \cdot 2,00 = 36000 \text{ €}$

$F_2 = \frac{600}{10} \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,19 \cdot 2,00 = 23500 \text{ €}$

Sonderkosten Nordbereich
 Auskantung 10% = 5400 €
 Sonderkosten Pl. 10% = 1500 €
 Sandverfüllung 10% = 1500 €

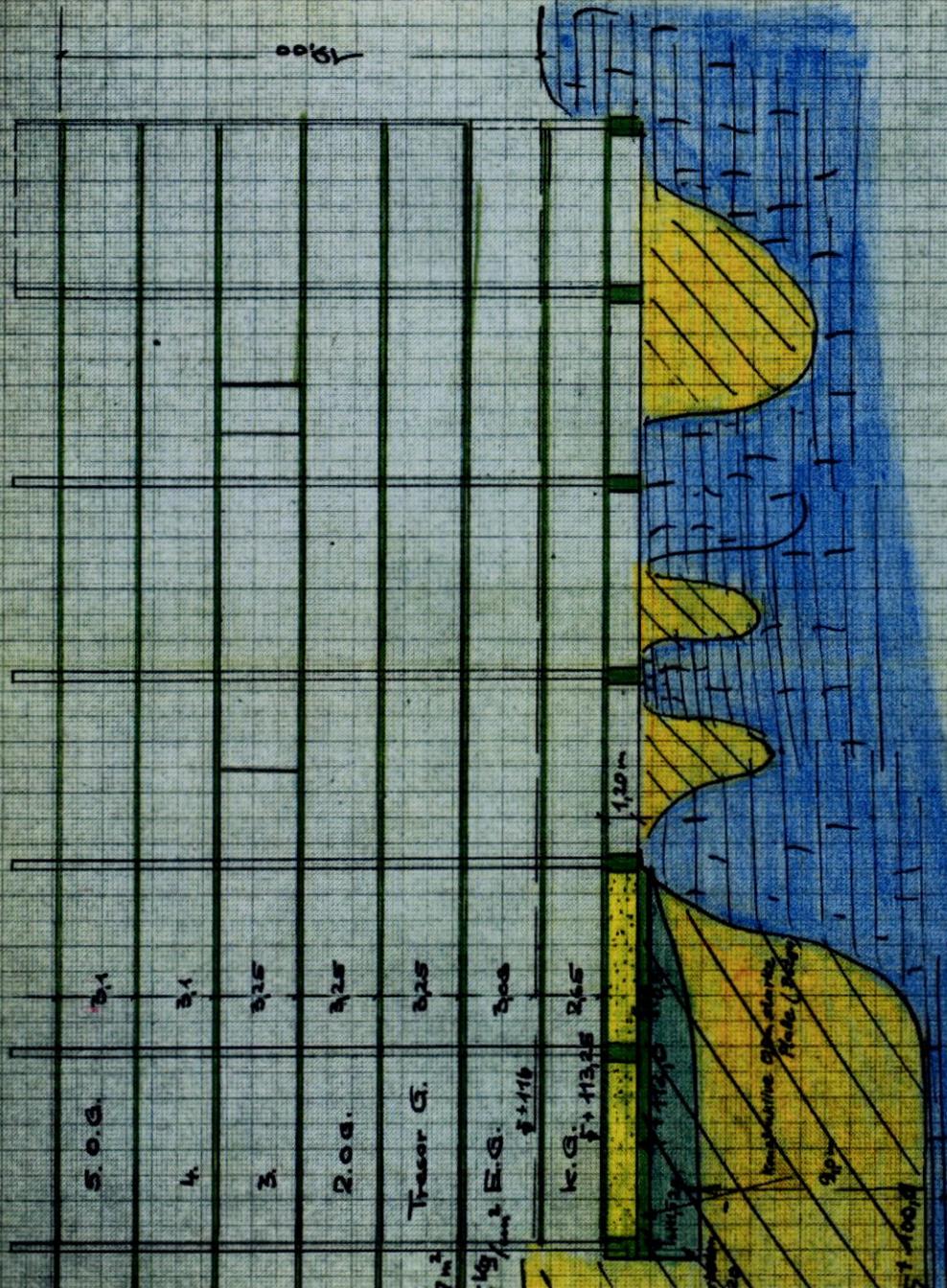
~100000 €

für 395000 DM
 $V = \frac{34500}{200} \cdot D_1 = 200 \text{ m}^3$

$F = \frac{G}{G} \cdot \frac{Q}{P} = \frac{6000}{167} \cdot 3,5 \frac{kg}{m^3} = 12,5 \frac{kg}{m^3}$

Schnitt A-B-C

44,65
 44,65



Verlust in 109,0 = $7,18 \cdot 13 \frac{kg}{m^3} = 13 \frac{kg}{m^3}$
 mittlere Querschnittsdrückung $\sigma_m = 10 - 1,3 \frac{kg}{cm^2}$

Theoretische Setzung $s = 0$

Setzung bei $\sigma = 9,9 \frac{kg}{cm^2}$ $s = \frac{0,3 \cdot 900}{300} = 10 \text{ cm}$

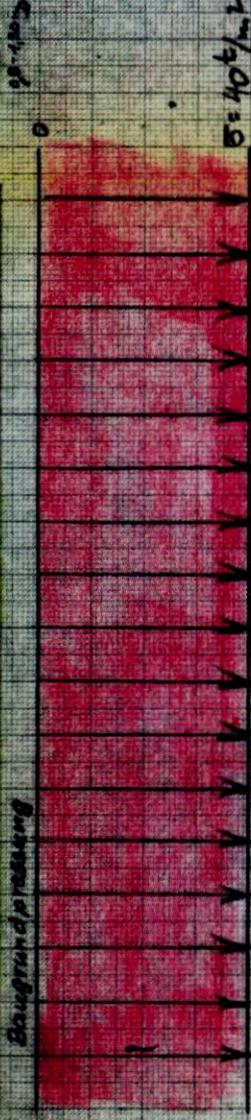
Sand
 Auskantung Platte
 1-19,00m
 folgen oben + unten
 Nordbereich 2/120

Bauwerkslängsrichtung

Querrichtung



Baugrundpressung



$S = 40 \frac{t}{m^2}$

Baugrundverformung



starrs Fundament

schlaffes Fund. 2.0

$P_1 = \frac{18}{10} \cdot 40 = 64$

$P_2 = \frac{16}{20} \cdot 40 = 32$

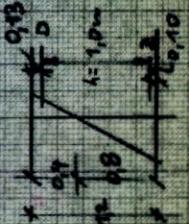
$P_2 = 8 \cdot 5.0 \cdot \frac{2}{3} = 27t$

Pressungsverlag. bei starrem Fund.

$P_m = 30t$

$M = 30 \cdot 4.7 = 141 \text{ tm}$

Auswahlbares Moment



$2 \cdot D = \frac{M}{h} = \frac{141}{10} = 14.1t$

$f_e = \frac{14.1}{20} = 70 \text{ cm}^2/m$

Halbes Moment im Bauwerk

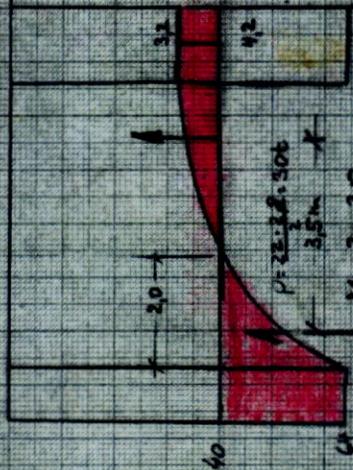
erf. $f_e = 35 \text{ cm}^2/m$ $6\phi 28 / je$ in Fundbreite

Betonspannung $\sigma_b = \frac{79.5 \cdot 2}{94 \cdot 10} = 350 \frac{t}{m^2} = 35 \text{ kg/cm}^2$

EG

M 1:50

Keller



$M = 30 \cdot 3.5 = 105 \text{ tm}$

$Z = D = 10.5 \text{ cm}$

$f_e = \frac{105}{50} = 52 \text{ cm}^2/m$

veranschlagen 50% auf Steifigkeit im Bauwerk

$f_e = 26 \text{ cm}^2/m$ $4\phi 28 / je$ in Fundbreite

im Quertund, gew. $3\phi 28$

Bemessnung $\sigma_b = \frac{82.9}{94 \cdot 10} = 260 \frac{t}{m^2} = 26 \text{ kg/cm}^2$

Dring. Most Gasse
Helmholtz

Stadtsparkasse Paderborn

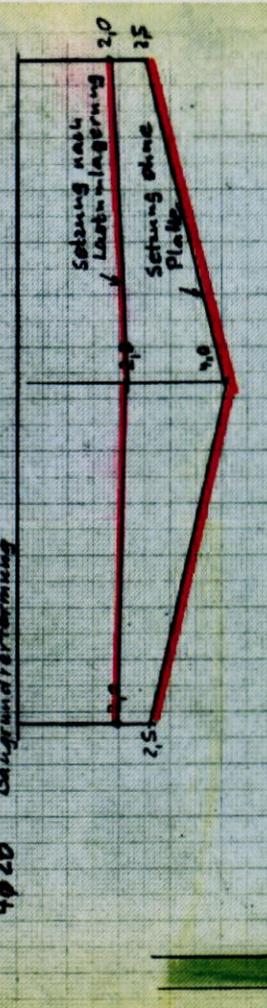
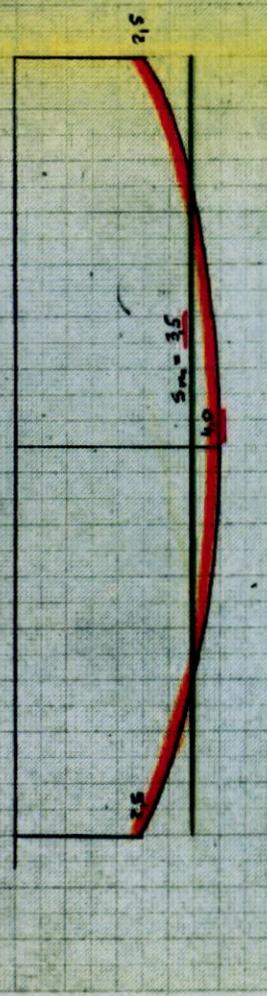
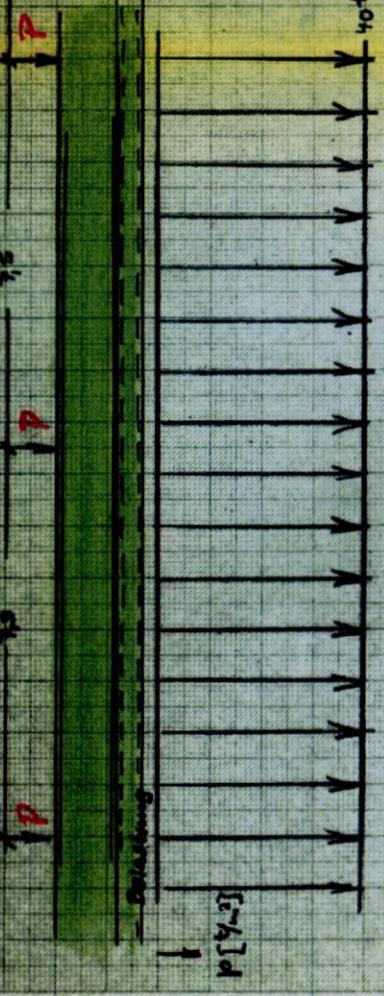
Ant. 12

Bauwerkslängsrichtung

Nordbereich
N=1100

Querschnittsrichtung

West



$$P_1 = \frac{3.5}{2} \cdot 4.0 = 7.0 \text{ tm}$$

$$P_2 = 5.45 \cdot \frac{3.5}{2} = 9.5 \text{ tm}$$

$$P_m = 2.1 \text{ tm}$$

$$M = 21.5 \cdot 0.30 = 6.45 \text{ tm}$$

Bewehrung wie Mittelbereich
6 Ø 28 je m Fund. Breite

