BILDUNGSZENTRUM NÖRDLICHE BADISCHE BERGSTRASSE

GEMEINDE HEMSBACH

GRÜNDUNGSGUTACHTEN FÜR BAUABSCHNITT I

AUFTRAG NR. 59A

KARLSRUHE, JANUAR 1975

O. PROF. DR.-ING. GERD GUDEHUS
LEHRSTUHL FÜR BODENMECHANIK UND GRUNDBAU
INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK
UNIVERSITÄT KARLSRUHE

BILDUNGSZENTRUM NÖRDLICHE BADISCHE BERGSTRASSE

GEMEINDE HEMSBACH

GRÜNDUNGSGUTACHTEN FÜR BAUABSCHNITT I

AUFTRAG NR. 59A

KARLSRUHE, JANUAR 1975

O. PROF. DR.-ING. GERD GUDEHUS
LEHRSTUHL FÜR BODENMECHANIK UND GRUNDBAU
INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK
UNIVERSITÄT KARLSRUHE

INHALT

		Seite
1.	VORGANG	1
2.	GRUNDWASSERBESCHAFFENHEIT, QUERRISSE IN DEN PFÄHLEN UND BESCHICHTUNG	4
2.1	Betonaggressivität von Grundwasser und Müll	4
2.2	Querrisse	6
2.3	Zustand der Beschichtung	8
3.	SANIERUNG DER PFAHLGRÜNDUNG	11
3.1	Untergrund und Bauwerk	11
3.1.1	Untergrund	11
3.1.2	Bauwerk	13
3.2	Gründung	14
3.2.1	Tragfähigkeit der vorhandenen Gründung	14
3.2.2	Sanierungsvorschläge	16
3.2.3	Grundsätzliches über die Injektionen	18
3.3	Probeinjektionen	22
3.4	Ausführung der Sanierungsinjektionen	24
3.4.1	Berechnung und Einmessen der Bohrungen	24
3.4.2	Bohrarbeiten	27
3.4.3	Durchführung der Injektionen	28
3.4.4	Freigabe für Innenausbau	31
3.5	Setzungsmessungen	32
3.6	Zusammenfassung zu den Sanierungsmaßnahmen	36
4.	GRÜNDUNG DER OELTANKS	39
5.	ZUSAMMENFASSUNG	40

ANLAGEN

1 Photos zu Abschnitt 2

2 Lageplan der Probebelastungen und zugehörigen Bohrungen

3 Last- und Zeit-Setzungs-Diagramme der Probebelastungen

4 Bohrprofile

5 Kornverteilungskurven

6 Setzungsmessungen

UNTERLAGEN

1) Lageplan des BIZ NBB Hemsbach
(vorgelegt von GUS)

2) Plan der Pfahlgründung und des Pfahlrostes
(vorgelegt von Dipl.-Ing. Spielkamp)

3) Liste der rechnerischen Pfahllasten
(vorgelegt von Dipl.-Ing. Spielkamp)

4) Bodengutachten von Dipl.-Ing. Schwarz vom 18.6.1973

5) Gutachten von Prof. Hilsdorf, Universität Karlsruhe,
vom 22.4.1974

6) Ergebnisse von Erkundungsmaßnahmen,
veranlaßt bzw. durchgeführt vom Institut

7) Rammprotokolle, Plan der ausgeführten Pfahlgründung
(vorgelegt von Dipl.-Ing. Schwarz)

8) Aufmessung der Pfähle nach Höhe und Lage sowie Schrägstellung
(vorgelegt vom Vermessungsbüro Dipl.-Ing. Joeris)

9) Protokolle der Injektionsbohrungen
(vorgelegt von Fa. Bauer, Schrobenhausen)

10) Protokolle der Injektion von Zementsuspension und chemischem Injektionsmittel
(vorgelegt von Fa. Bauer, Schrobenhausen)

11) Protokolle der Setzungsmessungen an den Stützenköchern bzw. Stützen
(vorgelegt vom Vermessungsbüro Dipl.-Ing. Joeris)

12) verschiedene Gesprächsprotokolle und Schreiben

13) Vorberichte des Instituts vom 10.5.1974, 22.8.1974 und 6.12.1974

1. VORGANG

Das Bildungszentrum Nördliche Badische Bergstraße, Gemarkung Hemsbach (BIZ NBB Hemsbach) wird am Nordrand des Ortes Hemsbach im Gewann Herrenwiese errichtet. Die Bauarbeiten für die Pfahlgründung des Bauabschnitts I begannen Ende des Jahres 1973. Zum jetzigen Zeitpunkt ist der Rohbau dieses Abschnitts abgeschlossen, ebenso der größte Teil des Innenausbaus.

Das Baugelände des BIZ NBB Hemsbach liegt in der Rheinebene im Gebiet eines ehemaligen Neckararmes wenige hundert Meter von den zum Rheintal abfallenden Hängen des Odenwaldes entfernt. Das Gelände wurde in den Jahren 1954 bis 1965 von der Firma Freudenberg, Weinheim, als Deponie für Industriemüll benutzt, der in einer mehrere Meter dicken Schicht großflächig abgelagert wurde. Anschließend wurde dieser Müll mit einer Schicht Muttererde abgedeckt, wodurch eine gartenbauliche Nutzung des Geländes in der Folgezeit möglich war. Nach Auskunft der Firma Freudenberg (Brief vom 22.10.1973 an den Bauherrn) besteht der Müll aus Filterschlamm der Kläranlage, Gummiabfällen, Vliesstoffabfällen, Lederschnitzeln, Verpackungsmaterial und Bauschutt.

Eine Flachgründung des Bauwerks auf diesem locker gelagerten, stark nachgiebigen und federnden Material schied von vornherein aus.

Der für die Gründungsberatung hinzugezogene Bodengutachter, Dipl.-Ing. E. Schwarz aus Weinheim, ließ Erkundungsbohrungen und Drucksondierungen durchführen. Aufgrund der Ergebnisse dieser Erkundungen beurteilte er den einige Meter unterhalb des Mülls anstehenden Kies- und Sandboden als ausreichend tragfähig und empfahl eine Gründung auf Pfählen, die in diese Schicht einbinden und durch den Müll hindurchzurammen waren (siehe Gutachten Dipl.-Ing. Schwarz vom 18.6.1973).

Eine vor Baubeginn durchgeführte chemische Analyse des Grundwassers ergab einen hohen Gehalt an Ammonium (NH_4^-), woraus auf starke Betonaggressivität des Wassers geschlossen wurde (siehe Gutachten der Chemischen Landesuntersuchungsanstalt Karlsruhe vom 4.10.1973, Nr. MA-KR 53264/73 und 53283/73-53284/73). Zur Ausführung kam daraufhin eine Gründung mittels vorgefertigter Betonrammpfähle, die zum Schutz gegen betonaggressives Grundwasser mit einer Epoxid-Teerpech-Beschichtung versehen wurden.

Zweifel an der einwandfreien Ausführung der Beschichtung und die Befürchtung, daß diese beim Rammen der Pfähle verletzt werden könnte, führten dazu, daß das Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (Prof. Gudehus) und das Institut für Beton und Stahlbeton, Abteilung Baustofftechnologie (Prof. Hilsdorf), beide Universität Karlsruhe, zur Beratung hinzugezogen wurden. Anläßlich eines Gesprächs am 16.1.1974 mit dem Bauherrn wurde von diesen eine genaue Untersuchung der Beschichtung des Zustandes der Beschichtung an den gerammten Pfählen und eine nochmalige chemische Analyse des Grundwassers vorgeschlagen. Mit Schreiben vom 17.1.1974 wurden die genannten Institute vom Bauherrn mit folgenden Arbeiten beauftragt:

- Bestimmung der zu ziehenden Rammpfähle,
- Untersuchung der Beschichtung auf Beschädigung,
- Untersuchung auf einwandfreie Beschichtung,
- Untersuchung auf Betonqualität der Pfähle,
- Untersuchung der Beschichtung der Pfähle,
- Vornahme von Wasseranalysen in bestimmten Tiefen,
  Auswertung der Ergebnisse,
  Vorschläge von evtl. erforderlichen Sanierungsmaßnahmen.

Anläßlich zweier Baustellenbegehungen am 23.1.1974 und am 4.2.1974 wurde festgestellt, daß an vielen Pfählen beim Durchrammen der zähen Müllschicht feine Querrisse entstanden waren, die gleichmäßig über die Länge der Pfähle verteilt waren. Außerdem wurde an einigen Pfählen eine deutliche Schrägstellung beobachtet.

Die Gutachter wurden daraufhin vom Bauherrn zusätzlich beauftragt, zur eventuellen Minderung der Nutzbarkeit der Pfahlgründung durch die Querrisse und die Schrägstellung Stellung zu nehmen. Die zunächst mündlich vorgetragene Beurteilung der Nutzbarkeit der Pfahlgründung (vergleiche Protokoll des Gesprächs am 4.2.1974) wird in Abschnitt 2. dieses Gutachtens nochmals dargelegt und erläutert. Die vorgenommenen Untersuchungen und ihre Ergebnisse werden nur beschrieben, soweit dies nicht bereits im schriftlichen Gutachten von Prof. Hilsdorf vom 22.4.1974 geschehen ist.

Am 15.3./18.3.1974 wurde auf Veranlassung des Prüfstatikers eine Probebelastung eines Pfahles im Bereich des Gebäudes vorgenommen. Eine zweite Probebelastung wurde am 19.3.1974 unter Leitung eines Mitarbeiters des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik durchgeführt. Erst zu diesem Zeitpunkt wurde das Institut zum ersten Mal über Einzelheiten des Bauwerks und der Bauwerkslasten unterrichtet. Bei beiden Probebelastungen wurde die erforderliche Sicherheit gegenüber den rechnerischen Lasten bei weitem nicht erreicht. Hieraus ergab sich die Notwendigkeit einer Verstärkung der Pfahlgründung. Am 19.3.1974 wurde das Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik vom Bauherrn aufgefordert, zur Tragfähigkeit der Pfähle gutachterlich Stellung zu nehmen. Die vom Institut vorgeschlagenen Sanierungsmöglichkeiten werden eingehend in Abschnitt 3.dieses Gutachtens erläutert.

Aus konstruktiven und wirtschaftlichen Gründen entschied sich der Bauherr anläßlich eines Gesprächs zwischen allen Beteiligten am 25.3.1974 für eine Sanierung der Pfahlgründung durch Injektion des Untergrundes im Bereich der Pfahlspitzen. Voraussetzung war die erfolgreiche Probeinjektion an zwei weiteren Probepfählen. Da diese Probeinjektionen die erforderliche Erhöhung der Tragfähigkeit der Pfähle erbrachten, kam die Sanierung mittels Injektionen zur Ausführung. Am 27.5.1974 wurde das Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik beauftragt, die technisch einwandfreie Durch-

führung der Injektionsarbeiten entsprechend den bodenmechanischen Gegebenheiten zu überwachen und die Wirksamkeit der Sanierung mittels Setzungsmessungen am Gebäude durch ein Vermessungsbüro zu kontrollieren. Die durchgeführten Untersuchungen, Kontrollen und Überwachungsmaßnahmen sind in Abschnitt 3. dieses Gutachtens eingehend dargestellt.

Es wurde von Seiten des Institutes festgestellt und dem Bauherrn zwischenzeitlich mitgeteilt, daß die Injektionsarbeiten technisch einwandfrei nach den Angaben ausgeführt worden sind. Die Setzungsmessungen lassen keine unzulässigen Setzungen infolge der Lastaufbringung erkennen, so daß die Sanierung als erfolgreich betrachtet werden kann.

2. GRUNDWASSERBESCHAFFENHEIT, QUERRISSE IN DEN PFÄHLEN UND BESCHICHTUNG

2.1 Betonaggressivität von Grundwasser und Müll

Die vor Baubeginn vom Bauherrn veranlaßte chemische Analyse des Grundwassers ergab eine hohe Ammoniumkonzentration; aufgrund dieses Befundes wurde das Wasser als betonaggressiv bzw. stark betonaggressiv eingestuft. Die Ammoniumkonzentrationen der Proben waren sehr unterschiedlich, und zwar traten die besonders hohen Werte in Wasserproben auf, die direkt dem Müll entnommen waren, während in Proben aus größeren Tiefen wesentlich geringere Ammoniumkonzentrationen gemessen wurden. Eine im Februar 1974 von Dipl.-Ing. E. Schwarz veranlaßte zweite Analyse (Chem. Analytisches Labor Dr. rer.nat. F. Kuhlmann, vom 11.2.1974) bestätigte diesen Zusammenhang.

Wie aus den Bohrprofilen des Gutachtens Schwarz und aus den durch uns veranlaßten Bohrungen (siehe Anlage 4) hervorgeht, stehen unter dem Müll Schichten bindigen Bodens und darunter Sand- und Kiesschichten an. Die bindigen Schichten bestehen aus Schluff, Ton, Faulschlamm und Torf. Während Schluff, Ton und Faulschlamm praktisch wasserundurchlässig sind, kann eine Torfschicht auch wasserdurchlässig sein. Außerdem wurde festgestellt, daß die bindigen Schichten in ihrer Mächtigkeit stark schwanken, so daß nicht ausgeschlossen werden konnte, daß diese Schichten stellenweise völlig fehlen. Somit war zwar eine gewisse Abschirmung der tieferliegenden Schichten gegen herabsickerndes, stark ammoniumhaltiges Wasser gegeben, jedoch konnte diese Abschirmung keineswegs als zuverlässig dicht angesehen werden. Zum Schutze des Grundwassers ordnete nun der Bauherr die umgehende Entfernung des Mülls im Gebäudebereich an. Bis zur Höhe der Kellersohle wurde Kiessand angeschüttet.

Der Antransport von ammoniumhaltigem Wasser durch die Grundwasserströmung in den tieferen Sand- und Kiesschichten aus Bereichen außerhalb der Gebäude unter die Gebäude war damit jedoch nicht ausgeschlossen. Hierzu wären Abschirmungsmaßnahmen in Form von Schlitz- oder Spundwänden erforderlich gewesen. Um Unterlagen über die Notwendigkeit und gegebenenfalls das Ausmaß solcher Maßnahmen zu erhalten, wurde von uns die Entnahme von Grundwasserproben aus vier weiteren Bohrungen nördlich der Baugrube mit den Tiefen 7, 9, 12 und 15 m bezogen auf Geländeoberkante veranlaßt. Da in diesem Gebiet eine von Norden nach Süden gerichtete Grundwasserströmung vorherrscht, war an dieser Stelle mit einer geringen Störung der Grundwasserverhältnisse durch Baumaßnahmen und Müllaushub zu rechnen. Bezüglich der genauen Lage der Bohrungen und der Art der Probenentnahme wird auf das Gutachten von Prof. Hilsdorf bzw. Anlage 1 dazu verwiesen.

Bei der im Institut für Beton und Stahlbeton durchgeführten chemischen Analyse des Grundwassers wurde erstmals bei diesem Bauvorhaben zwischen

dem nicht betonaggressiven, gasförmig gelösten Ammoniak und dem betonaggressiven, in Form von Salzen gebundenen Ammonium unterschieden. Wichtigstes Ergebnis dieser Analyse war der Nachweis, daß in den Wasserproben nur ein sehr geringer Teil des Ammoniums in gebundener Form vorlag und das Grundwasser in den Sand- und Kiesschichten nach DIN 4030 als nicht betonaggressiv betrachtet werden konnte (vgl. Gutachten Hilsdorf). Ein in dieser Hinsicht ebenfalls günstiges Ergebnis brachte die nachfolgende Untersuchung von drei Proben des Müllmaterials selbst durch das gleiche Institut. Die Konzentration der betonaggressiven Ammoniumsalze in einem wässrigen Auszug aus dem Müll war zwar beträchtlich höher, es konnte jedoch berücksichtigt werden, daß die Pfähle nach der Entfernung des Mülls im Bereich der Pfahlgründung und Ersatz durch Kiessand nicht mehr in unmittelbarem Kontakt mit dem Müllmaterial stehen.

Nach diesen Untersuchungsergebnissen konnte auf zusätzliche Abschirmungen des Bauwerks gegen aggressives Grundwasser ganz verzichtet werden.

2.2 Querrisse

Bei der Baustellenbegehung am 23.1.1974 durch Mitarbeiter des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik und des Instituts für Beton und Stahlbeton wurde unter anderem das Rammen von Pfählen beobachtet. Einer der Pfähle zeigte, - nachdem über längere Zeit vergeblich versucht worden war, den Müll zu durchrammen -, plötzlich feine Querrisse, die annähernd
(1) gleichmäßig über die Länge des Pfahls verteilt waren. Siehe dazu Anlage 1. Die Risse verliefen um den ganzen Pfahl herum jeweils in Höhe eines Bewehrungsbügels.

Am 4.2.1974 wurden bei mehr als der Hälfte der inzwischen durch den Aushub des Mülls im oberen Drittel freigelegten Pfähle diese charakteristi-

schen Querrisse festgestellt (siehe hierzu Anlage 1). Außerdem wurden an einigen Pfählen deutliche Schrägneigungen beobachtet.

Beim Einrammen der Fertigbeton-Rammpfähle (Querschnitt 30 x 30 cm) mit der Dieselramme in den Kies und Sand verformt sich unter der Energie des durch den Pfahl übertragenen Schlages des Rammbären der Boden an der Pfahlspitze plastisch: Der Kies wird verdichtet und verdrängt und der Pfahl dringt ein. Durch die plastische Verformung des Kieses wird der größte Teil der Rammenergie verbraucht.

Das zähe und federnde Müllmaterial verhält sich nach der Beobachtung völlig anders: Unter der Energie des Schlages gibt der Müll elastisch nach, wobei durch die Zusammendrückung unter der Pfahlspitze eine momentane Materialverfestigung stattfindet. Der Müll entspricht also vereinfacht einer Feder mit nichtlinearer Federkennlinie. Zum Zeitpunkt der größten Eindringung des Pfahles ist praktisch die gesamte Energie des Schlages in Form von elastischer Energie im Pfahl und im Müllmaterial gespeichert. Es erfolgt daraufhin die Entspannung und nach kurzer Zeit befindet sich der Pfahl wieder in seiner ursprünglichen Höhe. Mittels einer dynamischen Berechnung kann man nachweisen, daß sich unter den geschilderten Umständen kurzzeitig Zugspannungen im Pfahl entwickeln können, die dann unter Umständen zum Reißen des Betons an der gegenüber Zugspannungen schwächsten Stelle des Querschnitts führen.

Das Federn und das dadurch bedingte Reißen der Pfähle beim Durchrammen des sehr inhomogenen und zähen Mülls ist durch keine praktikable technische Maßnahme ganz auszuschließen.

Die feinen Risse beeinträchtigen die Tragfähigkeit der Pfähle bei mittigem Druck nicht. Da zur Zeit der Rammarbeiten noch davon ausgegangen werden mußte, daß das Grundwasser betonangreifend ist, wurde von unserer

Seite gefordert, daß die durch Schrägstellung bzw. Exzentrizität der Pfähle bedingten Momente nicht zu einem Klaffen der Risse führen dürfen. Der Statiker wurde beauftragt, die Einhaltung der damit festgelegten maximalen Schrägstellung zu überprüfen. Da in dieser Hinsicht bisher weder vom Statiker noch vom Prüfstatiker Bedenken geäußert worden sind, gehen wir davon aus, daß in keinem Fall ein rechnerisches Klaffen der Risse vorliegt. Somit braucht mit einer Beeinträchtigung der Tragfähigkeit der Pfahlgründung durch die Querrisse nicht gerechnet zu werden.

2.3 Zustand der Beschichtung

Da man seinerzeit davon ausging, daß das Grundwasser auch in den tragfähigen Kies- und Sandschichten betonaggressiv ist, wurden die Rammpfähle mit einer Beschichtung versehen. Die Herstellungsfirma verwendete hierzu nach ihrem eigenen Vorschlag eine Epoxidharz-Teerpech-Kombination, die in zwei Lagen mit insgesamt 0.7 mm Dicke aufgebracht wurde. Hinsichtlich der mechanischen Festigkeit bezeichnete die Firma diese Schichtdicke als ausreichend unter Bezug auf das "Merkblatt für Schutzüberzüge auf Beton bei sehr starken Angriffen nach DIN 4030", das die zu fordernde Schichtdicke von der Stärke der mechanischen Beanspruchung abhängig macht. Was unter einer "leichten bis mittleren" bzw. einer "schwereren" mechanischen Beanspruchung zu verstehen ist, wird in dem Merkblatt nicht definiert.

Der Prüfstatiker Dipl.-Ing. Schlott billigte diesen Vorschlag (Prüfbericht Nr. 2a vom 4.12.1973).

Die Firma verwies im übrigen auf gute Erfahrungen beim Bau des Ij-Tunnels in Amsterdamm: Dort waren mit einer Epoxidharz-Teerpech-Kombination bestrichene Spundbohlen nach dem Rammen wieder gezogen worden, wobei die Beschichtung nach Auskunft der Firma keine Beschädigungen aufwies.

Hierzu nehmen wir wie folgt Stellung: Über die Durchlässigkeit der Beschichtung gegenüber Wasser können keine exakten Aussagen gemacht werden, da es zu einer diesbezüglichen Untersuchung nicht gekommen ist. Es besteht aber unseres Erachtens keine Veranlassung, an der Wasserdichtigkeit der Beschichtung zu zweifeln, soweit sie unverletzt ist.

Die Schichtdicke von 0.7 mm entspricht nach dem "Merkblatt für Schutzüberzüge auf Beton bei sehr starken Angriffen nach DIN 4030 (Fassung April 1973)" einer Einstufung als "ohne mechanische Beanspruchung". Die Kräfte an der Oberfläche eines Betonpfahles beim Rammen in Kies sind jedoch so stark, daß es sogar zu oberflächlicher Beschädigung des Betons kommen kann. Auch unter der Einschränkung, daß die Einwirkungen einmalig sind, hätte man ohne einen Vorversuch von einer "schweren mechanischen Beanspruchung" ausgehen müssen, bei der gemäß dem oben zitierten Merkblatt im allgemeinen eine Schichtdicke von mehr als 3 mm erforderlich ist.

Der Hinweis auf die offenbar genügend große mechanische Festigkeit der Beschichtung auf Spundbohlen ist in diesem Zusammenhang nicht stichhaltig, da die Beanspruchungen an der Oberfläche von Spundbohlen beim Rammen sich wesentlich von denjenigen an Betonrammpfählen unterscheiden. Außerdem sind die Untergrundverhältnisse am Ij-Tunnel und in Hemsbach voneinander wesentlich verschieden.

Anläßlich der Baustellenbegehung am 23.1.1974 wurde auf der Baustelle ein Pfahl besichtigt, der bis in den Kies gerammt worden war, dann abbrach und wieder gezogen wurde. Obwohl der Pfahl nicht bis zu der geplanten Tiefe eingedrungen ist, also nicht den größten beim Rammen auftretenden Kräften ausgesetzt war, wies die Beschichtung an der Spitze und an den Kanten erhebliche Beschädigungen auf. Siehe hierzu Fotos
(1) Nr. 8 und 9 in Anlage 1.

Es muß also damit gerechnet werden, daß der Epoxidharz-Teerpech-Anstrich im unteren Bereich, soweit die Pfähle in die Kiesschicht einbinden, teilweise beschädigt ist.

Um sichere Aussagen über das Ausmaß der Fehlstellen in der Beschichtung der gerammten Pfähle zu erhalten, wäre es notwendig, mindestens einen - besser mehrere - Pfähle auszugraben. Ein Ziehen der Pfähle ist nicht zweckmäßig, da dabei eine Umkehr der Richtung der Schubkräfte an der Pfahloberfläche eintritt. Es ist nicht auszuschließen, daß durch diese Umkehrung der Beanspruchungsrichtung die Beschädigungen an der Beschichtung noch weiter verstärkt oder überhaupt erst hervorgerufen werden.

Wegen des in etwa 4 Meter Tiefe unter Geländeoberkante anstehenden Grundwassers wäre eine Umspundung der auszugrabenden Pfähle mit 12 m langen Spundbohlen in einem etwa 3 mal 4 Meter messenden Rechteck notwendig gewesen. Außerdem hätte man die Pfähle durch ein Hüllrohr gegen Beschädigungen durch den Baggerlöffel schützen müssen.

Angesichts der zwischenzeitlich erfolgten Feststellung, daß das Grundwasser nicht betonaggressiv ist, damit also eine Gefährdung der Standsicherheit des Gebäudes durch eine schadhafte Beschichtung nicht gegeben ist, entschloß sich der Bauherr wegen der hohen Kosten für das Ausgraben der Pfähle, diese Beweissicherungs-Maßnahme nicht weiter zu verfolgen.

3. SANIERUNG DER PFAHLGRÜNDUNG

3.1 Untergrund und Bauwerk

3.1.1 Untergrund

In Abschnitt 1. und 2. wurde der Aufbau des Untergrundes bereits kurz geschildert, jedoch nur soweit, wie es für die Beurteilung der Grundwasserverhältnisse notwendig war.

(4) Aus den Bohrprofilen D, F, i, K, BI, BII, BIII in der Anlage 4, deren
(2) Lage im Baugelände aus Anlage 2 ersichtlich ist, ergibt sich, daß der Untergrund sehr inhomogen aufgebaut ist und sowohl mit der Tiefe als auch von Bohrung zu Bohrung stark wechselt. Die grobe Aufteilung - von unten nach oben: Kies und Sand, bindige Schichten, Müll - ist überall gleich, jedoch variiert die Obergrenze der rolligen Schichten zwischen 6,40 m und 4,00 m unter Baunull und liegt im Mittel bei ca. - 4,50 m. Zwischen den rolligen Schichten sind teilweise organische Schluffschichten eingebettet. Die erwähnten bindigen Schichten variieren in ihrer Mächtigkeit zwischen 3,40 m (Profil K) und 0,4 m (Profil BIII) und enthalten im allgemeinen eine Faulschlammschicht sowie Torf- und Schluffschichten. Oft wurde eine Vermengung aller drei Bodenarten angetroffen. Beim Vergleich der Bohrprofile ließ sich keine charakteristische Schichtenfolge feststellen. Die Dicke der Müll- und Auffüllschicht lag zwischen 1,70 m und 3,80 m.

Die im Gutachten von Dipl.-Ing. E. Schwarz vom 18.6.1973 vorgelegten Bohrprofile zeigen ähnliche Verhältnisse.

Die Bohrungen B1, B2, B3 bis B8 in Anlage 4 wurden von Dipl.-Ing. Schwarz veranlaßt; die Bodenproben wurden dem Institut zugeschickt und dort aufgenommen. Da weder Lage noch Höhe des Bohransatzpunktes mitgeteilt worden

waren, wurden diese Bohrungen zur Beurteilung nur bedingt herangezogen und sind hier eher als Illustration für die Inhomogenität des Untergrundaufbaus wiedergegeben.

Die bei den Aufschlußbohrungen entnommenen Bodenproben wurden nach ihrer Zusammensetzung klassifiziert; diese Klassifikation ist in den Bohrprofilen eingetragen. Von einigen charakteristischen Proben wurden als Un-
(5) terlage für Injektionsmaßnahmen Sieblinien ermittelt (Anlage 5). Es zeigte sich, daß der rollige Boden in drei verschiedenen Formen vorkommt:

- ausgeprägt einkörnige Sandschichten,
- gut abgestufte Kiessande,
- Kiesschichten mit geringem Sandanteil.

Der Untergrund weist vermutlich eine Feinschichtung von Sand und Kies auf, wobei die Dicke dieser Schichten im Zentimeterbereich liegt. Das angewendete Bohrverfahren ist zur Feststellung solcher Feinstrukturen nicht geeignet. Bei der geologischen Lage des Baugeländes in dem ehemaligen Bett eines Flusses, der nur wenige Kilometer entfernt aus den Mittelgebirgen heraustrat und bei der unmittelbaren Nähe des Odenwaldes ist eine Feinschichtung durchaus zu erwarten: Bei starken Änderungen der Fließgeschwindigkeit innerhalb relativ kurzer Zeitspannen werden vorwiegend dünne Schichten von einkörnigem Material abgelagert.

Die Kies- und Sandschichten stellen eine junge Ablagerung dar, die nicht durch eine geologische Überlagerung vorbelastet ist (die Belastung durch den Müll ist unbedeutend). Dieser Umstand wirkt sich u.a. ungünstig auf die Tragfähigkeit von Pfählen aus.

3.1.2 Bauwerk

Der Bauabschnitt I des BIZ NBB HEMSBACH besteht aus einem zweigeschossigen Schulgebäude und einer Turnhalle, die durch einen ebenfalls zweigeschossigen Technik- und Verwaltungstrakt verbunden werden. Die fünf Treppenhauskerne und die Kriechkellerwände sind in Ortbeton hergestellt. Das gesamte übrige Gebäude einschließlich Kriechkellerdecke ist in Fertigteilbauweise konstruiert. Damit stellt das Bauwerk in konstruktiver Hinsicht überwiegend ein statisch bestimmtes System dar, das zwar in seiner Tragwirkung relativ unempfindlich gegen Setzungsunterschiede ist, bei dem allerdings nicht die i.a. erwünschte Lastumverteilung bei unterschiedlich großen Setzungen eintritt. Trotz dieser statischen Bestimmtheit waren wegen der Empfindlichkeit des Innenausbaus und der Fassadenfertigteile möglichst geringe Setzungsunterschiede nach dem Innenausbau anzustreben.

Das Gebäude ist auf 8 und 10 m langen Fertigbeton-Rammpfählen mit 30 mal 30 cm Querschnitt gegründet. Die Pfähle sind in Gruppen angeordnet, die durch eine Pfahlkopfplatte zusammengefaßt werden. Diese im allgemeinen 50 cm hohen Platten tragen die Köcherfundamente für die Stützen und werden durch einen Rost von Zerrbalken (50 cm hoch, 30 cm breit) zur Aufnahme der Horizontalkräfte verbunden. Achsmaß dieses Rostes ist 7.20 m.

Im Schulgebäude beträgt die rechnerische Belastung der Gruppen von drei Pfählen maximal 177,6 Mp. Da viele Pfähle wegen der Schwierigkeiten beim Rammen nicht in der planmäßigen Lage stehen, ergeben sich aus diesen Exzentrizitäten bei einigen Pfählen rechnerisch Lasten von über 80 Mp. Die Pfahllasten unter den statisch unbestimmt gestützten Kernen betragen durchschnittlich zwischen 52 und 54 Mp. Im Bereich der Turnhalle und des Technikbereiches werden einige Pfähle planmäßig mit bis zu 80 Mp belastet.

3.2 Gründung

3.2.1 Tragfähigkeit der vorhandenen Gründung

Auf Veranlassung des Prüfstatikers Dipl.-Ing. Schlott wurden am 15./18.3.1973 und am 19.4.1974 zwei Probebelastungen an Probepfählen durchgeführt, die zweite unter Leitung eines Mitarbeiters des Instituts
(2) Die Lage der Pfähle ist aus Anlage 2 ersichtlich.

Bei den Probebelastungen wurde der Pfahl durch eine hydraulische Presse, die sich nach oben gegen ein Paar hoher I-Träger abstützte, achsial belastet. Die I-Träger waren über zwei Traversen mit Spannstahl-Zuggliedern an vier Zugpfählen verankert, die in einigen Metern Entfernung vom Probepfahl eingerammt waren. Zwischen I-Träger und Presse war eine Druckmeßdose gesetzt, mit der direkt die auf den Pfahl wirkende Kraft gemessen wurde. Am Kopf des Pfahls war an zwei gegenüberliegenden Seiten je eine Meßuhr befestigt, die die Verschiebung des Pfahlkopfes gegenüber zwei auf der Erdoberfläche aufliegenden und verankerten horizontalen Balken anzeigten.

Bei jeder Probebelastung ist ein Zeit-Setzungs-Diagramm und ein Last-Setzungs-Diagramm aufzustellen. Nach DIN 4026 ist die Grenzlast Q_g eines Fertigbeton-Rammpfahles diejenige Last, bei der sich eine bleibende Setzung von 2,5 % der mittleren Kantenlänge des Pfahlquerschnitts einstellt. In diesem Fall betrug die bleibende Setzung nach Entlastung für Q_g also $2,5 \cdot 300/100 = 7,5$ mm. Eine Kopie des Last-Setzungs-Diagramms der von Dipl.-Ing. Schwarz am 15./18.3.1974 durchgeführten Probebela-
(3) stung I ist dem Institut übergeben worden und in Anlage 3 als Reproduktion beigefügt. Ein Zeit-Setzungs-Diagramm liegt nicht vor. Nach DIN 4026 ergibt sich aus dem Last-Setzungs-Diagramm als Grenzlast $Q_g = 88$ Mp.

Die Probebelastung Nr. II wurde an einem etwa 9 m langen Pfahl ausge-
(3) führt. Das Zeit-Setzungs- und das Last-Setzungs-Diagramm sind in Anlage 3 dargestellt. Die Grenzlast betrug in diesem Fall Q_g = 71 Mp.

Die Sicherheit eines Pfahles gegen Versinken unter der rechnerischen Last P_{Pf} berechnet sich nach: $\eta = Q_g/P_{Pf}$. Geht man von der maximalen bei diesem Bauwerk auftretenden Pfahllast von P_{Pf} = 80 Mp aus, so ergeben sich Sicherheiten von η_I = 1.1 und η_{II} = 0.89. In DIN 1054, Tabelle 8, ist bei Ausführung von mindestens zwei Probebelastungen eine Mindestsicherheit von η = 1.75 für Lastfall 1 vorgeschrieben. Da diese Sicherheit bei weitem nicht erreicht wurde, ergab sich die Notwendigkeit, die Pfahlgründung erheblich zu verstärken.

In DIN 4026 sind in Tabelle 3 auf Erfahrungswerten beruhende zulässige Pfahllasten in Abhängigkeit von der Einbindetiefe in den tragfähigen Boden für Beton-Rammpfähle mit Rechteckquerschnitt angeführt. Geht man von der Annahme einer gemäß dieser Tabelle "ausreichend dichten" Lagerung des rolligen Bodens und einer mittleren Einbindetiefe von etwa 4 m in diese Schichten aus, so ergibt sich eine zulässige Pfahllast von 45 Mp. Durch Multiplikation mit einem Sicherheitsfaktor von 1.75 erhält man eine Grenzlast Q_g = 79 Mp, ein Wert, der in der Größenordnung der in den Probebelastungen ermittelten Grenzlasten liegt. Der Untergrund am BIZ NBB Hemsbach entspricht also hinsichtlich der Tragfähigkeit von Fertigbeton-Rammpfählen recht gut den der DIN 4026 zugrunde liegenden durchschnittlichen Verhältnissen.

Zum Zeitpunkt der Probebelastungen war der weitaus größte Teil der Pfähle bereits gerammt, im östlichen Teil des Baubschnitts I waren die Ortbetonarbeiten für Pfahlkopfplatten und Zerrbalkenrost weit fortgeschritten. Nach Auskunft des Statikers Dipl.-Ing. Spielkamp betrug die rechnerische Last aus dem Rohbau allein etwa 53 % der Gesamtlast (siehe auch Brief 3.5.1974). Es bestanden daher von Seiten des Instituts keine Bedenken

gegen einen aus Termingründen gebotenen Beginn der Rohbau-Montage. Da im westlichen Teil der Gründungsfläche noch Nachrammungen möglich waren, wurden vom Institut vorsorglich die maximalen rechnerischen Lasten zu 50 Mp für 10 m-Pfähle und 40 Mp für 8 m-Pfähle festgelegt.

Außerdem wurden zwei weitere Probebelastungen im östlichen Teil des Baugeländes außerhalb des Gebäudegrundrisses vorgesehen. In der Nähe dieser und der beiden bereits belasteten Probepfähle wurden insgesamt drei Erkundungsbohrungen und drei Drucksondierungen angeordnet. Die Übertragung der Ergebnisse von Drucksondierungen auf die Tragfähigkeit von Rammpfählen in rolligem Boden ist ohne ausreichende Vergleichsversuche problematisch. Zweck der genannten Erkundungen war es, zu versuchen, einen Zusammenhang zwischen den Ergebnissen der Drucksondierungen, den Bodenprofilen und der Tragfähigkeit der Pfähle zu ermitteln. Nur bei Probepfahl IV wurde ein sehr geringer Spitzendruck der Drucksonde fast bis zur Tiefe der Pfahlspitze und zugleich eine entsprechend geringe Tragfähigkeit des Pfahles festgestellt. In den beiden anderen Fällen war der gesuchte Zusammenhang nicht zu erkennen. Es war danach nicht vertretbar, allein aus dem Ergebnis von Drucksondierungen auf die Pfahltragfähigkeit zu schließen.

Die Bohrprofile wurden außerdem als Unterlage für die später durchzuführenden Probeinjektionen benötigt (siehe Abschnitt 3.3). Sie sind in
(4) der Anlage 4 unter der Bezeichnung BI, BII und BIII angefügt.

3.2.2 Sanierungsvorschläge

Nachdem das Institut mit Brief vom 19.3.1974 aufgefordert worden war, zur Tragfähigkeit der Pfahlgründung Stellung zu nehmen, wurden dem Bauherrn bei einem Gespräch am 25.3.1974 zwischen allen Beteiligten die

folgenden Vorschläge zur Verstärkung der Gründung vorgelegt:

1) Nachrammung von Pfählen der gleichen Art bei allen Pfahlgruppen, bei denen die Pfahlkopfplatte noch nicht hergestellt war. Um die notwendige Tragfähigkeit einer Pfahlgruppe zu erreichen, war entsprechend der reduzierten zulässigen Last des Einzelpfahls mit etwa der Verdoppelung der Anzahl der Pfähle pro Gruppe zu rechnen. Dies hätte eine wesentliche Vergrößerung der Pfahlkopfplatten erforderlich gemacht.

2) Verstärkung durch sog. Wurzelpfähle, das sind Ortbeton-Bohrpfähle von ca. 20 cm Durchmesser, die zwischen den Fertigbeton-Rammpfählen hindurch oder außen um die Pfahlgruppen herum gebohrt werden könnten. Diese Arbeit würde sich auch vom Kriechkeller des fertig montierten Rohbaus aus vornehmen lassen. Schwierigkeiten würden sich beim Durchbohren der bereits betonierten Pfahlkopfplatten wegen der durchschnittenen Bewehrung oder beim kraftschlüssigen Anschluß von außen an die Pfahlkopfplatte ergeben. Abgesehen von diesen konstruktiven Schwierigkeiten war das Verfahren von der bodenmechanischen Seite her als zuverlässig zu betrachten.

3) Verstärkung der Gründung durch Verfestigung des Untergrundes im Bereich der Pfahlspitzen mit Injektionen. Diese Maßnahme würde sich ebenfalls vom Kriechkeller aus durchführen lassen. Änderungen an den Pfahlkopfplatten waren nicht notwendig. Angesichts der Außergewöhnlichkeit der Maßnahme und der für Injektionen ungünstigen Untergrundverhältnisse wurde vorgeschlagen, an den beiden Pfählen, an denen noch Probebelastungen durchgeführt werden sollten, Probeinjektionen vorzunehmen.

Aus terminlichen und wirtschaftlichen Gründen entschied sich der Bauherr für den dritten Vorschlag. Die endgültige Entscheidung wurde jedoch so lange vorbehalten, bis durch erfolgreich verlaufene Probeinjektionen und

-belastungen erwiesen war, daß das Verfahren mit ausreichender Sicherheit zu der erforderlichen Verstärkung der Pfahlgründung führen würde. Wirtschaftliche und baubetriebliche Gründe führten zu der Entscheidung, sich auf diese eine Sanierungsmaßnahme zu beschränken, sie also auch bei Pfahlgruppen anzuwenden, bei denen die Pfahlkopfplatten noch nicht fertiggestellt waren.

3.2.3 Grundsätzliches über die Injektionen

Um die Tragfähigkeit der Rammpfähle durch Bodenverfestigung wirksam zu erhöhen, war mindestens derjenige die Pfahlspitze umgebende Bodenkörper zu injizieren, in welchem beim Versinken des Pfahls der größte Teil der Verformungen stattfinden würde. Nach dieser Überlegung wurde aufgrund bekannter Forschungsergebnisse ein senkrechter zylindrischer Injektionskörper mit einem Durchmesser von fünfmal der Kantenlänge des Pfahlquerschnitts - also 1,50 m - und einer Höhe von etwa 2 m als ausreichend betrachtet, wobei die Pfahlspitze etwa in halber Höhe des Zylinders liegen sollte. Voraussetzung dafür, daß die Bodenverbesserung sich entscheidend auf die Pfahltragfähigkeit auswirken konnte, war zusätzlich, daß der Injektionskörper vollständig war und die Pfahlspitze ringsum einschloß.

Beim Injizieren von einer Bohrung seitlich des Pfahls mußte damit gerechnet werden, daß auf der der Bohrung abgewandten Seite des Pfahls ein "Schatten" entstand, d.h. ein Bereich, der nicht oder nur unvollkommen vom Injektionsgut erreicht wurde und somit eine Fehlstelle im Injektionskörper darstellte. Diese Schatten mußten unbedingt vermieden werden; daher wurden an jedem Pfahl zwei einander gegenüber liegende Injektionsbohrungen angeordnet.

Es gibt bisher kein Injektionsmittel, das allein angewendet für die Verfestigung des beschriebenen, inhomogenen Untergrundes ausreichen würde. Zementsuspension läßt sich sehr gut in Kies verpressen, aber die untere Grenze der Injizierbarkeit liegt, selbst bei Zugabe von Bentonit, etwa bei Grobsand. Hinzu kommt, daß in dem vermutlich nicht dicht gelagerten rolligen Boden die Verpreßdrücke gering gehalten werden müssen, um ein Aufreißen des Bodens zu vermeiden. Chemische Injektionsmittel dagegen sind für Fein- bis Grobsand gut geeignet, nicht jedoch für Kies, da sie in diesem stark durchlässigen Material leicht vom Grundwasser fortgespült werden. Außerdem können sie in dem grobporigen Kies aufgrund ihrer speziellen Wirkungsweise allein nicht die erforderliche Verfestigung bewirken.

Es mußte daher eine zweifache Injektion durchgeführt werden: Zuerst wurde eine festgelegte Menge Zementsuspension bei einem begrenzten Druck verpreßt; in den Horizonten, die nur geringe oder überhaupt keine Zementaufnahme zeigten, wurde anschließend ein chemisches Mittel nachinjiziert. Auf diese Weise konnte weitgehend sichergestellt werden, daß sich um die Pfahlspitzen herum der erforderliche geschlossene Injektionskörper bildete.

In Fällen, wo mit besonders schlechtem Untergrund gerechnet wurde oder wo sich bei Teilbelastung bereits bedenkliche Setzungen gezeigt hatten, wurde unabhängig von der Zementaufnahme zusätzlich das chemische Injektionsmittel verpreßt, um das günstige Zusammenwirken der beiden Mittel auszunutzen. Bei den oben angegebenen Abmessungen des theoretischen Injektionskörpers und der Annahme von ca. 30 % Porenvolumen des rolligen Bodens ergibt sich eine Mindestmenge von etwa 1 m^3 Injektionsmittel pro Pfahl. Die Annahme einer nahezu zylindrischen Form des verpreßten Raums trifft jedoch praktisch nie zu. In der Feinschichtung kann sich die Durchlässigkeit der Schichten auf relativ geringe vertikale Entfernung um Zehnerpotenzen ändern. Das Injektionsgut bevorzugt die durch-

lässigeren Schichten und kann in ihnen weit fortfließen, ohne in die weniger durchlässigen Schichten einzudringen. Dieser Vorgang läßt sich anhand des gemessenen Verpreßdrucks und der Fließgeschwindigkeit beim Verpressen nicht sicher nachweisen bzw. ausschließen. Es ist also notwendig, unter bestimmten Umständen auch bei voller Zementaufnahme mit chemischen Mitteln nachzuinjizieren: Nachdem die grob durchlässigen Schichten mit Zementsuspensionen verfüllt sind, muß das chemische Injektionsgut in die weniger durchlässigen Schichten eindringen.

Zu der durch den Untergrund gegebenen Notwendigkeit einer Vergrößerung der theoretischen Mindestmenge kommen noch Ungenauigkeiten aus Einmessung und Niederbringen der Bohrung hinzu, die später detailliert beschrieben werden. Es war daher insgesamt ein Sicherheitszuschlag von 200 % bis 300 % für die zu verpressenden Mengen an Injektionsgut je nach Gegebenheiten notwendig.

Unter den verschiedenen, zur Verfügung stehenden chemischen Injektionsverfahren wurde dem Joosten-Verfahren der Vorzug gegeben. Es besteht in der Injektion von zwei verschiedenen Chemikalien in zwei aufeinanderfolgenden Arbeitsgängen: Zuerst wird eine Natriumsilikat-Lösung (Na_2Si/SiO_2, Wasserglas), danach eine Chlorkalcium-Lösung ($CaCl_2$) verpreßt. Die beiden Stoffe verbinden sich im Boden zu einem festen Gerüst aus verschiedenen Kettensilikaten.

Das Verfahren ist wegen des doppelten Arbeitsgangs teurer als Monogel-Verfahren, erwies sich aber im vorliegenden Fall als vorteilhafter:

- es ist erprobt und zuverlässig, ein sehr wichtiger Vorteil unter den gegebenen, außerordentlichen Verhältnissen und den schwierigen Arbeitsbedingungen;
- es verleiht dem injizierten Boden erwiesenermaßen die in diesem Fall erforderliche hohe dauernde Druckfestigkeit;

- da die Erhärtung erst mit der Verbindung der beiden Chemikalien einsetzt, kann der Erhärtungszeitpunkt beliebig festgelegt werden. Insbesondere kann eine - unter den gegebenen Arbeitsbedingungen durchaus mögliche - Störung des Injektionsvorgangs nicht zu einer vorzeitigen Erhärtung des Mittels im Manschettenrohr oder in den Zuleitungen führen. Eine fehlgelaufene Injektion wäre sonst nur unter großem Aufwand (Neubohrung in den Injektionskörper) sanierbar.

Der technische Ablauf der Injektionen sei hier kurz geschildert: Nach Niederbringen der Bohrung wird in das hohle Bohrgestänge die Injektionslanze eingeführt, ein Plastikrohr, das im unteren Abschnitt alle 33.3 cm Öffnungen aufweist, die von außen jeweils durch ein Stück Gummischlauch - die "Manschette" - verschlossen sind. Die Lanze verbleibt im Boden, während das Bohrgestänge gezogen und gleichzeitig das Bohrloch mit einer Suspension aus Zement und Bentonit als Stützflüssigkeit gefüllt wird. Diese Flüssigkeit hat die Aufgabe, das im rolligen Boden sonst nicht standfeste Bohrloch zu stützen und nach Erhärten den oberen Teil des Bohrlochs gegen Aufsteigen von Injektionsgut beim Verpressen abzudämmen. Bei der Injektion wird in die Lanze ein Rohr eingeführt, welches am unteren Ende zwei Packer im Abstand von 33 cm trägt; die Packer dichten den zwischen ihnen liegenden Abschnitt der Lanze vollständig nach oben und unten ab und werden so positioniert, daß zwischen ihnen eine Manschette liegt. Die Injektionsflüssigkeit wird in den Raum zwischen den Packern gepreßt, drückt die Manschette beiseite, sprengt die erhärtete Stützflüssigkeit in Höhe der Manschette auf und dringt in den umgebenden Boden ein. Nachdem das Packerrohr um 33.3 cm verschoben worden ist, wird der gleiche Vorgang an der nächsten Manschette wiederholt.

3.3 Probeinjektionen

Um die erreichbare Erhöhung der Tragfähigkeit der Pfähle festzustellen und das Injektionsverfahren zu testen, wurden die Probebelastungen Nr. III und Nr. IV nach folgendem Schema durchgeführt: Nach einer Probebelastung im unsanierten Zustand wurde bei beiden Pfählen der Bereich um die Pfahlspitze mit Zementsuspension injiziert. Nach 10 Tagen erfolgte eine Probebelastung von Pfahl III. Hierauf wurde bei beiden Pfählen der Injektionskörper mit dem chemischen Mittel nachverpreßt. Nach dem Erhärten wurden beide Pfähle nochmals probebelastet.

Die Injektionsbohrungen wurden etwa 30 cm vom Pfahl entfernt an zwei gegenüberliegenden Seiten vertikal niedergebracht. Da über die Länge von Pfahl III widersprüchliche Angaben vorlagen, wurden hier zur Sicherheit die Bohrungen bis 10,5 geführt und mit beiden Verpreßmitteln neun Manschetten beaufschlagt. Am Pfahl IV wurden wie vorgesehen sieben Manschetten benutzt. Pro Manschette wurden maximal 100 ltr Zementsuspension und insgesamt 100 ltr chemisches Injektionsgut verpreßt.

Bei der Zementinjektion an der ersten Lanze von Pfahl III kam es bei einem Verpreßdruck von 25 atü zu Hebungen der Erdoberfläche und Aufquellen von Zementsuspension. Nach Verminderung des Druckes auf 12 atü trat ebenfalls Umlauf ein, und es mußte an dieser Lanze die Injektion vorerst abgebrochen werden. Ein zweiter, späterer Versuch war gleichfalls erfolglos, so daß an dieser Lanze nur an den fünf untersten Manschetten Zementsuspension verpreßt worden ist. Durch die drei anderen Lanzen wurden bei 12 atü die vorgesehenen Mengen injiziert.

Man kann also davon ausgehen, daß der Zementinjektionskörper am Pfahl III in der oberen Hälfte, d.h. im Bereich des Pfahlschaftes, nicht vollständig ausgebildet war. Das chemische Mittel wurde vollständig wie vorgesehen

injiziert, wobei der festgesetzte Druck von 15 atü nur vorübergehend geringfügig überschritten wurde.

(3) Anhand der Last-Setzungs-Diagramme in Anlage 3 wurden die Grenzlasten Q_g nach DIN 4026 ermittelt und sind nachfolgend zusammengestellt:

		Q_g [Mp]	
		Pfahl III	Pfahl IV
1	Probebelastung ohne Injektion	72	58
2	Probebelastung nach Zementinjektion	102	-
3	Probebelastung nach Zement- und chemischer Injektion	122	145

Die Werte bei Pfahl III, Zeile 2 und Pfahl IV, Zeile 3, sind durch Abminderung der aus den entsprechenden Last-Setzungs-Diagrammen rein geometrisch ermittelten Werte gewonnen, da die Setzungen der nächsthöheren Belastungsstufe noch nicht abgeklungen waren, die Kurven in dem fraglichen Bereich also eine zu flache Neigung aufweisen. Der Mittelwert aus beiden Probebelastungen nach Spalte 3 betrug Q_{gm} = 133,5 Mp. Damit ist für die maximale rechnerische Pfahllast von 80 Mp eine mittlere Sicherheit von η_m = 1.67 gegeben. Dieser Wert wurde angesichts der nicht optimal verlaufenen Injektion an Probepfahl III als ausreichend betrachtet.

Man konnte davon ausgehen, daß bei der Sanierung unter den gegebenen Umständen eine ungünstig verlaufene Injektion noch eine Erhöhung der Pfahltraglast auf das 1.75-fache (Pfahl III) erbringen würde, eine günstig verlaufene aber eine Erhöhung auf das 2.5-fache (Pfahl IV).

3.4 Ausführung der Sanierungsinjektionen

Nach erfolgreichem Abschluß der Probeinjektionen wurden die eigentlichen Sanierungsinjektionen in Angriff genommen. Insgesamt wurden zur Sanierung 10 800 m Bohrungen niedergebracht und 450 Mp Zement in Form von Zementsuspension sowie 824 m^3 Natriumsilikat- bzw. Chlocalcium-Lösung verpreßt. Etwa die Hälfte der Bohrungen mußte unter erschwerten Bedingungen bei einer maximalen Arbeitshöhe von 2,70 m im Kriechkeller des Gebäudes ausgeführt werden. Für diesen Einsatz war ein spezieller Umbau der bei der Injektionsfirma vorhandenen Bohrgeräte erforderlich. Wegen des Termindrucks wurde zum Teil in Feiertags- und Nachtschichten gearbeitet, wobei das Aufsichtspersonal der Bohrfirma auf Verlangen des Instituts verstärkt wurde.

3.4.1 Berechnung und Einmessen der Bohrungen

Um die Verpreßstrecke der Bohrungen in eine günstige Lage bezüglich der Pfahlspitzen zu bringen, benötigte die Injektionsfirma genaue Angaben über Ansatzpunkt, Richtung und Tiefe jeder einzelnen niederzubringenden Bohrung. Diese Unterlagen wurden von Mitarbeitern des Instituts in Zusammenarbeit mit dem Vermessungsbüro Dipl.-Ing. Joeris erarbeitet.

Grundlage für die Berechnungen war die Vermessung der nach Aushub des Mülls seinerzeit freistehenden Pfahlenden durch das obengenannte Vermessungsbüro zur Feststellung der Exzentrizität und Neigung der Pfähle. Hieraus berechnete das Vermessungsbüro die Position der Pfahlspitzen. Von Seiten des Instituts wurden anhand dieser Unterlagen für jede einzelne Bohrung die benötigten Maße berechnet. Nach Auskunft von Dipl.-Ing. Joeris war die Aufmessung der herausragenden Pfahlenden seinerzeit mit einem mittleren Fehler von $\pm$ 2 cm erfolgt. Wegen fehlender Angaben in den Rammberichten war es ihm in vielen Fällen nicht möglich, die Länge

der Pfähle genau anzugeben. Aus den genannten Meßungenauigkeiten ergab sich bei der Berechnung der Position der Pfahlspitzen ein mittlerer Fehler von ± 37.6 cm in zwei aufeinander senkrecht stehenden horizontalen Richtungen und von ± 25 cm in vertikaler Richtung. Aus den Ungenauigkeiten bei der Einmessung der Bohransatzpunkte entstand außerdem ein Fehler von etwa ± 3 cm. Dipl.-Ing. Joeris bezeichnete diese Werte als Maximalwerte, die meistens nicht erreicht würden. Die Abweichung der Bohrungen von der Sollachse war in Höhe Pfahlspitze mit mindestens ± 5 bis 10 cm je nach Neigung der Bohrung zu veranschlagen. In dieser Hinsicht ungünstig wirkte sich die aus Platzgründen erforderliche Verwendung kleiner und weniger standsicherer Bohrgeräte aus. Die Zielgenauigkeit nahm mit zunehmender planmäßiger Abweichung der Bohrachse von der Vertikalen ab.

Aus der Summe dieser Positionierungsfehler ergab sich, wie schon in Abschnitt 3.2.3 erwähnt, die Notwendigkeit eines erheblichen Zuschlags zu der zu verpressenden theoretischen Mindestmenge an Injektionsgut.

Hinsichtlich des Systems der Einmessung und Markierung der Bohrrichtungen und -ansatzpunkte waren drei verschiedene Bereiche zu unterscheiden:

1) Bereich, in dem die Pfahlkopfplatten fertiggestellt und die Kriechkellerdecken montiert waren (Achsen A-J/4-13).

2) Bereich, wo Pfahlkopfplatten und Zerrbalken betoniert, aber der Rohbau mit Kriechkellerdecke noch nicht montiert waren (teilweise Achsen K-S/1-8).

3) Bereich, wo weder Pfahlkopfplatten noch Kriechkellerdecke vorhanden waren (teilweise Achsen K-S/1-8).

Im Fall 3) entfiel eine genauere Berechnung, da ohne Behinderung durch Bauteile dicht neben dem Pfahl und parallel zu diesem gebohrt werden konnte. Lediglich die Bohrtiefe mußte angegeben werden.

Für die Fälle 1) und 2) mußten besondere Einmeß- und Markierungssysteme entwickelt werden, die einerseits die Genauigkeitsanforderungen erfüllten, andererseits einfach und zuverlässig funktionierten. Man ging im Fall 1) folgendermaßen vor:

Ausgangsebene war das Planum in Höhe Unterkante Zerrbalken. Die Lage des Bohransatzpunktes auf dieser Ebene wurde genau senkrecht darüber an der Kellerdecke markiert und durch die Bohrungsnummer gekennzeichnet. Den zweiten Festpunkt bildete der Durchstoßpunkt der Verlängerung der Bohrlochachse durch die Unterseite der Kellerdecke. Der Punkt wurde markiert und so numeriert, daß seine Zuordnung zur Markierung des Bohransatzpunktes eindeutig und leicht erkennbar war. Beim Einrichten des Bohrgerätes wurde der Bohransatzpunkt von der Decke auf das Planum herabgelotet und dort die Spitze des Bohrgestänges angesetzt. Ein in Verlängerung der Bohrgestängeachse angebrachter achsial verschiebbarer Rundstab mußte genau auf den zweiten Festpunkt ausgerichtet werden. Die einwandfreie Einstellung des Gerätes wurde durch Vergleich des am Bohrgestänge gemessenen Neigungswinkels mit dem berechneten kontrolliert.

Im Bereich 2) gab es keine Behinderung durch beschränkte Arbeitshöhe; das Planum wurde hier bis Oberkante Zerrbalken aufgefüllt, um das zeitraubende Übersetzen der Bohrgeräte über die Zerrbalken zu sparen. Auf dem Planum wurde durch Markierungen auf den Zerrbalken ein Fixpunkt für die Geräteaufstellung festgelegt. Das Bohrgerät mußte so eingerichtet werden, daß die Verlängerung der vertikal einzustellenden Drehachse des Schwenkarms des Bohrgerätes genau durch diesen Fixpunkt zeigte. Die Bohrungen an einer Pfahlgruppe wurden so berechnet, daß sie in vertikalen Ebenen lagen, die alle den Fixpunkt enthielten. Außer diesem Fixpunkt waren noch zwei weitere Angaben zur Festlegung der Bohrung notwendig: Der Bohransatzpunkt auf dem Planum, der von den entsprechenden Markierungen auf den Zerrbalken eingemessen wurde, und die Neigung der Bohrung gegen die Vertikale. Ein Kontrollmaß stand hier nicht zur Verfügung.

Die Berechnung der Bohrungen war zum Teil sehr kompliziert. Da die Pfahlgruppen in den Randachsen aus Platzmangel im allgemeinen nicht von außen angebohrt werden konnten, mußten hier sämtliche Bohrungen von einer Seite aus durchgeführt werden. Auch verhinderten die mit einer 20 cm dicken Asphaltschicht in Höhe Zerrbalkenoberkante befestigten Montagestraßen das Anbohren der anliegenden Pfahlgruppen von allen Seiten. Die Montagestraßen wurden wegen der schwierigen Arbeitsbedingungen nur dort geöffnet, wo keine andere Zugangsmöglichkeit zu den Pfahlgruppen bestand. Die Berechnung der Bohrungen hatte also die mögliche Stellfläche für das Bohrgerät, die eingeengte Fläche für die Bohransatzpunkte, die Lage aller Pfähle (einschließlich der Reste der beim Rammen abgebrochenen Pfähle), die notwendigen Abstände der Bohrungen untereinander und die Lage der Rippen der Fertigteildecke zu berücksichtigen (nur zwischen den Rippen war die notwendige Arbeitshöhe von 2.70 m gegeben).

3.4.2 Bohrarbeiten

Bei der Ausführung der Bohrungen erwiesen sich die beschriebenen Einmeßsysteme als praktikabel und zuverlässig. Wegen der genannten Ungenauigkeiten bei der Positionierung der Pfähle kam es mehrfach vor, daß das Bohrgestänge einen Pfahl traf, abgelenkt wurde und brach. Auch wurden öfters unbekannte Hindernisse, im allgemeinen wahrscheinlich nicht registrierte Reste von abgebrochenen Pfählen, angebohrt. In solchen Fällen mußte schnell an Ort und Stelle eine neue Bohrrichtung berechnet und markiert werden. Im Ganzen wurden aus den genannten Ursachen ca. 212 m fehl gebohrt, das sind rund 2 % der gesamten Bohrstrecke. Von jeder Bohrung wurde ein Protokoll angefertigt, das als Durchschlag dem auf der Baustelle anwesenden Mitarbeiter des Instituts ausgehändigt wurde. Das Bohrprotokoll enthielt die Bezeichnung der Pfahlgruppe und des Pfahls, die Nummer der zugehörigen Injektionslanze, den gemessenen

Neigungswinkel, die Bohrtiefe, die Länge des Manschettenrohrs sowie das Datum und die Menge der eingebrachten Stützflüssigkeit.

Der Mitarbeiter des Instituts prüfte diese Berichte auf Übereinstimmung mit den verlangten Werten. Ferner kontrollierte er häufig stichprobenartig die Genauigkeit und Sorgfalt, mit der die Bohrarbeiten durchgeführt wurden, sowie die Richtigkeit der Angaben in den Bohrberichten. Vor Abnahme der Bohrungen wurde deren Vollzähligkeit an Ort und Stelle geprüft.

Wie bereits in der Stellungnahme des Instituts vom 24.10.1974 mitgeteilt wurde, sind alle geplanten Bohrungen ausgeführt worden. Von Seiten des Instituts sind keine nennenswerten Abweichungen von den vorgegebenen Werten für die Lage, Richtung und Tiefe der Bohrungen festgestellt worden.

3.4.3 Durchführung der Injektionen

Die Injektionsfirma setzte bis zu drei Verpreßstationen ein, davon eine mit automatischer Aufzeichnung des Druckes. Alle Stationen waren südlich des Schulgebäudes fest aufgebaut. Bei Vorversuchen auf der Baustelle wurde mit Zementsuspension ein Druckabfall von 6 Atmosphären infolge des Strömungswiderstandes in den Schläuchen zwischen Verpreßstation und Injektionslanze gemessen. Um ein Aufreißen des Bodens und Umlauf entlang der Lanzen oder Pfähle zu vermeiden, wurde vom Institut ein maximaler Druck an der Injektionspumpe von 10 bis 12 atü, d.h. 4 bis 6 atü Überdruck an der Lanze, vorgeschrieben. Nur in Ausnahmefällen wurden 15 atü an der Pumpe zugelassen. Bei den chemischen Injektionen konnte der Druck gesteigert werden, da der Boden bereits verfestigt und teilweise verfüllt war. Hier wurde zum Teil mit Drücken von 20 atü verpreßt, in Fäl-

len von geringer Zementaufnahme nötigenfalls mit noch höheren Drücken, um zumindest die volle Aufnahme an chemischem Injektionsmittel zu erreichen.

Pro Lanze wurden im allgemeinen 7 Manschetten verpreßt; damit hatte der Injektionskörper eine theoretische Höhe von 2.30 m. In Fällen von ungewisser Höhenlage wurde die Zahl der beaufschlagten Manschetten auf neun erhöht.

Bei der Festsetzung der Injektionsmengen pro Pfahl wurden die bis dahin vorliegenden Setzungsmessungen (vgl. Abschnitt 3.4.5) berücksichtigt. Im Bereich der Achsen A-D/5-13 waren bereits vor Beginn der Bohrarbeiten aus dem Gewicht des montierten Rohbaus durchschnittliche Setzungen von mehreren Millimetern gemessen worden (siehe Anlage 6). Die Belastungen aus dem Rohbau allein betrugen in diesem Gebäudeabschnitt im Mittel etwa 32 Mp pro Pfahl. Aufgrund der Last-Setzungs-Kurven der Probebelastungen III und IV mußte aus den gemessenen Setzungen auf einen wenig tragfähigen Untergrund geschlossen werden. Dies war bereits durch die in Probebelastung IV erreichte geringe Grenzlast angezeigt worden. Es wurden daher in diesem Abschnitt pro Manschette 150 ltr Zementsuspension und, unabhängig von der Zementaufnahme, 150 ltr chemisches Injektionsmittel verpreßt. Im Bereich der Achsen E-J/4-13 waren durch die Lasten des Rohbaus bis zum Beginn der Bohrungen nur geringfügige oder überhaupt nicht feststellbare Setzungen verursacht worden. Hier wurde vom Institut eine maximale Menge von 150 ltr Zementsuspension pro Manschette festgelegt. Eine chemische Injektion sollte nur dann an einer Manschette ausgeführt werden, wenn die Aufnahme an Zementsuspension erheblich unter der festgesetzten Höchstmenge blieb. In diesen Fällen sollte bis zu einer Gesamtmenge von 150 ltr nachverpreßt werden.

Im Bereich der Achsen K-S/1-8 war zu Beginn der Injektionsarbeiten an dieser Stelle der Rohbau noch nicht montiert. Es lagen daher keine Setzungsmessungen vor, die Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit des Untergrundes zugelassen hätten. Aus Sicherheitsgründen war daher eine größere Menge an Injektionsgut als im Bereich E-J/4-13 vorzusehen; andererseits war wegen der günstigeren Ergebnisse der Probebelastungen I bis III nicht mit einer gleich geringen Tragfähigkeit des Untergrundes wie im Bereich A-D/5-13 zu rechnen. Es wurde hier die Injektion von 100 ltr Zementsuspension und 100 ltr chemischem Injektionsmittel festgesetzt. Wurde bei der Zementinjektion nicht die vorgesehene Menge erreicht, war die Menge an chemischem Mittel bis auf maximal 150 ltr zu erhöhen, jedoch nur soweit, daß höchstens 200 ltr Injektionsmittel insgesamt pro Manschette verpreßt wurden. An den Pfählen der Achsen K-L/1-3 wurde wegen der geringen Pfahllasten (maximal 21.5 Mp) keine Sanierung durchgeführt.

Um die Injektionswirkung optimal auf die Bodenschichten in Höhe der beaufschlagten Manschette zu beschränken und um ein Aufsteigen des Injektionsgutes entlang der Lanze zu verhindern, war eine ausreichende Erhärtung der Stützflüssigkeit abzuwarten. Für die hauptsächlich verwendete Zementsorte Z 275 wurde vom Institut eine Mindestfrist von 4 Tagen zwischen dem Einbringen der Stützflüssigkeit und der ersten Injektion festgesetzt. Die chemische Injektion durfte frühestens einen Tag nach Beendigung der Zementinjektion begonnen werden, damit der Abbindevorgang mit Sicherheit abgeschlossen war. Im übrigen war eine bald nachfolgende chemische Injektion nicht unerwünscht, da der Kontakt von Chlorcalcium mit Beton zu einer Beschleunigung des Erhärtens führt.

Für jede Lanze wurde von der ausführenden Firma ein Injektionsbericht aufgestellt, in dem zur Pfahlnummer und Nummer der Lanze das Datum der Zement- bzw. chemischen Injektion sowie für jede einzelne Manschette

die verpreßten Mengen und die jeweils aufgewendeten Drücke an der Pumpe eingetragen wurden. Außerdem wurden Umlauf oder Oberflächenhebung gegebenenfalls vermerkt. Ein Durchschlag dieses Berichtes wurde dem Vertreter des Instituts auf der Baustelle ausgehändigt. Anhand dieser Unterlagen wurde die Vollzähligkeit der Injektionen und die Einhaltung der Mindestfristen und der vorgeschriebenen Mengen an Injektionsgut entsprechend den Gegebenheiten des Untergrundes und der Verpreßdrücke überprüft. Der Mitarbeiter des Instituts kontrollierte die Richtigkeit der Berichtsangaben stichprobenartig an Ort und Stelle.

Bei der Zementinjektion wurde der vorgeschriebene Druck teilweise geringfügig überschritten. Bei der chemischen Injektion wurde üblicherweise mit Pumpendrücken zwischen 18 und 22 atü gearbeitet, die aber in Einzelfällen bis zu 30 atü gesteigert worden sind. Die vermerkten Oberflächenhebungen und Umläufe standen in keinem Fall in Zusammenhang mit überhöhtem Druck.

Nach Feststellung des Instituts sind alle Injektionsarbeiten vollständig, unter Einhaltung der vorgeschriebenen Mengen entsprechend den Untergrundverhältnissen und in technischer Hinsicht einwandfrei ausgeführt worden.

3.4.4 Freigabe für Innenausbau

Nach Auskunft des Statikers wurden die Pfahllasten durch den Innenausbau ungefähr um 20 % auf 70 % der rechnerischen Maximallasten gesteigert. Angesichts der bereits durch den Rohbau eingetretenen Setzungen im Bereich der Achsen A-D/5-13 mußte vor dem Weiterbau zumindest eine Teilsanierung abgewartet werden. In einem Gespräch am 29.5.1974 zwischen Mitarbeitern des Instituts und dem Architekten wurde festgelegt, daß in

diesem Abschnitt sowie an den Kernen B und D frühestens 8 Tage nach Abschluß der Zementinjektion mit dem Innenausbau begonnen werden durfte. Im Bereich der Achsen E-J/4-13 und an den Treppenhauskernen A und C konnte wegen der geringeren Setzungen mit dem Innenausbau vor Ausführung der Injektionen begonnen werden. Bedingung waren laufende Setzungsmessungen. In den an Pfahlgruppe J/9 anschließenden Feldern mußte wegen der an dieser Gruppe gemessenen Setzungen von etwa 5 mm nach Rohbaumontage der Innenausbau bis zur Fertigstellung der Injektionen zurückgestellt werden. In den übrigen Gebäudeteilen wurde der Innenausbau nach Maßgabe der Setzungsmessungen und des Standes der Injektionen freigegeben.

Grundsätzlich konnte der Innenausbau in einem Feld zwei Tage nach Abschluß der chemischen Injektionen an den beteiligten Pfahlgruppen beginnen, unter der Voraussetzung, daß die in technischer Hinsicht einwandfreie Ausführung der Injektionen zuvor vom Institut festgestellt worden war (Protokoll des Gesprächs am 26.6.1974).

3.5 Setzungsmessungen

Anhand der Last-Setzungskurven einer ausreichenden Zahl von Probebelastungen kann aus der Setzung, die ein Pfahl unter einer Last erfährt, auf das Verhältnis zwischen dieser vorhandenen Last und der Grenzlast geschlossen werden. Die Messung der Setzungen während des Baufortschritts war die einzige praktikable Möglichkeit, die Tragfähigkeit der Pfahlgründung für die unsanierten und sanierten Pfahlgruppen festzustellen. Sie wurde daher vom Institut als Grundlage für die Festlegung der Injektionsmengen und als letzte und schärfste Kontrolle für den Erfolg der Sanierung an jeder Pfahlgruppe angeordnet.

Der Vermessungsingenieur gab den unter den gegebenen Umständen zu erwartenden Höhenfehler bei einem Nivellement mit maximal ± 2 mm an. Wegen des unbekannten Fehlers in der ersten, die Bezugshöhe liefernden Messung einer Pfahlkopfplatte (nachfolgend "Null-Messung" genannt) konnte es zu einem Gesamtfehler von ± 4 mm in den Setzungen kommen, was unter Umständen bereits eine erhebliche Fehleinschätzung des Last-Setzungsverhaltens dieser Gruppe zur Folge gehabt hätte. Daher wurde vereinbart, daß die Null-Messung als Mittelwert aus 5 Einzelmessungen zu nehmen war. Mit Beginn der Lastaufbringung durch den Rohbau sollten laufend weitere Setzungsmessungen durchgeführt werden, die auch nach Beendigung der Fertigteilmontage in größeren Abständen weiterzuführen waren. Die Ergebnisse wurden als Zeit-Setzungs-Diagramme aufgetragen; die Meßungenauigkeiten konnten durch Glättung der Kurven unter Berücksichtigung des Zeitpunktes der Baumaßnahmen teilweise ausgeglichen werden. Als Rhythmus für die Messungen wurde festgelegt:

1) während der Rohbaumontage in den an die Gruppe angrenzenden Feldern täglich;

2) nach Abschluß des Rohbaus in den betreffenden Feldern zweimal wöchentlich;

3) während des Innenausbaus wöchentlich oder 14tägig je nach Fortschritt; ab 25.9.1974 wurde das Intervall auf 4 Wochen verlängert;

4) nach Inbetriebnahme noch 2 Messungen insgesamt.

Die ersten Messungen wurden am 10.4.1974 an den noch unbelasteten Köcherfundamenten der Achsen A-D/5-13 durchgeführt.

Als Bolzen wurden anfangs vom Vermessungsingenieur Eisenschrauben Ø 6 mm mit Rundkopf eingesetzt; der Bolzenkopf ragte etwa 10 bis 25 mm aus dem Beton heraus. Nachdem festgestellt worden war, daß die Bolzen an mehreren Köchern bei der Rohbaumontage verbogen worden waren, wurden alle Bolzen

durch ein Brettergestellt geschützt und farbig markiert. Auch diese Maßnahme erwies sich als ungenügend, da die Brettergestelle zum Teil von der Hochbaufirma wieder entfernt oder die Bolzen an Stellen angebracht wurden, wo ein mechanischer Schutz nicht möglich war. Am 29.5.1974 wurde die Verwendung von mindestens 10 mm dicken Bolzen angeordnet. Für die beschädigten Bolzen war die Angabe des absoluten Setzungsmaßes nicht mehr möglich, doch ließ sich zumindest der weitere Setzungsverlauf kontrollieren.

Im Bereich der Turnhalle und des Technik- und Verbindungstraktes wurde das Planum vor Rohbaumontage bis Oberkante Köcherfundamente aufgefüllt. Die Bolzen mußten daher in die fertig montierten Stützen vor weiterer Lastaufbringung gebohrt werden.

Die Pfähle in den Achsen N-R/2-4 im Inneren der Turnhalle tragen nur den Turnhallenfußboden. Setzungsmessungen an diesen Pfählen bis zum Abschluß des Innenausbaus waren nicht möglich, da bei Freihalten der Meßbolzen der Innenausbau nicht hätte weitergeführt werden können. Da nach Auskunft des Statikers die Setzung eines dieser Pfähle um 2 bis 3 cm wegen der Weichheit des Systems nicht zu einer Beeinträchtigung der Nutzbarkeit oder gar einer Gefährdung des Bestandes des Gebäudes führen würde, wurden die Messungen an den Pfählen in den genannten Achsen durch das Institut mit Schreiben vom 27.11.1974 abgesetzt.

(6) In der Anlage 6 sind die Ergebnisse der Setzungsmessungen an allen Bolzen dargestellt. Sind an einer Pfahlgruppe zwei Bolzen vermessen worden, so ist der zweite unter der gleichen Nummer mit (a) gekennzeichnet worden. Auf der horizontalen Achse ist das Datum aufgetragen, in vertikaler Richtung die Setzung gegenüber der Null-Messung im Maßstab 1:1. Unter der Bezeichnung der Pfahlgruppen sind die maximalen rechnerischen Lasten

pro Pfahl, bei mehr als drei Pfählen pro Pfahlgruppe die mittlere maximale Pfahllast in Klammern angegeben. Die Zeitpunkte des Abschlusses der Rohbaumontage, der Injektionsbohrungen, der Zement- und chemischen Injektionen sowie die letzte Messung vor der Freigabe und die Beendigung der Messungen an einer Pfahlgruppe sind vermerkt.

Die an einigen Punkten gemessenen Hebungen sind vermutlich auf Ungenauigkeiten bei der Messung zurückzuführen. Durch Vergleich der Kurven untereinander können systematische Fehler bei der Vermessung aufgedeckt werden: Tritt eine relative Setzung oder Hebung im gleichen Maß bei mehreren Pfahlgruppen am gleichen Tage auf, so ist dies vermutlich eher auf Meßungenauigkeiten zurückzuführen, als auf echte Setzungen. Bei fast allen Kurven ist festzustellen, daß mit den Injektionsbohrungen eine deutliche Setzung aufgetreten ist. Dieser Setzungsanteil ist auf die Verdichtung des Bodens unter den Pfahlspitzen infolge der durch das Bohrgestänge in den Untergrund eingeleiteten Rammerschütterungen zurückzuführen; die genannten Setzungen sind also nicht durch Überschreitung der Pfahltraglast hervorgerufen worden und sind wegen der statischen Bestimmtheit des Systems unbedenklich. Durch die Verdichtung des Untergrundes kann sogar die Pfahltraglast geringfügig erhöht worden sein. Mit Rücksicht auf diese Setzungen wurde angeordnet, daß die setzungsempfindliche Fassadenverkleidung in jedem Falle erst nach Beendigung der anliegenden Injektionsbohrungen montiert werden durfte.

Die Setzungsdiagramme geben nur an einigen Stellen einen Hinweis darauf, daß durch Aufbringen der Rohbaulasten oder der Lasten aus Innenausbau Setzungen an den sanierten Pfahlgruppen aufgetreten sind. An keiner Stelle hat eine Lastaufbringung zu Setzungsbeträgen geführt, die insofern bedenklich sein könnten, als sie das Erreichen der Grenzlast andeuteten. Es hat sich also bisher gezeigt, daß die Sanierung die Trag-

fähigkeit der Pfähle so erhöht hat, daß

- in den Bereichen, wo nach Rohbaumontage injiziert wurde, die Lasterhöhung von ca. 50 auf ca. 70 % der maximalen rechnerischen Last,
- in den Bereichen, wo vor Rohbaumontage injiziert wurde, die Belastung auf 50 bis 70 % der maximalen rechnerischen Last je nach Stand des Innenausbaus

keine nennenswerten Setzungen bewirkt hat.

Unter Zugrundelegung der Ergebnisse der Probebelastungen kann daher für die Bereiche, in denen die Setzungsmessungen abgeschlossen sind, angenommen werden, daß die Sicherheit der Pfahlgründung bei maximaler rechnerischer Last gegenüber der Grenzlast etwa = 1.5 bis 2.0 beträgt. Es sind daher in Zukunft keine schädlichen Setzungen zu erwarten.

Mit Schreiben vom 22.8.1974 hat das Institut aufgrund dieser Ergebnisse für den Bereich der Achsen A-J/9-13, in dem der Innenausbau zu diesem Zeitpunkt vollständig abgeschlossen war, festgestellt, daß hinsichtlich der Gründung keine Bedenken mehr gegen die Freigabe für die Benutzung bestanden. In gleicher Weise wurde dem Bauherrn am 6.12.1974 mitgeteilt, daß die Gründung im Bereich A-H/5-8 aufgrund der vorhandenen Unterlagen als sicher im Sinne der uneingeschränkten Nutzung zu betrachten war.

Für die Freigabe der übrigen Gebäudeteile ist der Abschluß des Innenausbaus abzuwarten.

3.6 Zusammenfassung zu den Sanierungsmaßnahmen

Der Bauabschnitt I des BIZ NBB, Hemsbach, ist auf Beton-Rammpfählen gegründet, die in Gruppen unter den Stützen des in Fertigteilbauweise kon-

struierten Gebäudes angeordnet sind. Nachdem bereits der größte Teil der Pfähle gerammt und die Arbeiten an den in Ortbeton hergestellten Pfahlkopfplatten begonnen waren, wurden zwei Probebelastungen an Probepfählen durchgeführt. Die nach DIN 4026 ermittelten Grenzlasten ergaben Sicherheiten von 1.1 bzw. 0.89 gegenüber der maximalen rechnerischen Pfahllast von 80 Mp. Nach der ersten Probebelastung wurde das Institut beratend hinzugezogen und erstmals über Pfahllasten und Einzelheiten der Gründung und des Gebäudes informiert.

Aus der ungenügenden Tragfähigkeit der Pfähle ergab sich die Notwendigkeit einer erheblichen Verstärkung der gesamten Gründung. Zur Ausführung kam auf Vorschlag des Instituts eine Sanierung durch Verbesserung des Untergrundes im Bereich der Pfahlspitzen mittels Injektionen. Vor Herstellung der Pfahlkopfplatten waren die Pfähle seinerzeit vermessen worden, um Ausmittigkeiten und Schrägstellung festzustellen. Hieraus ließ sich die Position der Pfahlspitzen berechnen, wobei wegen der geringen Genauigkeitsanforderungen bei der seinerzeitigen Vermessung die berechnete Lage der Pfahlspitzen erhebliche Ungenauigkeiten enthielt.

Bei den Erkundungsbohrungen war festgestellt worden, daß der rollige Boden im Bereich der Pfahlspitzen stark wechselnde Schichten mit erheblichen Unterschieden in der Durchlässigkeit aufwies. Es wurde daher eine zweifache Injektion durchgeführt: Zuerst Verpressung einer Zementsuspension, dann eines chemischen Injektionsmittels nach dem Joosten-Verfahren.

Um den Erfolg der Injektionen zu prüfen, wurden zwei weitere Probebelastungen durchgeführt, bei denen jeweils vor und nach der Sanierung belastet wurde. Die Sanierung ergab eine Steigerung der Tragfähigkeit der Pfähle derart, daß eine mittlere Sicherheit von 1.67 gegenüber der maxi-

malen rechnerischen Pfahllast von 80 Mp erreicht wurde. Dieser Wert wurde unter den gegebenen Umständen als ausreichend betrachtet.

Ein großer Teil der Sanierungsinjektionen mußte vom Kriechkeller des Gebäudes aus durchgeführt werden, was wegen der begrenzten Arbeitshöhe erhebliche Behinderungen mit sich brachte.

Während der Sanierungsarbeiten war ständig ein Mitarbeiter des Instituts auf der Baustelle anwesend. Er berechnete die Positionierungsdaten für die Injektionsbohrungen und kontrollierte ihre Einhaltung. Weiterhin überwachte er die Injektionsarbeiten und kontrollierte ihre Ausführung entsprechend den vom Institut festgesetzten Angaben.

Um festzustellen, ob die Sanierung die erforderliche Erhöhung der Traglasten der Pfahlgründung erbrachte, wurden von Beginn an fortlaufend die Setzungen der einzelnen Pfahlgruppen über Nivellement gemessen. Man erhielt so eine Aussage über das Setzungsverhalten der Gründung bei Steigerung der Belastung mit dem Baufortschritt.

Von Seiten des Instituts wurde die technisch einwandfreie Ausführung der Injektionsarbeiten nach seinen Angaben und entsprechend den Gegebenheiten des Untergrundes festgestellt. In den Bereichen der Achsen A-J/9-13 und A-H/4-8 ist der Innenausbau zum gegenwärtigen Zeitpunkt abgeschlossen. Da im Zusammenhang mit der Laststeigerung keine nennenswerten Setzungen eingetreten sind, hat das Institut keine Bedenken mehr gegen die Freigabe der genannten Bereiche für die vorgesehene Nutzung erhoben. Für die übrigen Bereiche des Gebäudes ist das Ende des Innenausbaus abzuwarten, um endgültige Aussagen über das Setzungsverhalten machen zu können. Die bis zur Abfassung dieses Berichts vorliegenden Setzungsmessungen sprechen für einen vollständigen Erfolg der Sanierungsmaßnahme.

4. GRÜNDUNG DES OELTANKS

Ursprünglich war als Gründung der Oeltanks eine durchgehende, durch Unterzüge verstärkte Platte vorgesehen, die auf vier einzelne Pfähle abgestützt war. Auf diese Platte sollten die beiden zylinderförmigen, aufrechtstehenden Oeltanks mit Durchmesser von je 5.70 m mit der Grundfläche abgesetzt werden. Zwischen ihnen war auf der Unterseite der Platte eine Maschinenkammer vorgesehen. Etwa Mitte Juli 1974 wurde das Institut davon in Kenntnis gesetzt, daß abweichend von den bisherigen Angaben die maximalen rechnerischen Pfahllasten bei Oelfüllung ca. 110 Mp, bei der Probefüllung mit Wasser ca. 122 Mp betragen würden. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit der vorhandenen Pfähle derart, daß eine ausreichende Sicherheit gegenüber den genannten rechnerischen Lasten bestand, konnte mit Hilfe von Sanierungsinjektionen nicht erreicht werden. Es ergab sich somit die Notwendigkeit einer andersartigen Verstärkung der vorhandenen Pfähle oder der Ausführung einer anderen Gründungsart.

Aus wirtschaftlichen und terminlichen Gründen schied eine Verstärkung der Pfahlgründung durch Nachrammen von Pfählen der gleichen Art aus.

Vom Institut wurde daher eine Flachgründung der Oeltanks vorgeschlagen und gleichzeitig wurden Einzelheiten der Ausführung mitgeteilt. Der Vorschlag sah für jeden Tank eine eigene unabhängige Platte und eine von diesen Platten durch Fugen zu trennende Maschinenkammer vor. Die Platten waren etwa in Höhe Baunull auf eine verdichtete Kiesauffüllung zu lagern. Vor Auffüllung war der etwa noch vorhandene Müll sowie der bindige Untergrund bis zu den Kiesschichten darunter auszubaggern. Die Abmessungen der auszuhebenden Grube waren so zu wählen, daß bei einer Aushubsohle auf - 3.60 (unter Baunull) nach allen Seiten ein Überstand von mindestens 3 m über die lasttragenden Betonplatten bestand.

Dieser Vorschlag kam zur Ausführung. Der Aushub wurde unter Beisein eines Mitarbeiters des Instituts durchgeführt. Da in der erwarteten Tiefe noch nicht der rollige Boden anstand, wurde die Grube auf seine Anweisung hin bis auf etwa - 4.50 bis - 5.00 m ausgehoben. Hierzu mußte teilweise unter Wasser gebaggert werden, da der Grundwasserspiegel bei - 4.10 m stand und eine Grundwasserabsenkung durch die Bauaufsichtsbehörde nicht genehmigt war. Die Grube wurde mit den Trümmern der abgeschlagenen und zerkleinerten Pfähle zusammen mit Schotter bis über den Grundwasserspiegel aufgefüllt. Diese bis zu 1 m dicke Packung wurde mit einer schweren Rüttelplatte verdichtet. Über die Schotterschicht wurde ein gut abgestufter Kiessand lagenweise eingebaut und verdichtet. Im Institut wurde an einer Probe des Auffüllmaterials eine Kornverteilungskurve (Anlage 5, Labornummer 9092) ermittelt, anhand derer die Frostsicherheit des Kiessandes unter der Gründungsplatte festgestellt wurde.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Das BIZ NBB Hemsbach, Bauabschnitt I, ist auf Fertigbeton-Rammpfählen gegründet, die durch eine Schicht von Industriemüll hindurch in den darunterliegenden rolligen Boden gerammt waren. Anfang 1974 wurde das Institut beauftragt, zum Problem der Gefährdung der Tragfähigkeit der Betonpfähle durch die Einwirkung von stark betonaggressivem Wasser aus der Müllschicht gutachterlich Stellung zu nehmen. Der Vorgang ist im einzelnen in Abschnitt 1 dieses Gutachtens geschildert. Die vom Institut angeordneten und durchgeführten Untersuchungen und deren Ergebnisse sind ausführlich in Abschnitt 2 dieses Gutachtens dargelegt. Eine Gefährdung im oben genannten Sinne besteht nicht.

Zwei Probebelastungen ergaben, daß die zu dem Zeitpunkt fast fertiggestellte Pfahlgründung bei weitem nicht die erforderliche Tragfähigkeit aufwies. Das Institut wurde daraufhin beauftragt, die Sanierung der Pfahlgründung in die Wege zu leiten und zu überwachen. Zur Ausführung kam die Sanierung mittels Verbesserung des Untergrundes in der Umgebung der Pfahlspitzen durch Injektion von Zementsuspension und chemischen Injektionsmitteln.

Mit Hilfe von Setzungsmessungen während der Montage des Rohbaus und während des Innenausbaus wurde für jene Teile des Gebäudes, in denen der Innenausbau zum jetzigen Zeitpunkt abgeschlossen ist, nachgewiesen, daß die Sicherheit der Gründung nunmehr den zu stellenden Anforderungen entspricht. Die gesamte Sanierung ist im einzelnen in Abschnitt 3 dieses Gutachtens dargestellt.

Für die noch nicht vollständig fertiggestellten Teile des 1. Bauabschnitts wird zu gegebener Zeit ein Nachtrag zu diesem Gutachten vorgelegt. Es wird nicht erwartet, daß in Zukunft Setzungen auftreten werden, die eine Überbelastung der Pfahlgründung anzeigen.

Zwei Oeltanks wurden auf Vorschlag des Instituts flach gegründet, wie es im einzelnen in Abschnitt 4 dieses Gutachtens dargelegt ist.

Sachbearbeiter:

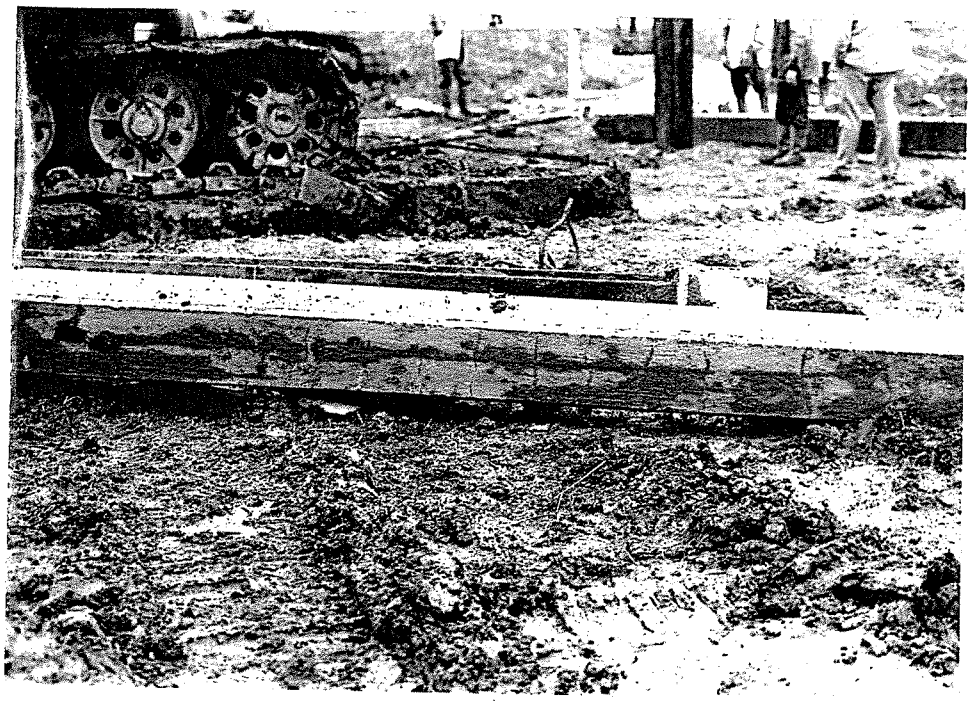
(Goldscheider) (Haupt) (Prof. Dr.-Ing. G. Gudehus)

O. PROF. DR.-ING. GERD GUDEHUS
LEHRSTUHL FÜR BODENMECHANIK UND GRUNDBAU
INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK
UNIVERSITÄT KARLSRUHE

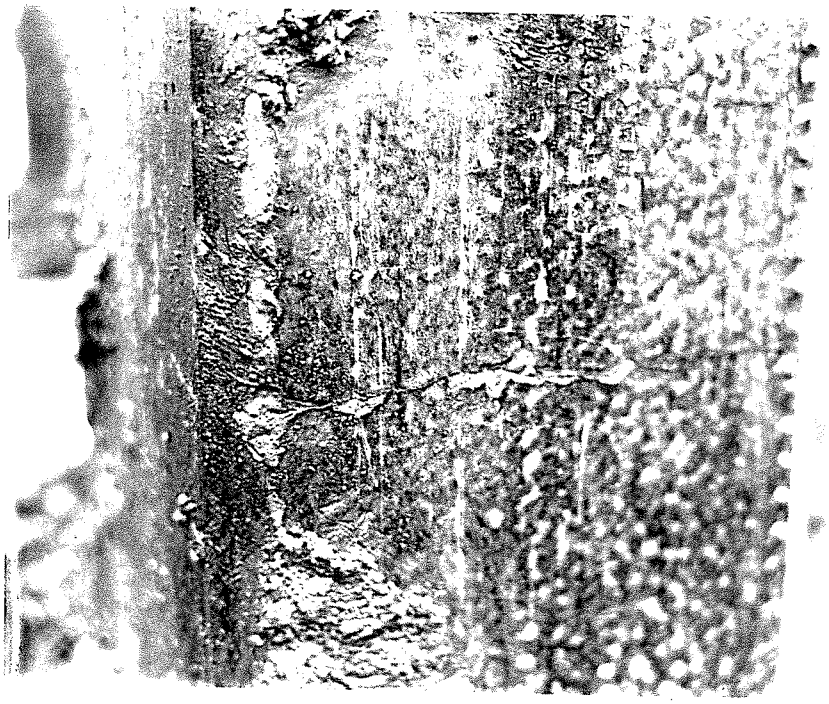
1) Querriß, entstanden beim Versuch, den Müll zu durchrammen (23.1.1974)

2) Querriß, entstanden beim Versuch, den Müll zu durchrammen (23.1.1974)

O. PROF. DR.-ING. GERD GUDEHUS
LEHRSTUHL FÜR BODENMECHANIK UND GRUNDBAU
INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK
UNIVERSITÄT KARLSRUHE



3) nach der Entstehung von Querrissen gezogener Pfahl (23.1.1974)



4) Querriß am Pfahl (4.2.1974)

O. PROF. DR.-ING. GERD GUDEHUS
LEHRSTUHL FÜR BODENMECHANIK UND GRUNDBAU
INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK
UNIVERSITÄT KARLSRUHE

5) Querriß am Pfahl (4.2.1974)

6) Querrisse an einem gerammten, durch Müllaushub im oberen Teil freigelegten Pfahl (4.2.1974)

O. PROF. DR.-ING. GERD GUDEHUS
LEHRSTUHL FÜR BODENMECHANIK UND GRUNDBAU
INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK
UNIVERSITÄT KARLSRUHE

7) durch Aushub des Mülls im oberen Teil freigelegte Pfahlgruppe

8) bis in den Kies gerammter, wegen des Auftretens von Querrissen wieder gezogener Pfahl (23.1.1974)

O. PROF. DR.-ING. DR. H.C. GUDEHUS
LEHRSTUHL FÜR BODENMECHANIK UND GRUNDBAU
INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK
UNIVERSITÄT KARLSRUHE

9) bis in den Kies gerammter, wegen des Auftretens von Querrissen wieder gezogener Pfahl (23.1.1974)