

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik
der Technischen Hochschule Darmstadt**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach und Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan

Heft 37

**Vorträge zum
4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium
am 13. März 1997**

Zusammengestellt von
Dipl.-Ing. Gerd Festag

Darmstadt · März 1997

ISBN 3-931396-27-4

Impressum

Herausgeber:
Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach
Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan
Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik
der Technischen Hochschule Darmstadt
Petersenstraße 13
64287 Darmstadt
Telefon 061 51/16-2149
Telefax 061 51/16-6683

ISBN 3-931396-27-4

Die Herstellung dieses Heftes erfolgte mit Mitteln des Fördervereins der Freunde des
Institutes für Geotechnik an der Technischen Hochschule Darmstadt e.V.

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik
der Technischen Hochschule Darmstadt**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach und Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan

Heft 37

**Vorträge zum
4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium
am 13. März 1997**

Zusammengestellt von
Dipl.-Ing. Gerd Festag

Darmstadt · März 1997



Vorwort der Herausgeber

Mit dem Mitteilungsheft Nr. 37 publizieren das Institut und die Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt die Beiträge zum 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium mit den folgenden Themenschwerpunkten:

- Internationale Projekte/Projekterfahrungen
- Möglichkeiten und Grenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP)
- Rechtsfragen in der Geotechnik

Der Themenkomplex "Internationale Projekte/Projekterfahrungen" steht im Kontext der Öffnung internationaler Märkte. Die Beiträge zeigen eindrucksvoll, daß unser Ingenieur-know-how im internationalen Wettbewerb trotz wachsender bilateraler Konkurrenz nach wie vor erfolgreich bestehen kann.

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP), mit deren Möglichkeiten und Grenzen wir uns auf dem 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium zusammenfassend beschäftigten, ist ein typisches Beispiel für die langfristige Umsetzung geotechnischer Forschungen in praxisgerechte Innovationen. Ausgehend von den zahlreichen Messungen, die Anfang der 70er Jahre an den Frankfurter Hochhäusern auf Initiative unseres verehrten Lehrers, Herrn em.Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth, begonnen worden sind, entwickelte sich die Idee der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Wir sind sicher, daß dieses innovative Gründungskonzept, bei dem die Verbundtragwirkung von Fundamentplatte, Pfählen und Boden in idealer Weise genutzt wird, auf nationaler wie internationaler Ebene eine breite Anwendung finden wird

Der inzwischen traditionell in den Darmstädter Geotechnik-Kolloquien verankerte Themenkomplex "Rechtsfragen in der Geotechnik" verdeutlicht dem Bauingenieur seine Verantwortung bei Entwurf, Vergabe und Ausführung, speziell im Umgang mit den Werkstoffen Boden, Fels und Grundwasser.

Allen, die zum Gelingen dieses Mitteilungsheftes und des 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquiums beigetragen haben, sei an dieser Stelle ganz herzlich gedankt. Unser besonderer Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. Gerd Festag für die Zusammenstellung der Beiträge und Frau Ingrid Welt für die redaktionelle Bearbeitung dieses Mitteilungsheftes.

Rolf Katzenbach

Ulvi Arslan



Inhaltsverzeichnis

Seite

INTERNATIONALE PROJEKTE / PROJEKTERFAHRUNGEN

Uwe Ohls	3
Wasserkraftanlagen aus der Sicht einer Entwicklungsbank	
V.R. Raju, Masud Alam, Paul Ha	17
Rüttelstopfverdichtung in sehr weichen Böden beim Bau des Shah Alam Expressway in Malaysia	
Christian Kutzner, Rolf Wigand	31
Planung eines Wasserkraftprojektes in Ostmalaysia	
Jörn-Maria Seitz, Frank Huppert	43
Erfahrungen bei Baustellen des Spezialtiefbaus im Ausland	
Dominik Godde, Dieter Stroh	55
Erfahrungen beim Bau des Erddammes Xiaolangdi am Gelben Fluß in China	
Rainer Wegner	67
Compaction Grouting als Baugrundverbesserung unter einem thermischen Großkraftwerk in Indonesien	
Christof Sanger, Manfred Nußbaumer	79
Gründung der Ting Kau Brücke in Hongkong	

MÖGLICHKEITEN UND GRENZEN DER KOMBINIERTEN PFAHL-PLATTENGRÜNDUNG

Rolf Katzenbach, Ulvi Arslan, Christian Moormann, Oliver Reul	89
Möglichkeiten und Grenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, dargestellt am Beispiel ausgeführter Projekte	
Ulrich Barth, Oliver Reul	117
Congress Center Messe Frankfurt - Kombinierte Pfahl-Plattengründung zur Beherrschung der großen Lastexzentrizitäten	

Thomas Bott, Hans-Ludwig Jessberger	131
Neue Zentrifugen-Modellversuche an Pfahl-Plattengründungen zum Einfluß des Pfahlabstands auf die Mantelreibung	
Gert König, Dimitri Soukhov, Carsten Ahner	143
Sicherheitsaspekte bei der Bemessung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung	
 RECHTSFRAGEN IN DER GEOTECHNIK	
Manfred Hickl	155
Schadensfall Aegidiemarkt Münster	
Josef Grauvogl	163
Besonderheiten bei der Abnahme von Tiefbauleistungen	
Klaus Vygen	177
Anspruchsgrundlage nach der VOB für Nachträge bei veränderten Bodenverhältnissen	

Wasserkraftanlagen aus der Sicht einer Entwicklungsbank

Dipl.- Ing. Dipl.-Kfm. Uwe Ohls

Abteilungsleiter in der Kreditanstalt für Wiederaufbau, Frankfurt am Main

1 Wasserkraft - eine umstrittene Energiequelle

Wasserkraft ist derzeit die wichtigste genutzte regenerative Energiequelle und wird es auch auf absehbare Zeit bleiben. Weltweit sind etwa 20 % (590 GW) der installierten Leistung zur Elektrizitätserzeugung Wasserkraftanlagen. Schätzungen gehen davon aus, daß das ökonomisch erschließbare Wasserkraftpotential etwa viermal so groß sein dürfte. Während die Industrienationen ihre Wasserkraftpotentiale schon weitgehend genutzt haben, gibt es in den Schwellen- und Entwicklungsländern (EL) Südamerikas, Asiens und Afrikas erhebliche entwickelbare Potentiale (Anlage 1).

Das Wirtschafts- und Bevölkerungswachstum, insbesondere in Schwellen- und Entwicklungsländern, erfordert die Bereitstellung kostengünstiger Energie. Der Ausbau des Energiesektors, der dort teilweise zweistellige Zuwachsraten annimmt, ist vom Staat allein nicht zu finanzieren. Diese Notwendigkeit hat in vielen derartigen Ländern dazu geführt, den Energiesektor einer Liberalisierung und Öffnung für private Investitionen zu unterziehen. Beispiele hierfür sind China, Indonesien, die Philippinen, Pakistan und mehrere Länder Südamerikas. Die Folge ist ein massiver Zubau von Wärmekraftwerken mit fossilen Brennstoffen. Deutliche Wirkungsgradsteigerungen, sinkende Investitionskosten und billige Brennstoffe unterstützen diese Entwicklung.

Seit der Konferenz von Rio und der Verabschiedung der Agenda 21 ist endgültig klar geworden, daß der Umgang mit den natürlichen Ressourcen umweltverträglich erfolgen muß, um langfristig die Lebensgrundlage der Menschen zu erhalten. Der Schutz der Erdatmosphäre und die Reduktion von Treibhausgasen stellen ein zentrales Ziel dar, für das erhebliche Anstrengungen erforderlich sind. Der Ausbau der Wasserkraft kann hierzu einen wichtigen Beitrag leisten. Allerdings geraten diejenigen Länder und die sie unterstützenden Finanzierungsinstitutionen schnell ins Kreuzfeuer der Kritik, wenn beim Bau von größeren Wasserkraftanlagen Eingriffe in Naturräume und Umsiedlungsmaßnahmen

erforderlich werden. Sofern multilaterale Institutionen, wie die Weltbank oder auch bilaterale Financiers, wie die Kreditanstalt für Wiederaufbau (KfW) beteiligt sind, wird die Kritik besonders heftig vorgetragen. Das inzwischen nicht weiterverfolgte 200-MW-Laufwasserkraftwerk Arun in Nepal ist ein Beleg für die Wirksamkeit von Protesten einer „kritischen Öffentlichkeit“.

Richtig ist, daß der Bau von Wasserkraftwerken nicht ohne Eingriffe in die Natur und in die Lebensgrundlage der betroffenen Menschen in den zu überflutenden Stauräumen und ihrer Umgebung möglich ist. Daraus entsteht die Verpflichtung, die notwendigen Maßnahmen umweltverträglich zu gestalten und mit den Betroffenen rechtzeitig und umfassend in einen Dialog einzutreten, der sicherstellt, daß angemessene Entschädigungsleistungen akzeptiert und Umsiedlungsmaßnahmen sozial verträglich durchgeführt werden. Die Entwicklungsbanken haben in dieser Hinsicht aus Fehlern der Vergangenheit gelernt und ein deutliches Bewußtsein für diese Probleme entwickelt. Studien, die von der Weltbank oder auch von der KfW heute finanziert werden, tragen diesem gewachsenen Problembewußtsein Rechnung.

Die KfW als Entwicklungsbank des Bundes hat für die Bundesregierung, im Rahmen der finanziellen Zusammenarbeit mit Entwicklungsländern, im Laufe der letzten 30 Jahre mehr als 50 Wasserkraftanlagen (WKA) mit einem Volumen von mehr als DM 3,1 Mrd. finanziert (Anlage 1). Von den bis 1994 in Betrieb genommenen Wasserkraftanlagen, mit einer installierten Leistung von rd. 9.100 MW, werden pro Jahr rd. 38 TWh erzeugt. Damit werden rd. 31,5 Mio t CO₂/Jahr (etwa 9 % des jährlichen Ausstoßes deutscher Kraftwerke) vermieden.

Vor dem Hintergrund des Treibhauseffektes wird es unumgänglich sein, die emissionsfreien Wasserkraftpotentiale weiter zu entwickeln. Dies wird - trotz aller Risiken und kritischer Begleitung - in den Entwicklungsländern stattfinden, da dort die größten erschließbaren Wasserkraftpotentiale vorhanden sind. Die Herausforderung ist, den Planungs- und Errichtungsprozeß sozial akzeptabel, umweltverträglich und ökonomisch/technisch zweckmäßig zu gestalten.

2 Besonderheiten von Wasserkraftanlagen

Die Vorbereitung und Finanzierung von Wasserkraftanlagen weist - gegenüber z. B. Wärmekraftwerken - spezifische Merkmale und Anforderungen auf, denen besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden muß. Die folgenden Aspekte zeichnen die Vorbereitung, Durchführung und den Betrieb von Wasserkraftanlagen aus:

- lange und kostenträchtige Planungen und Vorlaufzeiten

- alternative Nutzungsmöglichkeiten des Wassers, z. B. für Bewässerung (multipurpose project)
- Wassereinzugsgebiete und Flüsse werden von Ländergrenzen durchschnitten, Probleme der Nutzung des Wassers durch Ober- und Unterlieger
- langwierige Studien zur Bestimmung der hydrologischen Bedingungen. Unsicherheiten bezüglich der geologischen Gegebenheiten in der Vorbereitung und bei der Abschätzung der Investitionskosten
- Durchführung umfassender Umweltstudien, Einbeziehung der Bevölkerung und der Entwicklung von angemessenen Entschädigungsleistungen bei Umsiedlungen, etc.
- lange Bauzeiten und hohe Investitionskosten mit der Folge, daß erhebliche Beträge an Bauzinsen anfallen
- Naturereignisse, wie Flutwellen, Sedimente, Hangrutschungen und Erdbeben sowie die langfristige Wasserverfügbarkeit, stellen erhebliche Betriebsrisiken dar
- lange Amortisationsperioden des eingesetzten Kapitals.

Diese Charakteristika und die inhärenten Risiken machen die Finanzierung solcher Projekte schwierig, insbesondere für private Investoren und Financiers. Hinzu kommen in Entwicklungsländern oft mangelhafte politische, gesamtwirtschaftliche und sektorale Rahmenbedingungen, einschließlich staatlicher EVUs mit Effizienzdefiziten und völlig unzureichenden Tarifen. Aus diesem Grund engagieren sich private Investoren im Bereich Wasserkraft eher zurückhaltend. Es ist in Entwicklungsländern zu beobachten, daß private Investoren sich dem weniger risikobehafteten Bereich der thermischen Elektrizitätserzeugung zuwenden. Insofern wird auf absehbarer Zeit die Entwicklung von Wasserkraftpotentialen und die Vorbereitung von Wasserkraftanlagen in Entwicklungsländern vorwiegend in den Händen des Staates und seiner Institutionen bleiben. Auch bei der Finanzierung werden bei mittleren und großen Wasserkraftwerken vorzugsweise traditionelle Formen, wie Exportkredit sowie multi- und bilaterale Finanzierungen zum Zuge kommen.

3 Vorbereitung von Wasserkraftanlagen

Die Vorbereitung von Wasserkraftanlagen erfolgt in einem mehrstufigen Prozeß. In einem ersten Schritt wird üblicherweise ein Masterplan, auf Basis der Auswertung von Kartenmaterial und von Erkundungen erstellt, der die entwickelbaren Wasserkraftpotentiale

eines Landes oder einer Region identifiziert und in eine erste Rangordnung bringt sowie eine Strategie aufzeigt, wie eine mögliche Entwicklung erfolgen kann. Alternative Nutzungen, wie Hochwasserschutz, Wasserversorgung, Bewässerung und Stromerzeugung sind aufzuzeigen. Ein solches Entwicklungskonzept muß auf den Anforderungen der Entwicklung der Elektrizitätsnachfrage und ihrer Charakteristik aufbauen. Umweltaspekte und mögliche Umsiedlungsmaßnahmen sind einer ersten Bewertung zu unterziehen, um ihre Bedeutung für die weitere Verfolgung einzelner Projekte einschätzen zu können. Erste ökonomische Überlegungen sind ein wichtiger Faktor bei der Bildung der erwähnten Rangordnung. Von der Sache her bietet es sich an, daß diese Aufgabe vom Staat gesteuert wird, der sich die Unterstützung erfahrener Berater sichert, um ein sozialverträgliches und volks- und energiewirtschaftlich möglichst optimales Konzept zu entwickeln. Für die Finanzierung solcher Masterpläne bieten sich die multilateralen Institutionen, wie Weltbank oder in Asien die asiatische Entwicklungsbank (ADB) an, aber auch bilaterale technische Hilfe kommt in Betracht, wie sie von der Bundesregierung - im Rahmen der Technischen Zusammenarbeit mit EL - gewährt wird.

Auf der Basis der Ergebnisse eines Masterplanes werden Durchführbarkeitsstudien (Feasibility-Studien) für einzelne Projekte erstellt. In Zwischenschritten, wie Konzeptstudien oder Prä-Feasibility-Studien werden einzelne Vorhaben oder Bereiche weiter optimiert. Beispiele hierfür sind Speicherkonzepte oder Laufwasserkraftlösungen, Vorauswahl möglicher Dammstandorte, etc.. Ergebnis einer Feasibility-Studie sollte die Präsentation eines optimalen Konzeptes sein, eine Kostenschätzung in einem Unsicherheitsbereich von 10-15 % und eine Analyse der wesentlichen technischen, ökonomischen, ökologischen und sozioökonomischen Aspekte. Eine sogenannte bankfähige Studie (bankable document) sollte folgende Tatbestände einschließen:

- Untersuchung der Nachfrageentwicklung des Elektrizitätssektors und der sonstigen Wassernutzer
- Detaillierte Untersuchungen topographischer, geologischer und hydrogeologischer Gegebenheiten
- Auslegung der wesentlichen Projektkomponenten und Bestimmung der Massen und der Landbeschaffung
- Untersuchung der Umwelteingriffe und notwendige Vermeidungsmaßnahmen
- Definition des Umsiedlungsbedarfs und Entwicklung geeigneter Entschädigungsmaßnahmen. Einbeziehung der Bevölkerung durch rechtzeitige Aufklärung und Eintritt in einen sachlichen Dialog. Vorlage eines Konzeptes über die weitere Einbeziehung der Bevölkerung

- Vorlage einer Kostenschätzung einschließlich aller Infrastrukturmaßnahmen und Entschädigungsmaßnahmen
- Volkswirtschaftliche Projektanalyse einschließlich eines sogenannten „Least Cost Expansion Planning“, z. B. auf der Basis von WASP (Wien Automatic System Planning Package)
- Finanzanalyse (Cash flow)
- Entwicklung eines Durchführungs- und Betriebskonzeptes
- Durchführung von umfassenden Sensitivitäts- und Risikoanalysen.

Die KfW hat im Laufe der Jahre eine ganze Reihe von Feasibility-Studien finanziert. Die Erfahrungen dabei sind unterschiedlich. Während der ingenieurmäßige Teil i. d. R. gut abgedeckt wird, gibt es im Bereich der gesamt- und betriebswirtschaftlichen Analyse Defizite. Dies hängt mit der nach wie vor überwiegenden technischen Prägung der Beratungsunternehmen zusammen. Wie auch die Erfahrungen der Weltbank bestätigen, wurden die Eingriffe in die Umwelt, die notwendigen Umsiedlungsmaßnahmen und der Umgang mit Betroffenen bei der Projektvorbereitung häufig deutlich vernachlässigt. Die Beratenden Ingenieure zeichnen sich auch heute noch in weiten Teilen durch eingeschränkte Sensibilität und begrenzte Offenheit für diese Fragestellungen aus. Die Erfahrungen zeigen, daß diese Fragen nicht ausreichend durchdrungen sind. Aufgrund von Protesten entsprechender Interessentengruppen ist mit Verzögerungen bei den Entscheidungen zu rechnen, die Financiers geraten in die Kritik und die Wasserkraft - kombiniert mit dem Begriff Großprojekt - gerät insgesamt in die Schußlinie.

Ein anderes spezifisches Problem bei WKA stellt die vorherrschende Evaluierungsmethodik dar. In der sogenannten „Least Cost Expansion Planning“ werden externe Effekte, wie beispielsweise die Luftschadstoffe, nur begrenzt einbezogen. Zwar können in Kostenvergleichen zu fossil befeuerten Kraftwerken Investitionen für Minderungsmaßnahmen bei SO₂ und NO_x einbezogen werden, die CO₂ - Emissionen bleiben jedoch unberücksichtigt.

Die niedrigen Kosten für fossile Brennstoffe lassen WKA ungünstig erscheinen. Eine Energiesteuer bzw. eine CO₂-Steuer könnte diese Situation für WKA verbessern. Solange dies nicht durchsetzbar ist, wäre zu erwägen, die fossil befeuerten Kraftwerke, wegen ihrer negativen externen Effekte pauschal mit einem rd. 15%-Malus in der „Least Cost Expansion Planning“ gegenüber WKA zu belegen. Eine solche Variante wäre zumindest in der Feasibility-Studie zu demonstrieren.

In jüngster Zeit stellt sich häufig bei voranschreitender Liberalisierung der Energiemärkte in EL die Frage, warum nicht private Investoren stärker in die Finanzierung der Vorberei-

tung von WKA eingeschaltet werden. In vielen EL sieht der Staat dies bisher als seine Aufgabe an. Dafür sprechen folgende Gründe: Die Planungen eines privaten Investors sind an Gewinnmaximierung und Risikobegrenzung orientiert, mit der Folge suboptimaler Ausbaukonzepte. Mehrzweckverwendungen, wie Wasserversorgung und Bewässerung, sind für den privaten Investor nicht interessant. Die Problemlage, die sich aus Umweltschutzgesichtspunkten und den Interessen der betroffenen Bevölkerung ergibt, schrecken Private ab, bzw. sie werden versuchen, die Kosten der entsprechenden Maßnahmen letztendlich doch auf den Staat zu übertragen. Insofern unterliegt der Vorbereitung der Projekte auf Feasibility-Niveau durch den Staat selbst, eine durchaus nachvollziehbare Rationalität. Zur Finanzierung solcher Studien sind die multilateralen Banken, aber auch die bilateralen Geber - wie bisher - gefordert.

4 Finanzierung von Wasserkraftanlagen

Grundsätzlich dürfte die Realisierung rentabler Projekte an fehlenden Mitteln nicht scheitern. Investoren und Banken werden, wenn das Umfeld stimmt, wie in den Industrieländern auch, die entsprechenden Mitteln mobilisieren können. Probleme bereiten - wie bereits eingangs erwähnt - ineffiziente Staatsmonopole, unzureichende Rahmenbedingungen im Sektor (nicht kostendeckende Tarife, etc.), fehlende Rechtssicherheit und eingeschränktes Vertrauen der privaten Investoren für längerfristige Engagements. Dies hat dazu geführt, daß in der Vergangenheit WKA in EL im wesentlichen vom Staat, von multi- und bilateralen Gebern sowie mit Exportkrediten finanziert wurden. Die Weltbank und die bilateralen Geber, wie auch die KfW, versuchen seit langem die EL im Energiebereich zu unterstützen, um Rahmenbedingungen zu schaffen, die dazu führen, daß der Sektor insgesamt effizient arbeitet. Schwer fällt den Regierungen in EL häufig, kostendeckende Tarife einzuführen, die die Verbraucher gemäß den verursachten Kosten belasten. Hier sind nach wie vor erhebliche Anstrengungen der Länder selbst erforderlich. In einer ganzen Reihe von Ländern haben die Reformbemühungen gegriffen, und zu einer Entflechtung und beginnenden Kommerzialisierung geführt. Dies wird im Ergebnis zu einer Verbesserung des Investitionsklimas für Private führen, wie dies in den Philippinen, Thailand, Malaysia und Indonesien eingetreten ist. Dort lassen sich Stück für Stück dann auch private Mittel für WKA mobilisieren.

Aus den WKA selbst ergeben sich jedoch auch Probleme, die eine Finanzierung erschweren. Die Projekte benötigen, aufgrund langer Planungs- und Durchführungskonzepte, langfristige Finanzierungen mit 15 Jahren und mehr, die durch kommerzielle Banken kaum bereitgestellt werden. Die staatlichen Exportkreditversicherungen in den Lieferländern tragen diesem Problem nicht ausreichend Rechnung. Ausschluß von größeren Zulieferungen aus Drittländern, begrenzte lokale Kostenfinanzierung, Unzulässigkeit von Annuitätendarlehen und begrenzte Indeckungnahme von Einzelgeschäften seien als Beispiele angeführt. Mittlere und größere WKA erfordern schnell Gesamtfinanzierungen von mehreren hundert Millionen US\$. Die Banken versuchen in solchen Fällen die Finanzie-

rung in Konsortien zu gestalten, um das Einzelrisiko zu begrenzen. Bei Summen dieser Größenordnung und diesen Risiken werden private Investoren schnell zurückhaltend und versuchen, wenn überhaupt, ein „risk-sharing“ mit der Regierung des EL auszuhandeln. Im Zweifelsfall werden private Investoren in Wärmekraftwerken investieren, weil dort - wie sich anschaulich zeigen läßt - die Amortisationsdauer eher unter 10 Jahren, während sie bei Wasserkraftwerken eher bei 15 Jahren bis hin zu 25 Jahren liegt. Dies ist begründet in der Struktur der sogenannten „Life Cycle Cost“ die für Wasserkraftwerke und Wärmekraftwerke deutlich unterschiedlich ausfallen. Höhere Kapitalkosten und niedrige Brennstoffkosten sind eindeutig gegen Wasserkraftwerke gerichtet (Anlage 2). Die aufgezeigten Risiken für Investoren lassen sich zwar durch effiziente Rahmenbedingungen begrenzen, dies darf jedoch nicht darüber hinwegtäuschen, daß die langen Kapitalbindungen privatem Engagement grundsätzlich eher entgegensteht.

Wie bereits ausgeführt, haben eine größere Anzahl von EL erste Schritte unternommen, um privatem Kapital im Elektrizitätserzeugungsbereich eine Investitionsmöglichkeit zu bieten. Die neuen Schlagworte heißen „IPP“ (Independent Power Producer) und „BOT“ (Build/Operate/Transfer) und die daraus abgeleiteten Formen. Modelle dieser Art sollen zusätzliche Mittel mobilisieren sowie Durchführungs- und Betriebsrisiken auf den ausländischen Investor übertragen. Vorteile für das EL ergeben sich insbesondere aus der effizienten Energiebereitstellung. Allerdings stehen dem auch deutliche Nachteile aus der Sicht des EL gegenüber: Der Investor erwartet eine Eigenkapitalrentabilität $> 15-20\%$, wegen der Laufzeiten der kommerziellen Kredite ist keine fristengerechte Finanzierung möglich, mit der Folge eines hohen Schuldendienstes in den Anfangsjahren, der zusammen mit der erwarteten Eigenkapitalrendite zu relativ hohen Stromabgabepreisen führt. EVUs in EL äußern häufig die Kritik, daß sie den Strom, auf Basis von Kosten zuzüglich 5% realer Kapitalverzinsung bei höherer Ineffizienz der Produktion, trotzdem günstiger im Netz bereitstellen können. Es ist bekannt, daß die größten Ineffizienzen in den Verteilungsnetzen liegen; es bleibt offen, ob private IPPs der Königsweg für Entwicklungsländer bei der Strombereitstellung sind.

Die Erfahrungen zeigen, daß der Interessenausgleich zwischen privaten Investoren und Staat/Stromnutzern bisher eher zu Lasten von letzteren geht. Soweit Wasserkraftanlagen betroffen sind, gibt es bis dato nur eine geringe Anzahl von IPPs. Private Investoren benötigen eine Begrenzung ihres finanziellen Risikos. Dies kann geschehen durch Ausbau von Garantieinstrumenten, wie beispielsweise der „Multilateral Investment Guarantee Agency“ (MIGA) der Weltbank oder durch sogenannte „Public Private Partnerships“ bei denen Private und der Staat in Form von Joint Ventures zusammenarbeiten. Bei dieser Zusammenarbeit können die Entwicklungsbanken eine Katalysatorfunktion übernehmen, in denen sie einerseits den Staat und private Investoren zusammenbringen und sich am „risk-sharing“ beteiligen und andererseits zusammen mit dem EL den Reformprozeß voranbringen. In geeigneten Ländern beteiligt sich die KfW - im Rahmen der Finanziellen Zusammenarbeit - an solchen Sektorreformbemühungen, unterstützt die Länder bei der Vorbereitung von Wasserkraftwerken und fördert den Dialog mit dem privaten Sektor.

5 Einige Schlußfolgerungen

Zusammenfassend lassen sich folgende Erfahrungen und Schlußfolgerungen für die zukünftig Förderung und Finanzierung von Wasserkraftwerken ziehen:

- Die in Rio beschlossene Agenda 21 fördert eine Begrenzung des Treibhauseffektes. Als bedeutendste erneuerbare Energiequelle kann die Wasserkraft hier einen wichtigen Beitrag leisten.
- Die Entwicklungsländer müssen den begonnenen Prozeß der Reformen bei den gesamtwirtschaftlichen und sektoralen Rahmenbedingungen konsequent fortsetzen, um bessere Voraussetzungen für Investitionen zu schaffen. Die Weltbank unterstützt reformwillige Länder bei diesen Bemühungen; auch die KfW leistet im Rahmen der Finanziellen Zusammenarbeit der Bundesregierung ihren Beitrag.
- Die Projektvorbereitung von WKA wird in vielen Fällen, wegen der hohen Kosten, zunächst eine Aufgabe des Staates bleiben. Multi- und bilaterale Geber sollten dies in geeigneten Ländern verstärkt unterstützen.
- Um die soziale Akzeptanz von WKA bei der betroffenen Bevölkerung zu verbessern, ist die Projektvorbereitung im Bereich Umwelt, Umsiedlung, Entschädigung, Umgang mit den Betroffenen, etc. professioneller und mit größter Sensibilität bezüglich der Bedeutung dieser Fragen anzugehen.
- Die Vorteile der Wasserkraft sind in der Öffentlichkeit verstärkt darzustellen. Nichts ist umsonst, deshalb ist dafür zu werben, daß begrenzte Eingriffe bei WKA in die Umwelt dem weiteren Ausbau thermischer Kraftwerke vorzuziehen sind. Durch verstärkte Öffentlichkeitsarbeit, insbesondere der Politik, ist den Bürgern dieses zu erläutern. Gleiches gilt für die pauschale Kritik an Großprojekten.
- In der Projektevaluierung sollte zur Festlegung der Ausbausequenz von Kraftwerken, eine Malus-Regelung für Wärmekraftwerke eingeführt werden. Ein 15 %iger Malus erscheint zunächst angebracht.
- In Ländern die ihren Reformprozeß gerade begonnen haben, bieten sich sogenannte „Public Private Partnerships“ für die Errichtung und den Betrieb von WKA an. Die Entwicklungsbanken können hier eine Katalysatorfunktion übernehmen und zur Risikobegrenzung beitragen.

- Multi- und bilaterale Geber sollten private Investitionen durch Garantieinstrumente stärker unterstützen, z. B. durch Beteiligung an sogenannten „Sektorentwicklungsfonds“ in geeigneten EL.
- Sofern mittlere oder größere WKA´s von den örtlichen EVU/Staat durchgeführt werden, sollten sich zur Förderung der Wasserkraft, multi- und bilaterale Geber beteiligen. In diesen Fällen ist auf eine ordnungsgemäße Durchführung, ein effizientes Betriebskonzept (z. B. durch einen privaten Betreiber) und auf weitere Fortschritte bei den Reformen zu achten.
- Bei den sogenannten „non recourse“-Finanzierungen (Projektfinanzierung, BOT, etc.) ist auf einen stärkeren Wettbewerb und ein angemessenes „risk-sharing“ hinzuwirken.
- Die Weiterentwicklung der OECD-Regeln hinsichtlich der Exportfinanzierung und des Deckungsinstrumentariums könnte ein Beitrag zur Begrenzung der spezifischen Risiken von WKA leisten, z. B. durch die Zulassung von Annuitätendarlehen und längeren Laufzeiten.

Wasserkraftpotentiale

Table 1 Existing Hydro-electric Development

	Installed Capacity (000 MW)		Hydro-electric %	
	Total	Hydro- electric	MW	GWh
Africa	73	20	27	(16)
South and Central America	164	94	57	
Canada	104	59	57	(63)
USA	775	74	10	
China	120	38	32	(18)
Japan	195	21	11	
Asia (rest)	278	53	19	
CIS	333	64	19	
Europe	678	155	23	
Oceania	46	12	26	
Total	2766	590	21	(18)

Table 2 Hydro-electric Potential Worldwide

	Economically Feasible (TWh/a)	Existing Development (TWh/a)	Developed (%)
Africa	700	51	7
South and Central America	3000	390	13
Canada	424	293	69
USA	376	275	73
China	1260	215	10
Japan	114	89	78
Asia (rest)	1700	342	20
CIS	1095	226	21
Europe	860	439	51
Oceania	172	39	23
Total	9350	2270	24

Quelle: Financing Hydro Power Projects '94, Water & Power Dam Construction,

References: Water Power & Dam Construction Handbook.

“Survey of Energy Ressource 1993” World Energy Council

Anlage 1

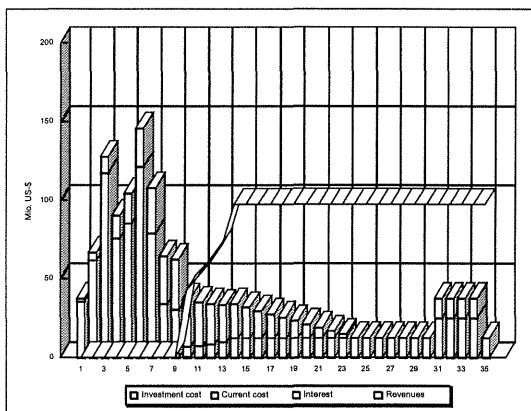
**Im Rahmen der Finanziellen Zusammenarbeit
der Bundesregierung mitfinanzierte Wasserkraftwerke**

Kontinent	Anzahl	FZ-Betrag in Mio DM
Afrika	27	1.224
Amerika	12	228
Asien	13	1.373
Europa	4	300
Summe	56	3.125

Anlage 2

Comparison of Life Cycle Cost and Revenues I

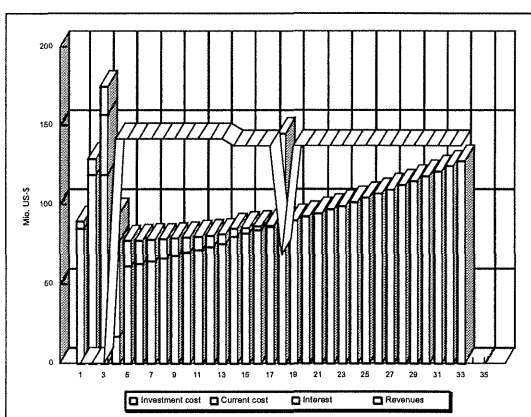
Structure of Life Cycle Cost / Revenues of Hydropower Plant I (with financing cost)



Notes on Hydropower Plant I

Type of plant	Base-load plant	
Prices	in constant prices	
Years of construction	9	
Years of operation	50	
Interest rate:	5,0%	
Financing:	100,0%	by loan
Repayment period:	15	years
Grace period:	9	years
Revenues/kWh	0,07	US-\$/kWh
Share of running cost / life cycle cost	Cost 46%	PV 21%
Average annual running cost / investment cost	1,7%	
Share of running cost + interest / total life cycle cost	Cost 58%	PV 41%
Average annual running cost + interest / investment cost	2,7%	

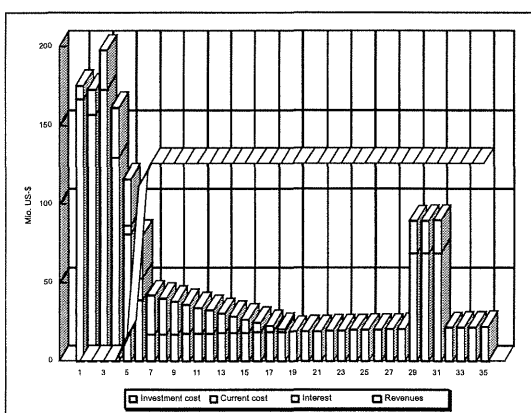
Structure of Life Cycle Cost / Revenues of Combined Cycle Plant (with financing cost)



Notes on Combined Cycle Plant

Type of plant	Medium/Base load plant	
Prices	in constant prices	
Years of construction	3	
Years of operation	30	
Interest rate:	5,0%	
Financing:	100,0%	by loan
Repayment period:	15	years
Grace period:	3	years
Revenues/kWh	0,07	US-\$/kWh
Fuel price increase in real terms	3,0%	p.a.
Share of running cost / life cycle cost	Cost 86%	PV 76%
Average annual running cost / investment cost	20,4%	
Share of running cost + interest / total life cycle cost	Cost 87%	PV 78%
Average annual running cost + interest / investment cost	21,6%	

Structure of Life Cycle Cost / Revenues of Hydropower Plant II (with financing cost)



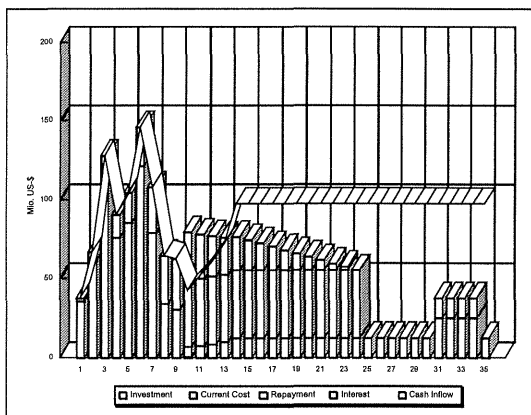
Notes on Hydropower Plant II

Type of plant	Medium/Peak-load plant	
Prices	in constant prices	
Years of construction	4	
Years of operation	50	
Interest rate:	5,0%	
Financing:	100,0%	by loan
Repayment period:	15	years
Grace period:	4	years
Revenues/kWh	0,07	US-\$/kWh
Share of running cost / life cycle cost	Cost 55%	PV 29%
Average annual running cost / investment cost	2,4%	
Share of running cost + interest / total life cycle cost	Cost 61%	PV 41%
Average annual running cost + interest / investment cost	3,1%	

Anlage 2

Comparison of Cash Flow

**Cash Flow of Hydropower Plant I
(with financing cost)**

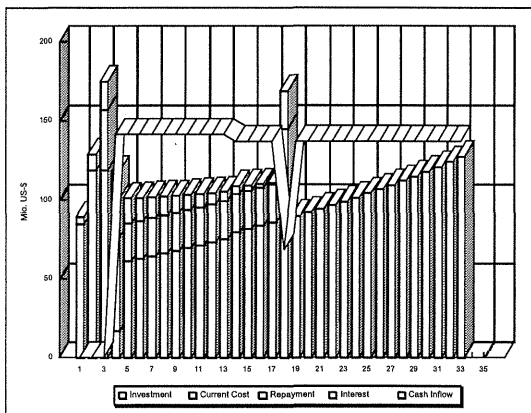


Notes on Hydropower Plant I

Type of plant	Base-load plant	
Prices	in constant prices	
Years of construction	9	
Years of operation	50	2
Interest rate:	5,0%	
Financing:	100,0%	by loan
Repayment period:	15	years
Grace period:	9	years
Revenues/kWh	0,07	US-\$/kWh
Share of running cost / life cycle cost	46%	PV
Average annual running cost / investment cost	1,7%	
Share of running cost + interest / total life cycle cost + interest	58%	PV
Average annual running cost + interest / investment cost	2,7%	41%

2

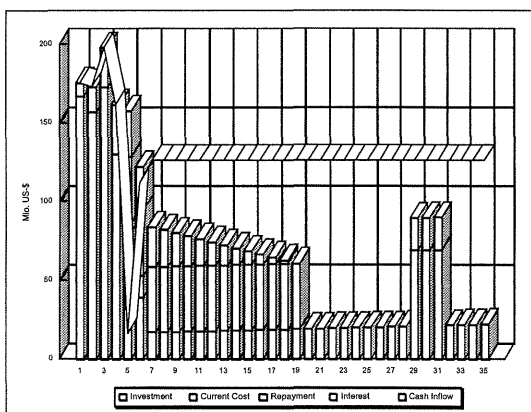
**Cash Flow of Combined Cycle Plant
(with financing cost)**



Notes on Combined Cycle Plant

Type of plant	Medium/Base load plant	
Prices	in constant prices	
Years of construction	3	
Years of operation	30	
Interest rate:	5,0%	
Financing:	100,0%	by loan
Repayment period:	15	years
Grace period:	3	years
Revenues/kWh	0,07	US-\$/kWh
Fuel price increase in real terms	3,0%	p.a.
Share of running cost / life cycle cost	86%	PV
Average annual running cost / investment cost	20,4%	76%
Share of running cost + interest / total life cycle cost + interest	87%	PV
Average annual running cost + interest / investment cost	21,6%	78%

**Cash Flow of Hydropower Plant II
(with financing cost)**



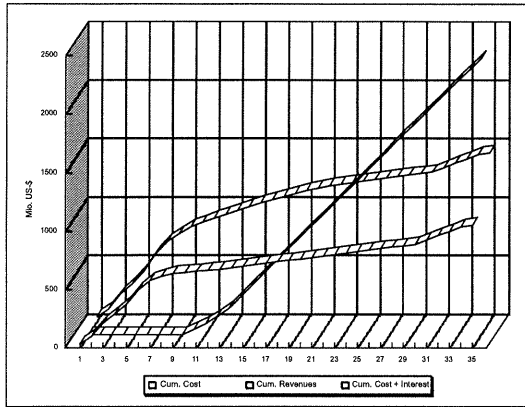
Notes on Hydropower Plant II

Type of plant	Medium/Peak-load plant	
Prices	in constant prices	
Years of construction	4	
Years of operation	50	
Interest rate:	5,0%	
Financing:	100,0%	by loan
Repayment period:	15	years
Grace period:	4	years
Revenues/kWh	0,07	US-\$/kWh
Share of running cost / life cycle cost	55%	PV
Average annual running cost / investment cost	2,4%	29%
Share of running cost + interest / total life cycle cost + interest	61%	PV
Average annual running cost + interest / investment cost	3,1%	41%

Anlage 2

Comparison of "Pay-Back Period"

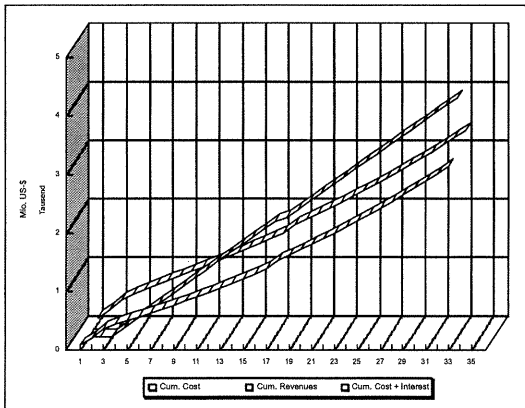
**Cum. Cost and Revenues of Hydropower Plant I
"Pay-Back Period"**



Notes on Hydropower Plant I

Type of plant	Base-load plant	
Prices	in constant prices	
Years of construction	9	
Years of operation	50	
Interest rate:	5,0%	
Financing:	100,0%	by loan
Repayment period:	15	years
Grace period:	9	years
Revenues/kWh	0,07	US-\$/kWh
Share of running cost / life cycle cost	Cost 46%	PV 21%
Average annual running cost / investment cost	1,7%	
Share of running cost + interest / total life cycle cost + interest	Cost 58%	PV 41%
Average annual running cost + interest / investment cost	2,7%	

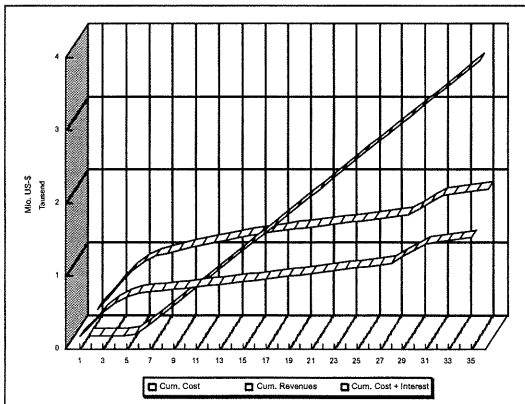
**Cum. Cost and Revenues of Combined Cycle Plant
("Pay-Back Period")**



Notes on Combined Cycle Plant

Type of plant	Medium/Base load plant	
Prices	in constant prices	
Years of construction	3	
Years of operation	30	
Interest rate:	5,0%	
Financing:	100,0%	by loan
Repayment period:	15	years
Grace period:	3	years
Revenues/kWh	0,07	US-\$/kWh
Fuel price increase in real terms	3,0%	p.a.
Share of running cost / life cycle cost	Cost 86%	PV 76%
Average annual running cost / investment cost	20,4%	
Share of running cost + interest / total life cycle cost + interest	Cost 87%	PV 78%
Average annual running cost + interest / investment cost	21,6%	

**Cum Cost and Revenues of Hydropower Plant II
("Pay-Back Period")**



Notes on Hydropower Plant II

Type of plant	Medium/Peak-load plant	
Prices	in constant prices	
Years of construction	4	
Years of operation	50	
Interest rate:	5,0%	
Financing:	100,0%	by loan
Repayment period:	15	years
Grace period:	4	years
Revenues/kWh	0,07	US-\$/kWh
Share of running cost / life cycle cost	Cost 55%	PV 29%
Average annual running cost / investment cost	2,4%	
Share of running cost + interest / total life cycle cost + interest	Cost 61%	PV 41%
Average annual running cost + interest / investment cost	3,1%	

Rüttelstopfverdichtung in sehr weichen Böden beim Bau des Shah Alam Expressway in Malaysia

Dr.-Ing. V. R. Raju

Keller (M) Sdn. Bhd., Malaysia

Dr. Masud Alam, Ir. Paul Ha

Gemuda Percon Joint Venture, Malaysia

Die Eignung der Rüttelstopfverdichtung in sehr weichen, bindigen Böden mit undrainierter Scherfestigkeit von weniger als 10 kN/m^2 wurde in der Vergangenheit in Frage gestellt. Dieser Bericht stellt die Erfahrungen bei der Ausführung von umfangreichen Baugrundverbesserungsarbeiten durch Keller in solchen Böden beim Bau des Shah Alam Expressways vor

Qualitätskontrollsysteme werden beschrieben, die für den erfolgreichen Einbau von Stopfsäulen in den angetroffenen sehr weichen Böden erforderlich waren. Der Einfluß der Beschaffenheit von Bodenformationen, ob angeschüttet wie im Fall der Zinngrubenverfüllungen oder natürlich gewachsen wie im Fall von küstennahen Meeresablagerungen, wird behandelt.

1 Einführung

Der neue Shah Alam Expressway verbindet die Küstenstadt Klang und Shah Alam mit der Hauptstadt Malaysias, Kuala Lumpur. Es handelt sich dabei um eine moderne 6-spurige Schnellstraße, die nach heutigem internationalen Standard geplant und errichtet wird. Bild 1 zeigt den Grundriß des Verkehrsprojektes, das in zwei Bauabschnitten erstellt wurde. Teil A wurde im Dezember 1996 abgeschlossen. Die Fertigstellung des Teils B ist für das Jahr 1998 geplant.

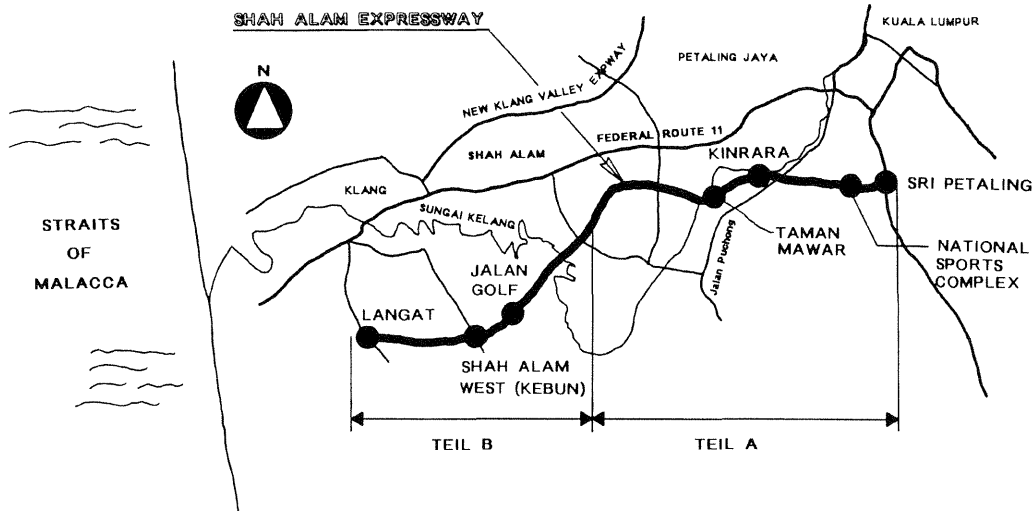


Bild 1 Übersichtsplan Shah Alam Expressway

Die Böden von Teil A in der Umgebung von Kuala Lumpur sind überwiegend alluvialer Herkunft - durchsetzt mit Zinngrubenverfüllungen. Die aus dem Zinnabbau herrührenden Ablagerungen bestehen überwiegend aus losen Sanden und sogenanntem "Slime", der als extrem weicher, toniger Schluff anzusprechen ist.

Die Böden des Teils B nahe der Küste sind überwiegend quartär-marine und kontinentale Ablagerungen aus Ton und Schluff. Die Tonschichten sind normal bis unterkonsolidiert und sehr weich.

Das Vorkommen dieser sehr weichen bindigen Böden hat dazu geführt, daß ungefähr 38 % der Projektkosten auf Gründungs- und Baugrundmaßnahmen entfallen. So wurden umfangreiche Pfahlgründungs- und Baugrundverbesserungsarbeiten ausgeführt. Die Rüttelstopfverdichtung wurde dabei in großem Umfang angewendet und in diesem Bericht werden die Erfahrungen von Keller im Umgang mit diesen Böden dargestellt. Über 900 000 m Rüttelstopfsäulen wurden eingebaut, um den Baugrund für 7 Straßenkreuzungen und Straßenüberführungen vorzubereiten.

2 Rüttelstopfverdichtung

Die Rüttelstopfverdichtung, von Keller in den 50er Jahren entwickelt, ist weithin bekannt und vielfach dokumentiert. Zur Information über weitere Details der Technik sei der Leser unter anderem auf die Literatur von Moseley und Priebe (1993) hingewiesen. Einige Details werden im Folgenden aus Gründen der Vollständigkeit kurz dargestellt.

2.1 Ausrüstung

Das Kernstück des Systems ist der Tiefenrüttler, der an Verlängerungsrohren montiert ist, denn die Gesamtlänge soll gleich oder größer als die Versenktiefe sein. Luft- bzw. Wasserzuführungsrohre sind an den Wandungen des Rüttlers angebracht. Rüttler und Verlängerungsrohre werden an einem Seilbagger oder ähnlichem Tragegerät angehängt. Weitere Geräte, wie Radlader, sind für die Materialzugabe bei der Verdichtung erforderlich. Die vierte Komponente, besonders wichtig bei sehr weichen Böden, ist das Qualitätskontrollsystem.

2.2 Ausführung

Zwei Ausführungsarten der Rüttelstopfverdichtung wurden von Keller entwickelt: das Naß- und das Trockenstopfverfahren. Beim Naßstopfverfahren unterstützt ein Spülstrom aus Wasser, der an der Rüttlerspitze austritt, sowohl das Eindringen des Rüttlers in das Erdreich als auch die Ausformung eines Bohrloches (Bild 2a). Dabei wird ein Ringraum zwischen Rüttler und Bohrlochwand freigehalten, durch den das Zugabematerial (normalerweise Schotter von 40-75 mm \varnothing) bis zur Verdichtungszone um die Rüttlerspitze absinken kann. Eine kurzhubige Auf- und Abwärtsbewegung des Rüttlers wird ausgeführt, um den Schotter seitlich in den Boden zu stopfen und damit sowohl Baugrund als auch Stopfsäule selbst zu verdichten.

Das Naßstopfverfahren ist teilweise ein Bodenersatzverfahren, bei dem Feinteile ausgespült werden und im übrigen der Boden seitlich verdrängt und verdichtet wird. Die Vorteile des Naßstopfverfahrens liegen in einer hohen Produktionsrate und der Möglichkeit, größere Steine zu verwenden und den Baugrund bis in Tiefen von 30 m zu behandeln. Ein zusätzlicher Vorteil ist der teilweise Austausch sehr weicher Bodenpartien durch Zugabematerial, was der Ausführungsqualität zugute kommt.

Das Naßstopfverfahren erfordert jedoch eine ständige Wasserzufuhr und das vom Bohrloch rückfließende Wasser enthält Bodenpartikel, die ausgefällt werden müssen, bevor das Wasser entsorgt oder wiederverwendet werden kann. Dazu ist ausreichend Platz für Absetzbecken erforderlich.

Beim Trockenstopfverfahren wird die Rüttlereinheit (Rüttler, Aufsatzrohre, Materialleitsystem, Führungsschlitten) an einer besonders konstruierten Tragraupe geführt. Dieses Gerät ermöglicht es, den Rüttler durch Gewichtsakivierung schneller auf Endteufe zu bringen. Wasser wird dazu normalerweise nicht benutzt. Das Zugabematerial, Schotter oder Kies von 15-35 mm \varnothing , wird mit einem Förderkübel zum oberen Ende der Verlängerungsrohre gebracht und von dort über eine Schleuse und Materialzuführungsrohre direkt zur Rüttlerspitze geführt (Bild 2b). Zur Unterstützung des Materialflusses in den Rohren wird Preßluft verwendet.

Das Trockenstopfverfahren ist ein reines Verdrängungsverfahren, bei dem kein Boden entfernt wird. Durch den Verzicht auf den unterstützenden Spülstrom fällt weder Wasser noch Absetzschlamm an. Es ist daher besonders gut geeignet für den Einsatz in Ballungszentren, innerstädtischen Bereichen oder in unmittelbarer Nähe von Schienen- und Straßenbauwerken.

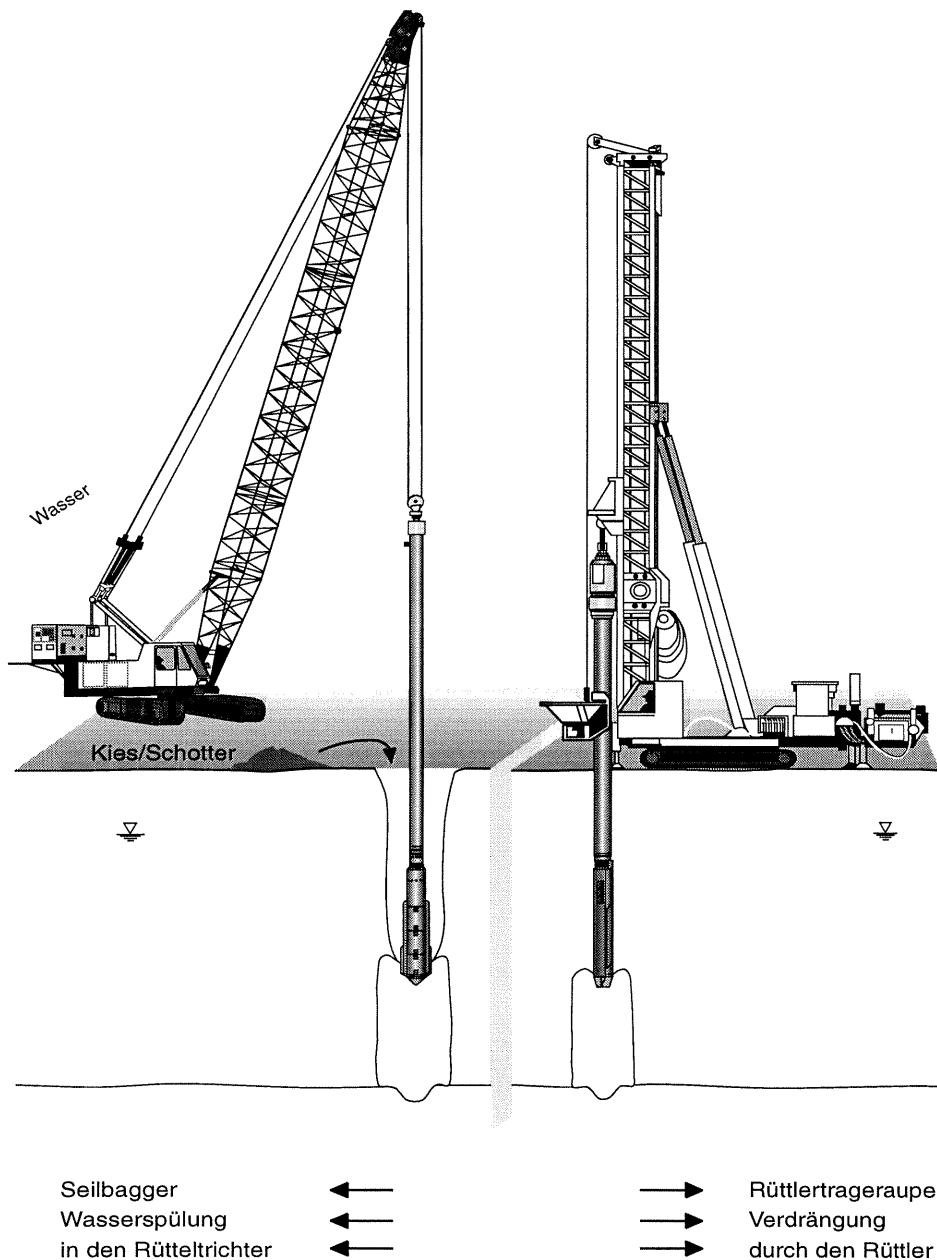


Bild 2 Schemazeichnungen zum Einbau von Stopfsäulen unter Verwendung des (a) "Nassstopfverfahrens" und des (b) "Trockenstopfverfahrens"

Beide Systeme, das Naß- und das Trockenstopfverfahren, wurden beim Einbau von Rüttelstopfsäulen in den sehr weichen, kohäsiven Böden beim Shah Alam Expressway eingesetzt.

2.3 Qualitätskontrolle

Der erfolgreiche Einbau von hochverdichteten Stopfsäulen erfordert ein entsprechendes Qualitätskontrollsystem und dies um so mehr, je weicher der umgebende Boden ist und je mehr dadurch die Stützung der Säulen abnimmt. Keller hat ein computergesteuertes Überwachungssystem entwickelt (Bild 3). Es mißt sowohl die Versenktiefe des Rüttlers als auch kontinuierlich die verschiedenen Parameter des Rüttelstopfvorganges. Die Meßergebnisse werden dem Tragraupenfahrer über ein Display ständig angezeigt und gleichzeitig auf Kontrollbögen ausgedruckt. Letztere stehen dem bauleitenden Ingenieur zur täglichen Kontrolle zur Verfügung.



Bild 3 Foto des Displays eines Qualitätskontrollsystems Typ M4 und Blick in die Fahrerkabine der Keller-Tragraupe

Bild 4 zeigt die gebräuchlichste Form eines solchen "Reports" einer im Naßstopfverfahren hergestellten Säule. Das linke Diagramm dokumentiert die Zeitangabe auf der Vertikalachse und auf der horizontalen Achse die dazugehörige Eindringtiefe des Rüttlers. Das Diagramm belegt den zeitlichen Ablauf der Auf- und Abbewegungen der Rüttlereinheit. Drei unterschiedliche Phasen des Verdichtungsablaufes können erkannt werden. Als erste Phase ist das Versenken des Rüttlers in den Boden zu nennen. In der zweiten Phase wird der Rüttler mehrmals unter Spülung bis zur Geländeoberfläche gezogen und wieder versenkt und auf diese Weise das Bohrloch aufgeweitet. Dabei wird bereits Schotter in das Bohrloch eingebracht. Die dritte Phase ist durch das kurze Heben und Senken des Rüttlers gekennzeichnet, um die Stopfsäule aufzubauen und zu verdichten. Bei diesen Rüttlerbewegungen im sogenannten "Pilgerschritt" wird bei etwa 1 m Hub ungefähr 0,3 m Höhe gewonnen. Dabei wird das zugegebene Material seitlich verstopft und der umgebende Boden verdichtet. Wie das Diagramm zeigt, wurde die gesamte Säule in gleichmäßigen Schritten aufgebaut.

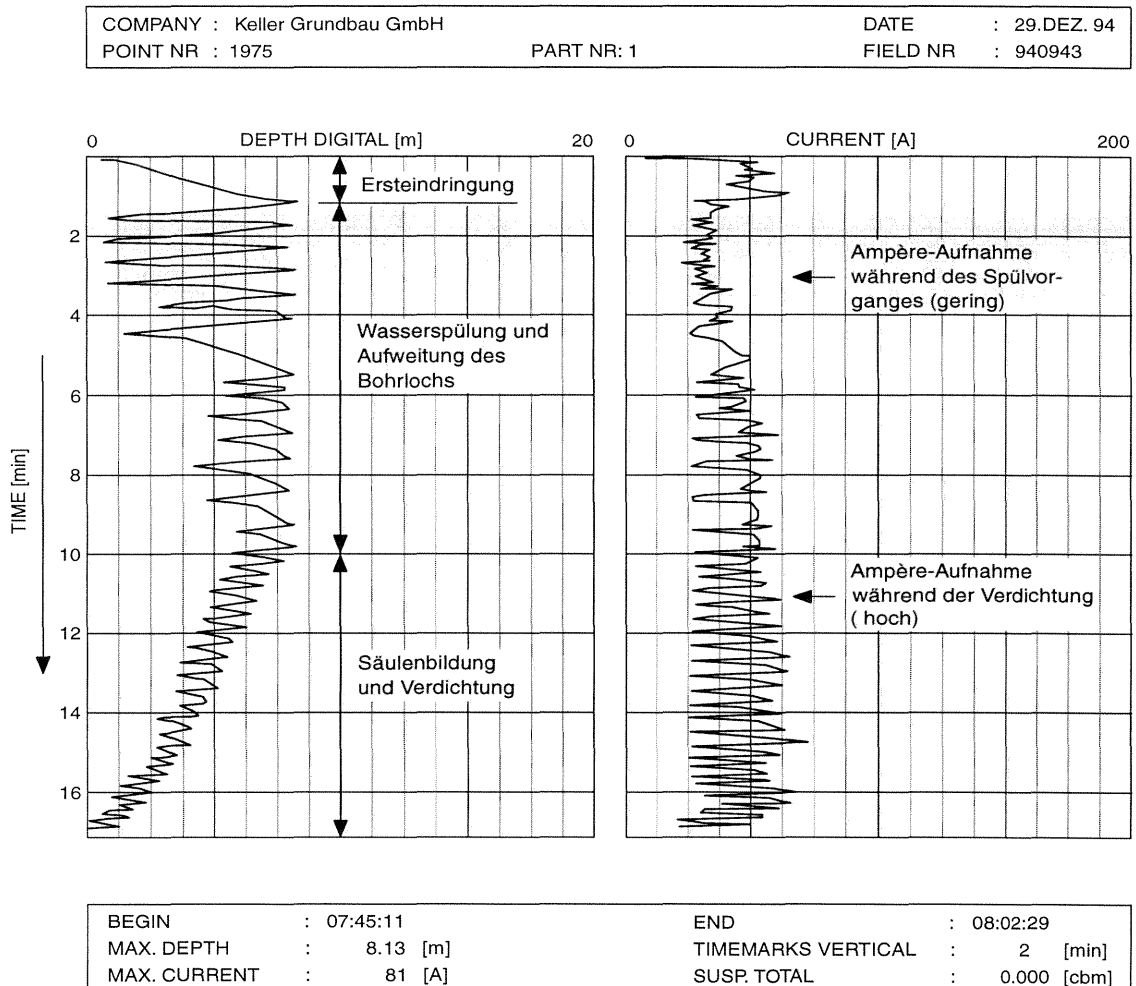


Bild 4 M4-Printout von Stopfsäulen bei Anwendung des Naßverfahrens, wobei Eindringtiefe und Ampèrezahl des Rüttlers im Hinblick auf die benötigte Zeit dargestellt werden

Das rechte Diagramm zeigt den Stromverbrauch des Rüttlers. Dieser wird als Indikator des Verdichtungserfolges interpretiert. Ein Keller-Monorüttler verbraucht im Leerlauf, frei hängend, etwa 35 Ampère (A). In der ersten Absenkphase liegt die Stromaufnahme in den sehr weichen Böden bei etwa 40 A und steigt, wenn festere Bodenschichten angetroffen werden. In gewisser Weise liefert also jeder dokumentierte Tiefenrüttelvorgang eine Art Sondierergebnis. Unter anderem wird ermittelt, wann der Rüttler eine dichtgelagerte Schicht antrifft und es kann so die Endtiefe festgelegt werden. In der nächsten Phase des Verdichtungs Vorganges liegt die Stromaufnahme bei 50-80 A, jeweils abhängig vom Boden, Verfahren (naß/trocken) und eingesetztem Rüttler.

Aufzeichnungen der Stopfsäulenherstellung im Trockenverfahren sehen im Prinzip ähnlich aus. Eindringtiefen und Ampèreaufnahme werden als Funktion der Zeit registriert. Der wesentliche Unterschied zum Naßstopfverfahren liegt im Fehlen der Spülphase. Hier beginnt der Stopfprozess unmittelbar nach dem ersten Abteufen.

Das Überwachungssystem erlaubt dem Tragraupenfahrer, bei jedem einzelnen Stopfvorgang über die gesamte Tiefe einen entsprechender Ampèrewert zu erreichen (Bild 4). Dies dient bei weichen Böden auch dazu, eventuelle Einschnürungen der Steinsäulen mit Sicherheit auszuschließen. Das klare und leicht verständliche Bild der Stopfsäulenherstellung wird damit zum unschätzbaren Hilfsmittel für den Bauleiter bei der Qualitätsbeurteilung.

Das Überwachungssystem wird kontinuierlich verbessert. Heute kann z.B. auch die verbrauchte Schottermenge gewogen werden, bevor sie in den Rüttler eingefüllt wird. Die Gesamteinbaumenge pro Säule ist dann Teil der Aufzeichnung und damit kann der mittlere Durchmesser einer Rüttelstopfsäule errechnet werden.

3.0 Baustellen

Für das Projekt Shah Alam Expressway wurden Bodenverbesserungen mittels Stopfverdichtung bei den Kreuzungsbauwerken Sri Petaling, National Sports Complex, Kinrara, Taman Mawar, Jalan Golf, Kebun und Langat durchgeführt.

Ingesamt wurden mehr als 900 000 m Stopfsäulen in Tiefen von 8 - 26 m zwischen Juli 1994 und Dezember 1996 eingebracht. Die Säulen haben Durchmesser von 1,0 - 1,2 m. In den folgenden Abschnitten werden die Besonderheiten von drei großen Kreuzungsbauwerken geschildert.

3.1 Kreuzung Kinrara

Die Umgebung von Kinrara war früher einmal ein Zinnminengebiet. Als Folge davon werden dort sehr unterschiedliche Bodenbedingungen - von lockeren, schluffigen Sanden bis hin zu Bergbauschlämmen - vorgefunden. Tatsache ist, daß die Kreuzung über einer ehemaligen Zinngrube mit Schlammschichten bis zu einer Tiefe von 17 m liegt. Die un-drainierte Scherfestigkeit des Schlammes betrug an der Oberfläche nur 6 kN/m^2 und stieg mit zunehmender Tiefe nur mäßig an. Die Fließgrenze lag bei etwa 60%, die Ausrollgrenze bei ca. 30% und der natürliche Wassergehalt betrug nahezu 60%. Konsolidierungsversuche zeigten Konsolidierungsbeiwerte (c_v) im Bereich von $3,0 - 5,0 \text{ m}^2/\text{Jahr}$.

Der auf den Schottersäulen gegründete Oberbau der Schnellstraße besteht unter anderem aus vier Zufahrtsrampen. Jede dieser Rampen hat eine Länge von ca. 150 m und eine maximale Höhe von 10 m. Die Rampen wurden generell mit Böschungen angelegt. In einigen Fällen wurden bewehrte Erdwälle bis zu 10 m Höhe errichtet.

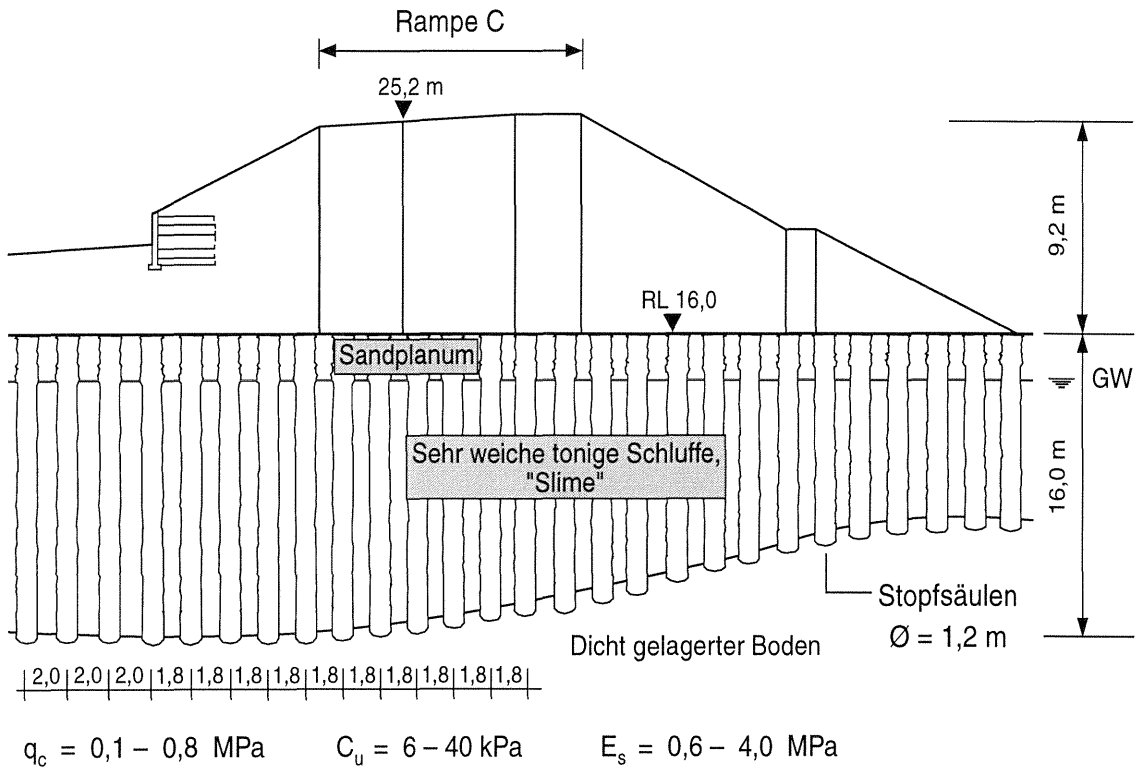
Der Baugrund wurde durch den Einbau von Schottersäulen mit Tiefen zwischen 10 - 17 m verbessert. Aufgrund der Beschaffenheit des Bodens und der Höhe der Aufschüttung waren die Abstände zwischen den Säulen unterschiedlich. Sie betragen zwischen 1,5 - 2,5 m. In dem sehr weichen Schlamm wurden Säulendurchmesser von 1,2 m erreicht. Insgesamt wurden 170 000 m Stopfsäulen in einem Zeitraum von 7 Monaten eingebracht. Die Bodenverbesserung wurde direkt bis zum Brückenwiderlager ausgeführt. Bild 5a zeigt den Querschnitt des Dammes bei Station CH 34.475 und die dort ausgeführte Bodenverbesserung. An dieser Stelle befindet sich der tiefste Punkt der ehemaligen Zinngrube. Die Längen der Säulen wurden der Tiefe der Grube angepaßt.

Mehr als 60 Setzungsmeßeinrichtungen wurden während der Bauphase des Dammes eingebaut und überwacht. Die aufgezeichneten Setzungen bewegen sich im Bereich zwischen 5 und 25 cm. Bild 5b zeigt Meßergebnisse von einer Stelle der Grube, an der größere Setzungen eintraten. Die meisten Setzungen stellten sich während oder unmittelbar nach dem Dammbau ein. Aufgrund seiner relativ hohen Durchlässigkeit zeigte der "Slime" eine verhältnismäßig hohe Konsolidierungsrate; denn die Setzungen stabilisierten sich etwa 2 - 3 Monate nach Fertigstellung des Dammes.

3.2 Kreuzung Sri Petaling

Diese Kreuzung verbindet den Shah Alam Expressway mit der Schnellstraße Kuala Lumpur-Seremban. Diese Schnellstraße ist die wichtigste Nord-Süd Verbindung in Malaysia. Auch hier handelt es sich um ein ehemaliges Zinnminengebiet mit sehr unterschiedlichen Böden. Es wurde Grobsand bis hin zu sehr weichem tonigen Schluff vorgefunden. Im schlimmsten Fall zeigten die sehr weichen Ablagerungen c_u -Werte im Bereich von 8 kN/m^2 an der Oberfläche und von 50 kN/m^2 in einer Tiefe von 25 m. CPT-Tests ergaben, daß im weichen Boden einige dünne Sandschichten vorhanden waren.

(a) Dammquerschnitt und Anordnung der Stopfsäulen



(b) Dammhöhe und Last-Setzungskurve bei Station CH 34.475

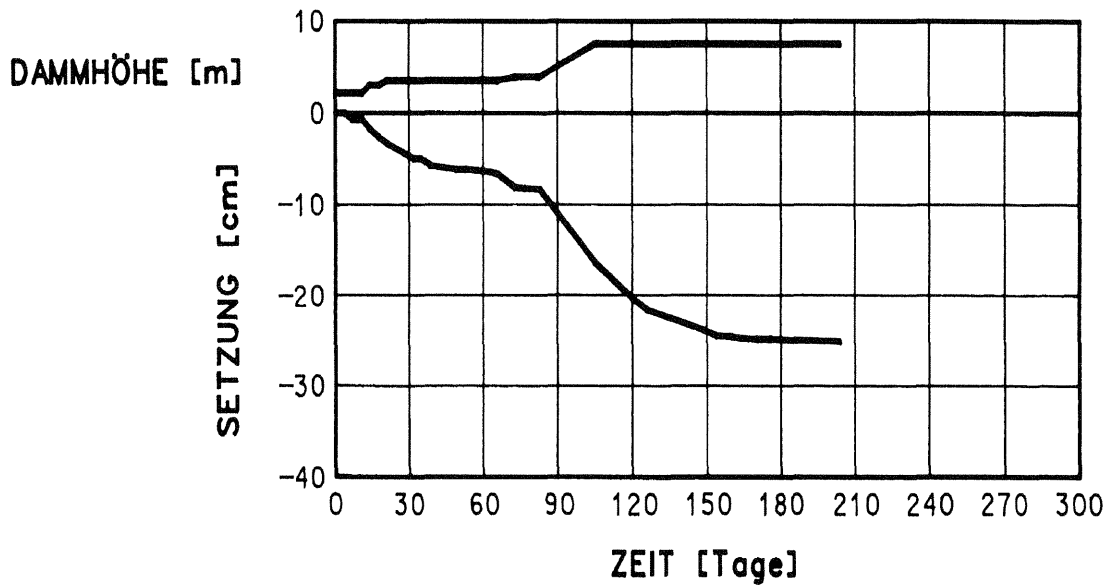
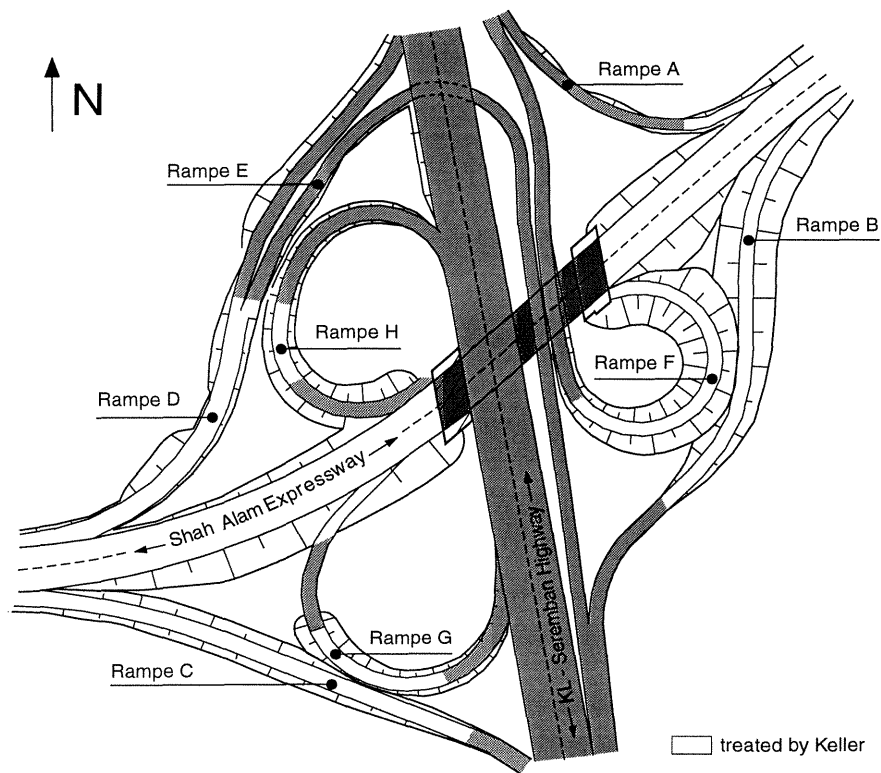


Bild 5 Bodenverbesserungsarbeiten an der Kreuzung Kinrara im Bereich einer ehemaligen Zinngrube

(a) Grundriß der Kreuzung mit Darstellung der verdichteten Flächen



(b) Dammhöhe und Last-Setzungskurve bei Station CH 8+250 der Rampe H

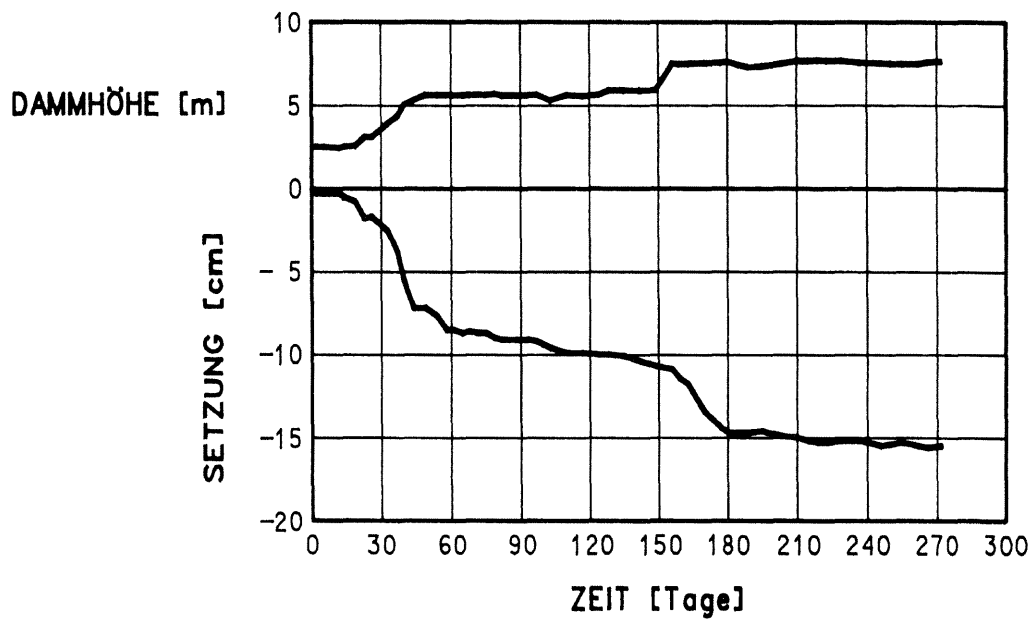


Bild 6 Bodenverbesserungsarbeiten an der Ausfahrt Sri-Petaling

Die Sri Petaling Kreuzung hat eine modifizierte Kleeblattform mit 8 Rampen (Bild 6a). Der Querschnitt der Rampen ist ähnlich denen der Kreuzung Kinrara, mit Höhen zwischen 2 m und 10 m. Bild 6a zeigt einen Grundriß der Kreuzung mit Kennzeichnung der Bereiche, in denen Rüttelstopfverdichtung ausgeführt wurde.

Die Längen der Schottersäulen betragen hier zwischen 8 m und maximal 26 m für die tiefen, weichen Ablagerungen. In diesen Bereichen wurden Säulen mit 1,0 m Durchmesser in einem Raster von 1,5 - 2,5 m eingebaut. Insgesamt wurden mehr als 230 000 m Stopfsäulen in einem Zeitraum von 9 Monaten eingebracht. Die Arbeiten wurden bis zu 20 m hinter die Brückenwiderlager ausgeführt.

Mehr als 40 Setzungsmeßeinrichtungen wurden während der Bauphase des Dammes eingebaut und überwacht. Die aufgezeichneten Setzungen bewegten sich in Abhängigkeit von den Bodenbedingungen und Dammhöhen im Bereich von 5 - 50 cm. Bild 6b zeigt Aufzeichnungen von Last-Setzungslinien der Rampe H. An dieser Stelle wurde in den oberen 5 m sehr weicher, toniger Schluff vorgefunden, gefolgt von einer etwa 5 m dicken Schicht festen Schluffes. Die Bodensetzungen, die dem Dammbau folgten, sowie eine weitere Stabilisierungsphase von 2 - 3 Monaten sind deutlich zu erkennen.

3.3 Kreuzung Shah Alam West

Diese Kreuzung verbindet die Kebun-Straße mit der Schnellstraße und gehört zu den Arbeiten von Teil B. Die Böden können bis zu einer Tiefe von 10 m als extrem weicher, mariner Ton bezeichnet werden, gefolgt von festen Tonablagerungen bis zu Tiefen von mehr als 30 m. Die gemessenen c_u -Werte im weichen Ton lagen im Bereich von 5 -15 kN/m² über die gesamte Tiefe von 10 m. Eine Vorstellung von der Scherfestigkeit des Bodens gewinnt man aus der Tatsache, daß ein Grundbruch eintrat, als eine 1,0 m dicke Arbeitsplattform aus Sand auf dem weichen Boden gebaut wurde.

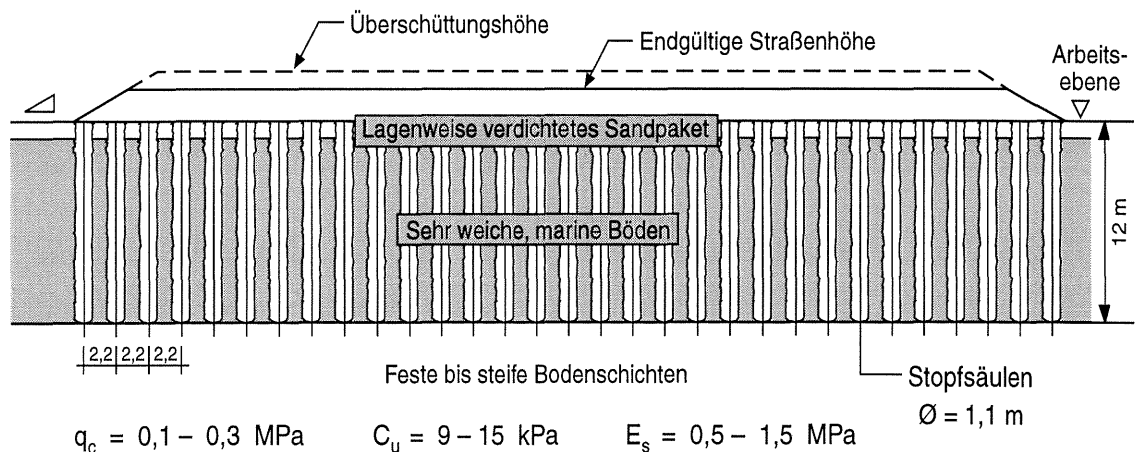
Mineralogische Tonuntersuchungen, die unter Zuhilfenahme der Röntgen-Diffraktionsmethode durchgeführt wurden, ergaben, daß die hauptsächlich vorhandenen Mineralien aus Montmorillonit, Kaolinit und Illit bestanden. Die Fließgrenze lag bei etwa 100% und die Ausrollgrenze bei ca. 40%. Der natürliche Wassergehalt kam der Fließgrenze sehr nahe. Konsolidierungsversuche zeigten Konsolidierungsbeiwerte (c_v) im Bereich von 0,5 - 1,0 m²/Jahr. Langzeittests ergaben einen Kriechbeiwert (C_a) von ca. 1%.

Rüttelstopfverdichtung wurde unterhalb der Hauptstrecke der Schnellstraße, deren Dammhöhe etwa 2,0 m beträgt, und unterhalb der Zufahrtsrampe mit einer maximalen Höhe von 5,0 m ausgeführt. Auf der Haupttrasse der Schnellstraße wurden Schottersäulen mit einem Durchmesser von 1,1 m bis zu einer Tiefe von 12 m im Raster von 2,2 m x 2,2 m eingebaut. Bild 7a zeigt einen Querschnitt des Dammes und der ausgeführten Arbeiten. Insgesamt wurden über 200 000 m Stopfsäulen in einem Zeitraum von 12 Monaten herge-

stellt. Um mögliche Langzeitsetzungen zu verhindern, wurde als Auflast eine Überschüttung um 1,0 m vorgesehen.

Zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Veröffentlichung (Januar 1997) sind bereits einige der verdichteten Bereiche belastet und die Setzungen werden aufgezeichnet. Bild 6 zeigt die bei Station CH 15.450 gemessenen Setzungen unter dem 2,0 m hohen Damm und der 1,0 m dicken Überschüttung. Sechs Monate nach Fertigstellung des Dammes hatten sich die Setzungen stabilisiert. Zur Zeit wird die Vorbelastung entfernt. Mit nennenswerten weiteren Setzungen ist nicht zu rechnen.

(a) Dammquerschnitt und Anordnung der Stopfsäulen



(b) Dammhöhe und Last-Setzungskurve bei Station CH 15.450

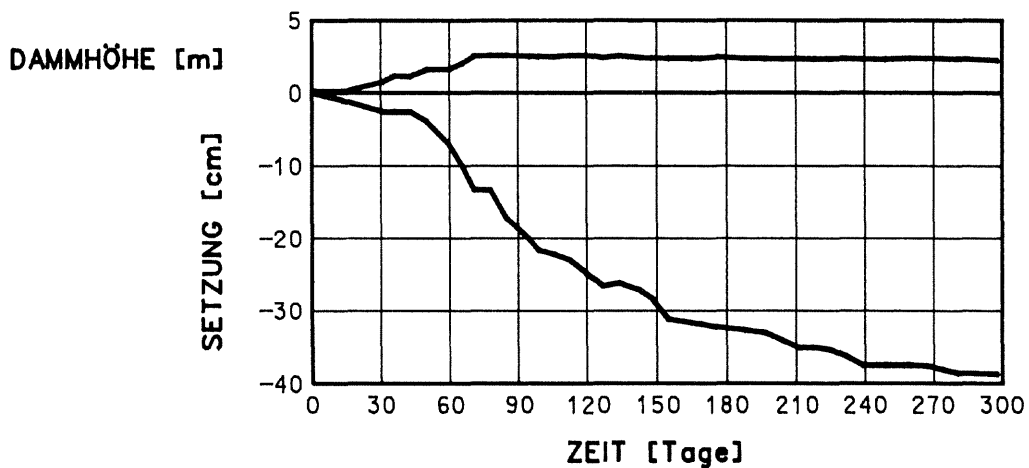


Bild 7 Bodenverbesserungsarbeiten an der Kreuzung Shah Alam West (Kebun)

4 Diskussion

Der Vergleich der Setzungen von 10 bis 50 cm in Bereichen, die mit dem Rüttelstopfverfahren behandelt wurden, mit den Setzungen von 1,0 m bis 2,0 m in unbehandelten Bereichen zeigt klar, daß es möglich ist, extrem weiche kohäsive Böden mit dem Rüttelstopfverfahren deutlich zu verbessern. Die Verbesserungsfaktoren bewegen sich in der Größenordnung von 2 bis 5.

Das Setzungsverhalten einzelner Bodenarten dieses Bauvorhabens war sehr unterschiedlich. In Kinrara und Sri Petaling hat sich der "Slime" 2-3 Monate nach Fertigstellung des Dammes aufgrund seiner relativ hohen Durchlässigkeit stabilisiert. Mit großer Wahrscheinlichkeit haben einige dünne, im Schlamm vorhandene Sandschichten mit dazu beigetragen, daß die Setzung relativ schnell erfolgte. Dagegen benötigen die sehr weichen, hochgradig plastischen marinen Tone aufgrund ihrer geringeren Durchlässigkeiten eine längere Konsolidierungszeit. Dementsprechend sollte im Bauzeitenplan genügend Vorlauf vorgesehen oder, falls notwendig, Vorbelastungen vorgenommen werden, um den Konsolidierungsverlauf zu beschleunigen.

5 Schlußfolgerungen

Das Rüttelstopfverfahren hat sich beim Shah Alam Expressway Projekt als eine wirksame Methode zur Verbesserung von sehr weichen Bergbauschlämmen und marinen Tonen erwiesen. Hier war diese Technik eine wirtschaftliche Alternative zu konventionellen Lösungen wie z.B. Pfahlgründungen. Die erreichten, hohen Produktionsraten haben dabei die Bearbeitung großer Gründungsbereiche innerhalb eines begrenzten Zeitrahmens ermöglicht.

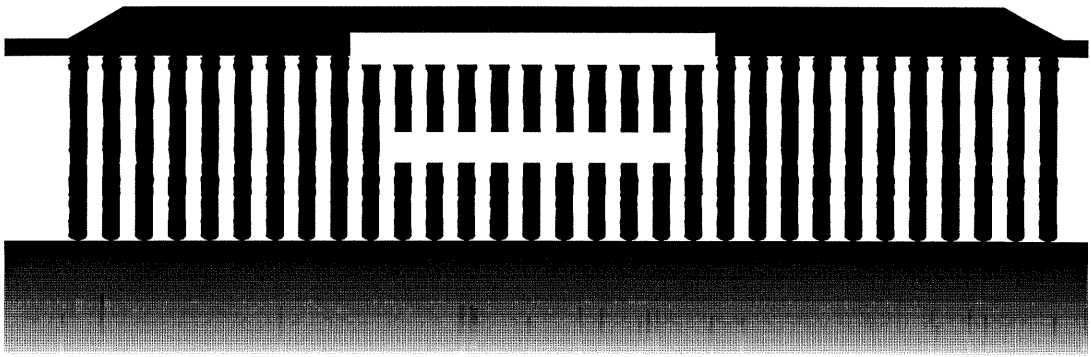
Literaturnachweis

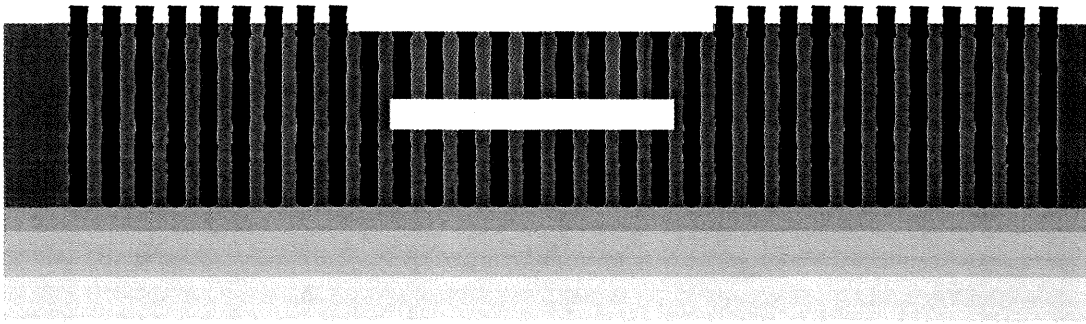
Moseley, M.P. und Priebe, H.J. (1993)

Vibro Techniques. Ground Improvement, Edited by M.P. Moseley,
Blackie Academic, 1-19

Raju, V.R. und Hoffmann, G. (1996)

Treatment of tin mine tailings in Kuala Lumpur using Vibro Replacement.
Proc. of the 12th SEAGC in Kuala Lumpur, Malaysia





Planung eines Wasserkraftprojektes in Ostmalaysia

Prof. Dr.-Ing C. Kutzner

Sachverständiger für Geotechnik, Hofheim am Taunus

Dipl.-Ing. R. Wigand

Lahmeyer International GmbH, Frankfurt am Main

1 Das Projekt

Das geplante Wasserkraftprojekt *Liwagu* liegt in Ostmalaysia im Staate Sabah an der Nordostecke von Borneo (Bild 1). Die installierte Leistung wird 175 MW betragen. Die baulichen Hauptkomponenten sind eine Schwergewichtsmauer von 97 m Höhe, ein 47 m

- 1 Sabah (Ostmalaysia)
- 2 Brunei
- 3 Sarawak (Ostmalaysia)
- 4 Kalimantan (Indonesien)
- 5 Äquator
- 6 Wasserkraftprojekt Liwagu

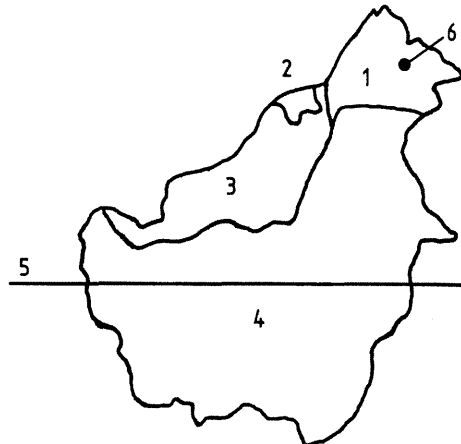


Bild 1 Die Länder Borneos

hoher Steinschüttdamm mit Erdkern, ein 30 m hoher Erddamm als Satteldamm zur Vergrößerung des Speichervolumens, die Hochwasserentlastung für einen Abfluß von 15.000 m³/s, das Krafthaus und die Triebwasserstollen in Basalt. Die Lage der Bauwerke ist schematisch aus Bild 2 zu ersehen. Auf die für derartige Länder typischen Daten wird hingewiesen: Die höchste Staumauer Deutschlands, Leibis in Sachsen, wird 100 m hoch sein. Der Hochwasserabfluß dort ist für 75 m³/s ausgelegt. Der höchste Schüttdamm Deutschlands, Frauenau in Bayern, ist 75 m hoch.

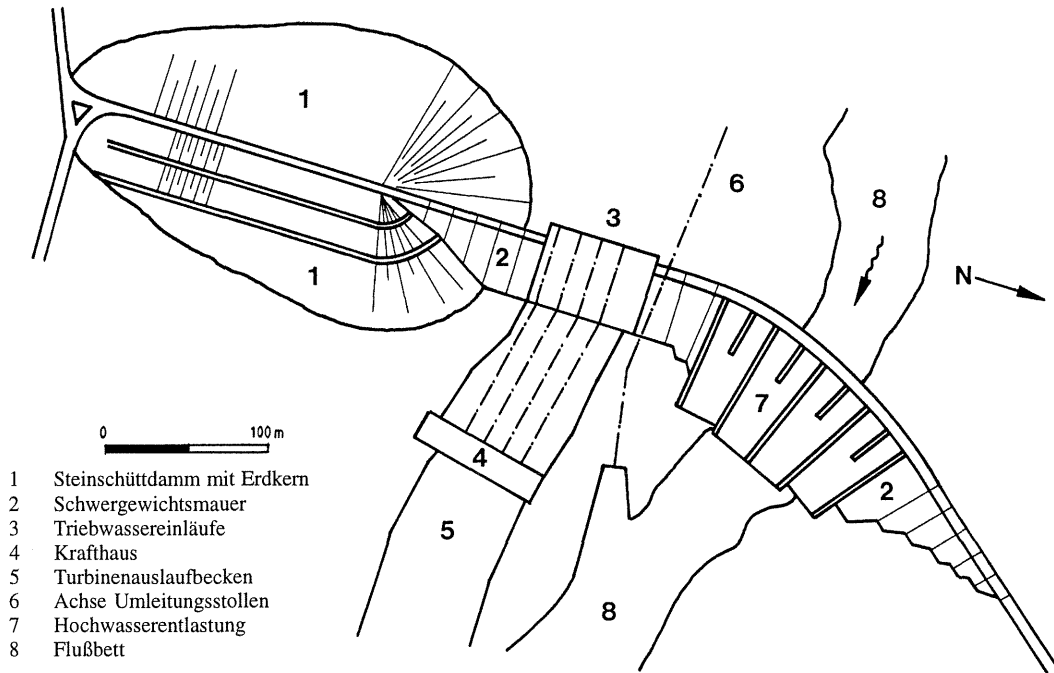


Bild 2 Lageplan der Hauptbauwerke

2 Geotechnische Herausforderungen des Projekts

Die herausragenden geotechnischen Gegebenheiten des Projekts sind

- die Eigenschaften des Erdstoffs für den undurchlässigen Kern des Steinschüttdammes und
- der rund 45 m hohe Anschluß des Schüttdammes an die Schwergewichtsmauer.

Im Fall der Erdstoffeigenschaften ergibt sich die Herausforderung daraus, daß die am Bau von Schüttdämmen Beteiligten aus wirtschaftlichen Gründen versuchen müssen, mit den von der Natur gegebenen Baustoffen zu leben. Der Ingenieur *muß* den Entwurf und erforderlichenfalls auch die Bauausführung an die Eigenschaften der natürlichen Baustoffe anpassen. Die Eigenschaften der Baustoffe *können* in begrenztem Umfang im bautechnischen Sinne verbessert werden. Jede Baustoffverbesserung bedingt jedoch zusätzliche Kosten, welche die Anwendbarkeit von Verbesserungsverfahren begrenzen. Solche Verbesserungsverfahren können auch dadurch beschränkt anwendbar sein, daß zusätzliche Stoffe, die eine Verbesserung bewirken wie z.B. Bentonit, in abgelegenen Gebieten nicht zur Verfügung stehen.

Wir werden sehen, daß im vorliegenden Fall der Schlüssel zur Problemlösung in der Bauausführung liegt.

Im Fall der Verbindung von Steinschüttedamm und Schwergewichtsmauer ergibt sich die Herausforderung dadurch, daß mit dem plastischen Erdkern des Schüttedammes und dem steifen Beton der Gewichtsmauer zwei Baustoffe vollkommen unterschiedlicher Verformungseigenschaften in unmittelbaren Kontakt kommen. Es gibt keine Übergangszone mit mittleren, ausgleichenden Verformungseigenschaften, wie sie sonst im Dammbau üblicherweise vorgesehen werden, z.B. zwischen dem plastischen Kern und den oft bedeutend steiferen Stützkörpern.

Hier muß der Entwurf die Problemlösung liefern, nämlich durch geeignete Formgebung der Grenzfläche. Die Lösung des Problems kann unterstützt werden durch die Anpassung der Erdstoffeigenschaften in der Grenzfläche, so daß der Erdstoff seine Aufgabe besser erfüllen kann, unterschiedliche Verformungen verträglich zu machen.

2.1 Erdstoffeigenschaften und Konsequenzen für die Bauausführung

Die bodenmechanischen Eigenschaften des Kernmaterials, von dem hier ausschließlich die Rede ist, ergeben sich aus der Geologie und den klimatischen Bedingungen der Region. Die Geologie an der Projektstelle ist gekennzeichnet durch Basalt, Tonstein und Sandstein. Letztere sind in der Lagerstätte zu einem sandigen Ton (Gruppensymbol hauptsächlich Ton) verwittert mit Plastizitätszahlen zwischen 15 und 30 und dem Kornverteilungsbereich nach Bild 3. Dieser residuale Ton wird teilweise von einem alluvialen Ton überlagert, der durch die höheren Plastizitätszahlen und Tonanteile in Bild 3 gekennzeichnet ist.

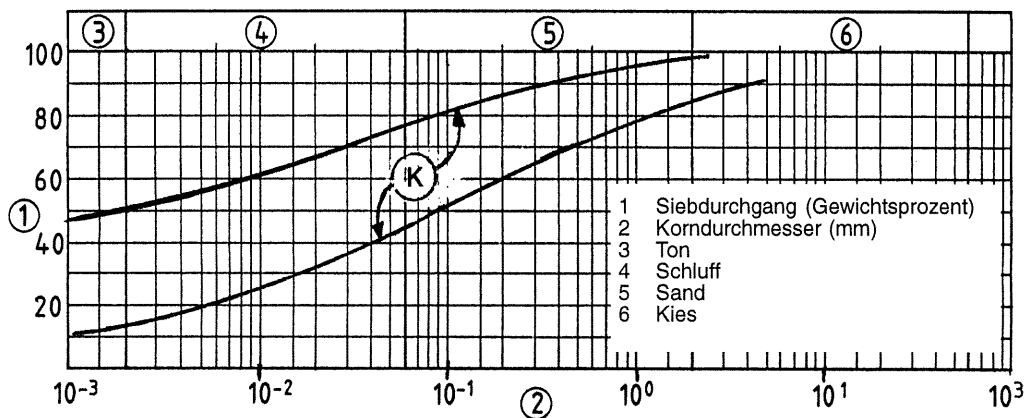


Bild 3 Kornverteilungsbereich (K) der in Betracht kommenden Erdstoffe für den Kern

Das Projekt liegt im tropischen Regenwaldgürtel, rund $5 \frac{3}{4}^\circ$ nördlich des Äquators Bild 4 zeigt eine Bohrstelle im fast unberührten Sekundärwald. Die jährliche Niederschlagsmenge beträgt bis zu 4500 mm (zum Vergleich: Deutschland 600 bis 800 mm). Dadurch erhalten die Erdstoffe einen hohen Wassergehalt bis zu 55%, der mit der Tiefe unterhalb der

Geländeoberfläche - bis zum Grundwasserspiegel - geringfügig abnimmt. Der hohe Sättigungsgrad wird durch die Topografie begünstigt: Die ins Auge gefaßte Lagerstätte des Kernmaterials ist eben oder flach geneigt, so daß nur wenig Niederschlagswasser abfließt.



Bild 4 Bohrstelle im Dschungel

Es wird immer angestrebt, die kohäsiven Erdstoffe mit einem Wassergehalt einzubauen, der dem optimalen Wassergehalt entspricht oder geringfügig darüber liegt. Verdichtung beim optimalen Wassergehalt führt zu der geringsten erzielbaren Durchlässigkeit und zu günstigen Bedingungen des Porenwasserdrucks nach der Verdichtung.

Im vorliegenden Fall bietet es sich an, den höher plastischen, alluvialen Ton mit den höchsten Wassergehalten durch geeigneten Abbau mit dem residualen Ton der unteren Schichten zu "verschneiden". Auf diese Weise werden der optimale und der natürliche Wassergehalt etwas herabgesetzt, was die Verdichtung erleichtert. Es bleibt jedoch offen, ob dadurch der Abstand zwischen dem optimalen und dem natürlichen Wassergehalt so herabgesetzt wird, daß der Mischboden ohne besondere Maßnahmen eingebaut und verdichtet werden kann. Es ist vielmehr damit zu rechnen, daß der Einbauwassergehalt auch des Mischbodens im Mittel etwa 10% über dem optimalen Wassergehalt liegt, der zwischen 33 und 38% beträgt.

Das Kernmaterial müßte demnach vor dem Einbau getrocknet werden. Das erfolgt am einfachsten durch Ausbreiten des Erdstoffs und natürliche Austrocknung durch Luft und Sonne. Dieses Verfahren scheidet in Sabah trotz der intensiven Sonneneinstrahlung aus, da der jährliche Niederschlag etwa gleichmäßig über das ganze Jahr verteilt ist. Es ist täglich mit kurzen Starkregen zu rechnen. Das teurere, ebenfalls praktizierte Verfahren, den Erdstoff in einem rotierenden Trockenofen zu trocknen, wird hier aus Kostengründen ebenfalls nicht zum Zuge kommen.

Das Kernmaterial wird beim natürlichen Wassergehalt, d.h. überfeuchtet, eingebaut werden müssen, so daß ein sogenannter Naßkern entsteht. Dafür gibt es Vorbilder in der Region und in anderen, klimatisch ungünstigen Gegenden der Erde. Zwei Beispiele und die kennzeichnenden Werte der Erdstoffverdichtung sind in Tabelle 1 genannt.

Projekt	Dammhöhe (m)	Kernmaterial	Plastizitätszahl	W_{opt} %	Einbauwassergehalt	Schichtdicke (cm)
Monasavu Fidschi	85	Halloysit-Ton (CH)	43 bis 62	40	opt + 20%	10
Scammondon Großbritannien	70	Ton (CL, CH)	15 bis 30		opt +7% bis opt + 20%	10

Tabelle 1 Beispiele von Schüttdämmen mit Naßkern
(Knight et al.1982, 1985, Penman 1982, Penman & Charles 1973)

Das Kernmaterial wird in geringer Schichtdicke eingebaut werden. Bei Anwenden sonst üblicher Schichtstärken - 20 bis 30 cm - wird die Verdichtung nicht den unteren Bereich der Schicht erfassen, und die Verdichtungsgeräte werden nicht manövrieren können und zu tief einsinken.

Die Verdichtung bei den Dämmen Monasavu und Scammondon erfolgte nur mit Planier- raupen mit geringem Bodendruck (Low Ground Pressure Dozer, LGP), die vermutlich auch in Liwagu eingesetzt werden müssen. Ein solches Gerät ist in Bild 5 zu sehen. Die Maschine sinkt auf der unverdichteten Schicht zunächst bis zur Tiefe des V-förmigen Profils der Fahrraupen ein, d.h. bis zur vollen Schichtdicke. Die Anzahl der Überfahrten war in Monasavu mindestens 6, wie sonst auch üblich. Das erzielte Feuchtraumgewicht von im Mittel $15,2 \text{ kN/m}^3$ war nur etwa 75% der üblicherweise erzielten Raumgewichte von Kernerdstoffen. Der größte Porenwasserdruck im Kern während der Bauphase war das 1,14-fache des Überlagerungsdrucks, mit verhältnismäßig raschem Abbau, d.h. verhältnismäßig schneller Konsolidierung des Kerns.

Insgesamt haben sich hohe Schüttdämme mit Naßkern bisher durchaus bewährt, obwohl die Scherwerte in der Regel niedriger sind als bei den üblichen Erdkernen. Die größten Setzungen des Kerns Monasavu lagen mit 2% der Dammhöhe im üblichen Rahmen der Setzungen plastischer Erdkerne zwischen Stützkörpern aus Steinschüttstoffen.

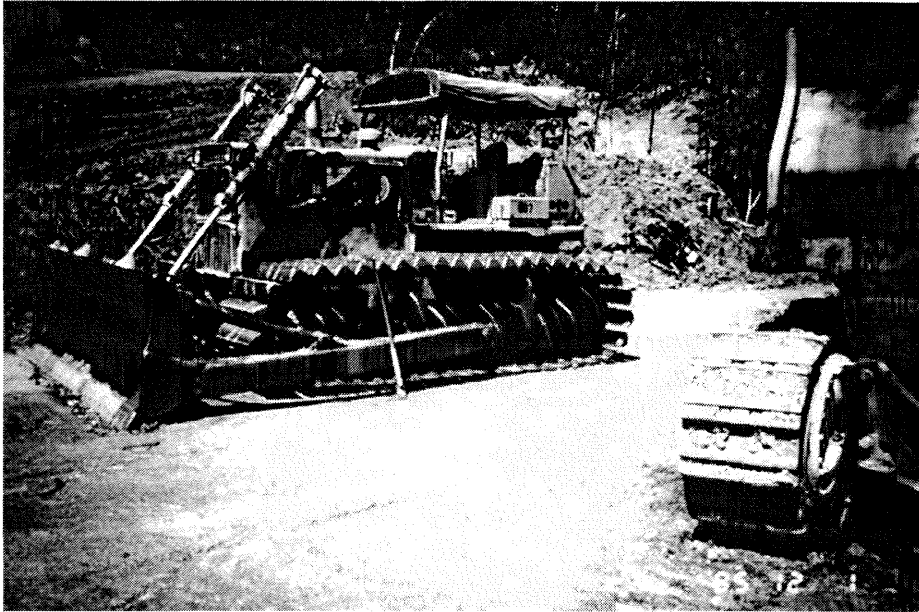


Bild 5 Planierdraupe, rechts mit normalem und links mit LGP-Fahrwerk. Für Cat D7: Bodenpressung ungefähr 70 bzw. 40 kPa

2.2 Anschluß des Naßkerns an die Schwergewichtsmauer

Jeder Anschluß eines plastischen Kerns an ein Betonbauwerk stellt eine Unstetigkeitsstelle der Spannungen und der Verformungen dar. Das Problem ist im Dammbau allgemein bekannt. Der Anpreßdruck zwischen Kern und Beton muß mindestens so groß sein wie der hydrostatische Wasserdruck des gestauten Wassers. Sonst kommt es zu hydraulischem Aufreißen in der Grenzfläche und extremer Durchsickerung mit der Gefahr der Erosion des Kerns.

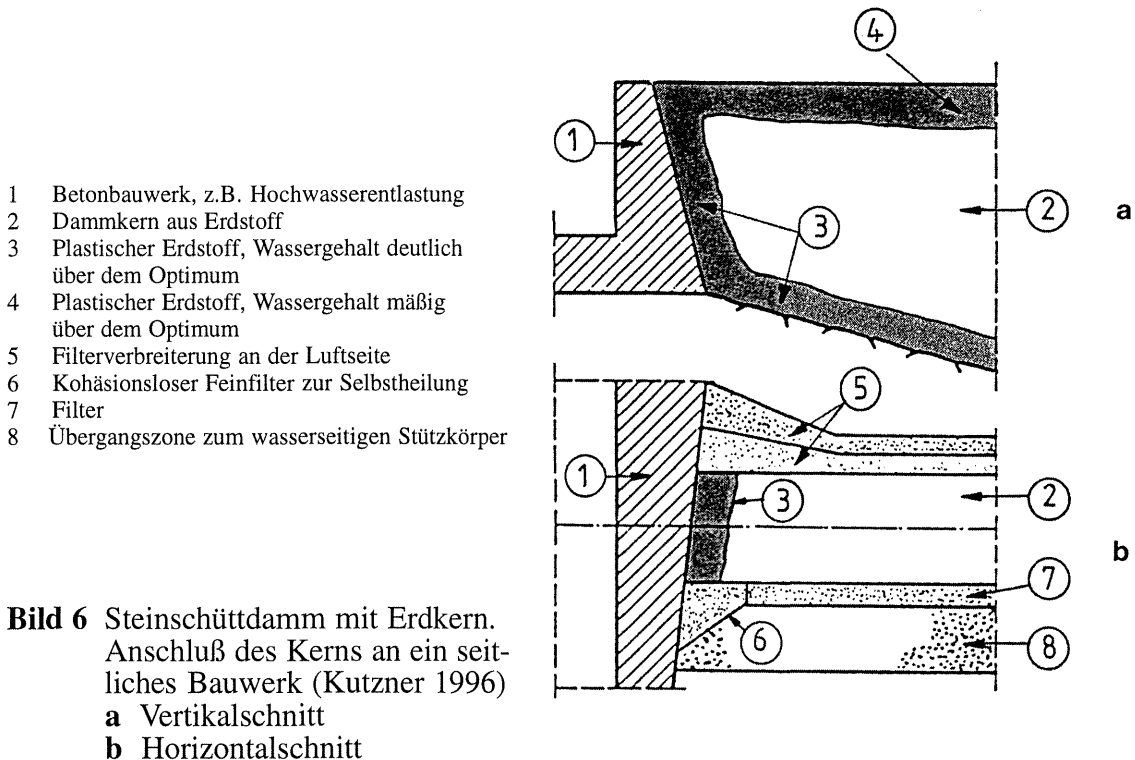
Der seitliche Anpreßdruck, den der Kern auf den Beton ausübt, ist nur ein Bruchteil der Vertikalspannung im Kern. Er entspricht dem Erdruhedruck, dessen Größe von den Eigenschaften des Erdstoffs, vom Porenwasserdruck und von der Neigung der Grenzfläche abhängt. Bei senkrechter Grenzfläche ist der Seitendruck

$$\sigma_H = K_0 (\sigma_v - u) + u$$

mit K_0 = Seitendruckbeiwert
 σ_v = Vertikalspannung
 u = Porenwasserdruck.

Wir sehen: Bei vollem Porenwasserdruck ($u = \sigma_v$) erreicht der Anpreßdruck den Höchstwert $\sigma_H = u = \sigma_v$, und nach vollständiger Konsolidierung ($u = 0$) den Minimalwert $\sigma_H = K_0 \sigma_v$.

Bild 6 zeigt eine Standardausführung eines solchen Bauwerkanschlusses. Die Grenzfläche wird geneigt (Bild 6a), so daß der Anpreßdruck durch die Vertikalkomponente des Erdkerngewichts erhöht wird. Die Neigung wird zu 1V: 0,1H oder flacher gewählt. Der Erdstoff in der Grenzfläche wird in erhöhtem plastischem Zustand eingebaut, d.h. mit deutlich höherem Wassergehalt als im zentralen Bereich. Dadurch wird der Porenwasserdruck erhöht, die seitliche Spannung nähert sich einem Flüssigkeitsdruck, welcher gleich dem Vertikaldruck wäre.



Auch im Horizontalschnitt (Bild 6b) wird die Grenzfläche so geneigt, daß der Wasserdruck, der den Kern zur Luftseite hin verschiebt, zum Anpreßdruck beiträgt. Der luftseitige Filter wird verstärkt, um die Schluckkapazität einer erhöhten Sickerwassermenge anzupassen. Auf der Wasserseite kann ein Feinfilter zur Selbstheilung einer geöffneten Fuge vorgesehen werden.

Bild 7 zeigt den Anschluß des Dammes Manantali an die zentrale Stauanlage des Projekts. Die Anschlußfläche ist mehrere zehn Meter hoch. Der Kern stößt stumpf an den Beton, die Stützkörper umgreifen geometriebedingt das Bauwerk. Am Anschluß ist das Betonbauwerk genau der Querschnittsfläche des Dammkernes angepaßt, um die größtmögliche Anpreßfläche zu erhalten. Das Bild verdeutlicht, daß der Damm zu diesem Zweck einen Kern mit senkrecht stehender Achse haben sollte, anstatt eines geneigten Kerns mit zur Wasserseite geneigter Achse. Der Anschluß ist geometrisch einfach gelöst und ist nach Meinung der Verfasser eine überzeugende Lösung.



Bild 7

Anschluß des Dammes Manantali
an das zentrale Betonbauwerk
der Anlage

Für den Anschluß des Dammes Liwagu an die Schwergewichtsmauer mit der ungewöhnlichen Höhe von 45 m gibt es derzeit zwei Entwürfe. Im einen Fall (Bild 8a) ist vorgesehen, daß das Betonbauwerk mit geneigten Grenzflächen in den Dammkern hineinragt. Kern und Stützkörper umgreifen das Bauwerk. Die Lösung bringt einen verlängerten Sickerweg entlang der Grenzfläche. Hingegen ist die Verdichtung des Kernmaterials an den drei senkrecht zueinander stehenden Grenzflächen erschwert. Vorbild für diese Lösung kann z.B. das Projekt Churchill Falls in Kanada sein (Seemel & Paré 1979).

Im anderen Fall (Bild 8b) stoßen der Kern und die Stützkörper stumpf an die um $1V : 0,7H$ und $1V : 0,6H$ geneigten Grenzflächen der Flügelmauern des Betonbauwerks. Diese Lösung erscheint klarer, sie benötigt jedoch mehr Beton, und zwar im wesentlichen in Form der Flügelmauer auf der Wasserseite. Die Verdichtung des Kernerdstoffs ist gegenüber dem anderen Entwurf erleichtert. Vorbild ist z.B. die Anlage São Simão in Brasilien mit 70 m Höhe der Grenzfläche (Viotti & de Alvila 1979).

Die Vor- und Nachteile der beiden Entwürfe sind bisher noch nicht ausdiskutiert. Die zweckmäßigste Lösung wird letztlich nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten ausgewählt werden. In die Entscheidung werden auch Raumfragen im Hinblick auf benachbarte Anlagen mit einfließen.

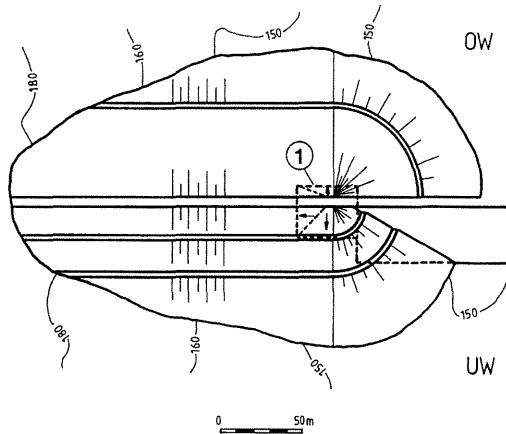


Bild 8a Entwurf des Anschlusses mit in den Kern hineinragendem Betonbauwerk (1)

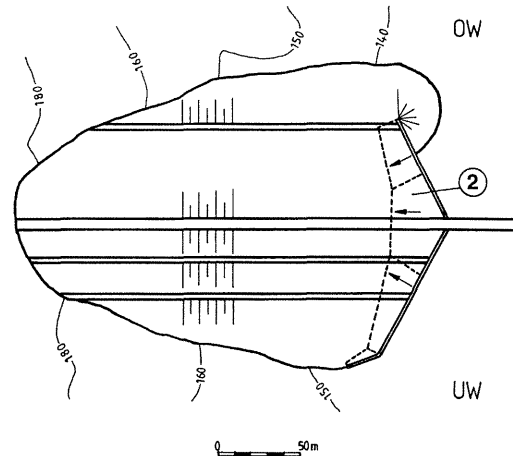


Bild 8b Entwurf des Anschlusses mit stumpfem Kontakt (2) von Kern und Beton

3 Vertragsgestaltung

Malaysia ist eines der zukünftigen "Tigerländer" Asiens. Die wirtschaftliche Entwicklung des Landes ist äußerst dynamisch und man versucht unter großen und erfolgreichen Anstrengungen, den Entwicklungsvorsprung der Industrieländer so schnell wie möglich aufzuholen. Wann immer möglich, werden zwecks Förderung der Industrie des Landes staatliche Aufträge an einheimische Firmen vergeben. Ausländische Firmen werden dann beteiligt, wenn die malaysischen Firmen noch nicht über entsprechende bzw. ausreichende Erfahrungen verfügen. In diesen Fällen ist die einheimische Firma in der Regel Federführer. Eine der Aufgaben des ausländischen Partners ist Technologietransfer.

Diese politischen Zielsetzungen spiegeln sich in den verschiedenen Verträgen wider. Im Falle des Wasserkraftprojektes Liwagu hat die Elektrizitätsgesellschaft Sabah's den Auftrag zum Entwurf des Projektes an ein Konsortium bestehend aus einer malaysischen Baufirma und einer chinesischen Arbeitsgemeinschaft vergeben. Das beteiligte, staatliche chinesische Ingenieurbüro plant und entwirft die Wasserkraftanlage. Ein malaysisches Ingenieurbüro ist ebenfalls beteiligt und plant die erforderlichen Infrastrukturmaßnahmen. Die Planungsarbeiten (Phase I des Vertrages) bauen auf einer Feasibility Studie auf, die von einem englischen Ingenieurbüro ausgearbeitet worden ist, jedoch im Rahmen des Entwurfs überprüft und angepaßt werden muß. Ziel der Phase I ist es, das Projekt einschließlich der technischen Spezifikationen und der Kostenschätzung schlüsselfertig (turnkey) zu planen, sodaß später der Bauvertrag mit diesem Konsortium verhandelt und abgeschlossen werden kann (optionale Phase II). Es wird davon ausgegangen, daß die maschinelle, elektrische und Stahlwasserbauausrüstung des Projektes von Firmen der chinesischen Arbeitsgemeinschaft geliefert und eingebaut wird. Diese Maßnahme ist unter anderem unter dem Gesichtspunkt des Handelsbilanzüberschusses Malaysia's gegenüber der VR China zu sehen.

Das Konsortium wird, falls die Phase II des Projektes durchgeführt wird, also sowohl die klassische Rolle des planenden und entwerfenden Ingenieurs als auch die des Bauausführenden und Lieferanten übernommen haben. Eine solche Regelung ist zum Beispiel im Anlagenbau üblich, wird aber im Bereich der Wasserkraftanlagen aufgrund der dort vorherrschenden, speziellen Anforderungen noch eher selten angetroffen. Zu diesen Anforderungen gehören unter anderem die Optimierung der Anlage (Wasserspiegel, installierte Leistung) und die Umweltverträglichkeitsstudien.

Eine weitere Besonderheit ist, daß die Verträge für die in Phase I durchzuführenden topographischen, geologischen, geotechnischen und umweltrelevanten Felduntersuchungen und -erhebungen aufgrund von Anforderungen des Konsortiums vom Kunden direkt mit malaysischen Firmen abgeschlossen werden. Das Konsortium übernimmt in diesen Fällen die Rolle des überwachenden und dem Vertrag nach unparteiischen Ingenieurs. Diese Konstellation ist nach den internationalen Gepflogenheiten auch eher die Ausnahme, da in den meisten Fällen die Verantwortung für die Ergebnisse der Felduntersuchungen und die Einhaltung des Budgets und des Zeitrahmens direkt beim planenden Ingenieur liegt, der die Felduntersuchungen im Unterauftrag hat.

Zur Überwachung des Konsortiums während der Phase I des Projekts und zur Unterstützung bei den nachfolgenden Vertragsverhandlungen hat die Elektrizitätsgesellschaft ein malaysisches Ingenieurbüro (Federführer) und Lahmeyer International beauftragt. Die Aufgabe dieses *Overview Consultants* besteht unter anderem darin sicherzustellen, daß die Planung nach international anerkannten Normen durchgeführt wird, und daß das Projekt auch unter Wettbewerbsbedingungen (competitive bidding) ausgeschrieben werden könnte.

Die Aufgaben des *Overview Consultants* sind nicht einfach zu erfüllen und erfordern viel Fingerspitzengefühl im Umgang mit dem planenden Ingenieur, zumal der *Overview Consultant* keine Anweisungen geben kann, sondern nur Empfehlungen.

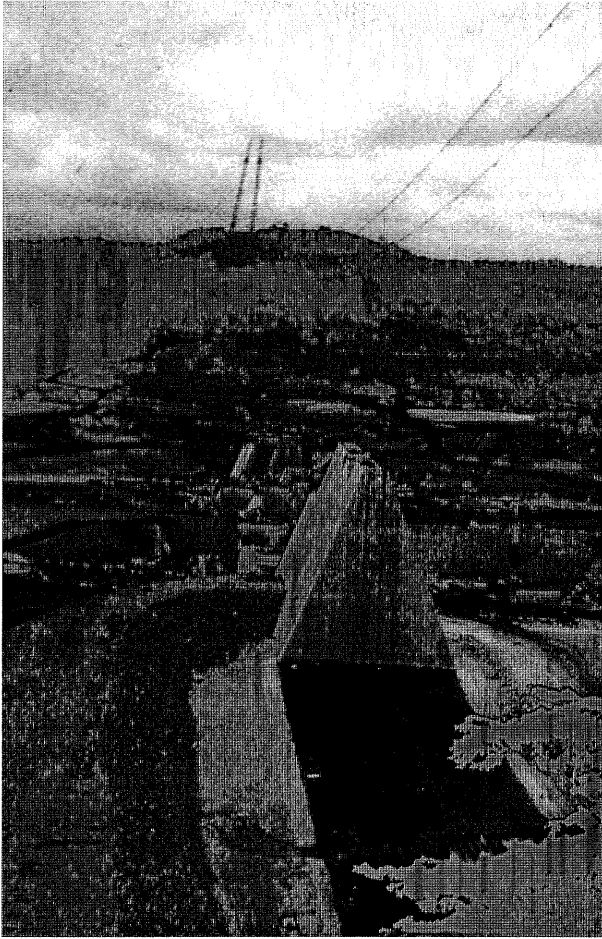
Unterschiedliche Auffassungen ergeben sich zum Beispiel aufgrund der Entwurfsphilosophie des Konsortiums, die von chinesischen Normen und Vorgaben geprägt ist und gelegentlich von der international üblichen Praxis abweicht. In China gibt es sehr große Wasserkraftanlagen, und einige der größten Wasserkraftprojekte weltweit sind dort zur Zeit im Bau. Man hat es also mit sehr kompetenten Partnern zu tun, die jedoch aufgrund noch geringer internationaler Erfahrung und strikter chinesischer Planungsgrundsätze nur schwer von anderen Lösungen zu überzeugen sind. Dabei spielen neben den Mentalitätsunterschieden auch die Kommunikationsschwierigkeiten eine nicht unerhebliche Rolle, da die meisten chinesischen Ingenieure nicht oder nur wenig Englisch sprechen.

Abschließend ist zu bemerken, daß die Rolle des *Overview Consultants* für Ingenieurbüros aus den Industrieländern zunehmend an Bedeutung gewinnt. Der Kunde möchte mit minimalem Aufwand die Erfahrung solcher Ingenieurbüros nutzen und die eigentliche

“Knochenarbeit” des Ingenieurs Firmen aus Ländern überlassen, die diese Leistungen zu einem erheblich niedrigeren Preis anbieten können. In diesem Zusammenhang werden von Kunden auch nur Ingenieure und Experten des *Overview Consultant* akzeptiert, die langjährige, internationale Erfahrung nachweisen können. Dieser Sachverhalt ist ein zunehmend schwieriger werdendes Problem für im Ausland tätige Ingenieurbüros auch aus Deutschland, da zur Förderung des eigenen Nachwuchses auch Projekte im Detail geplant werden müssen.

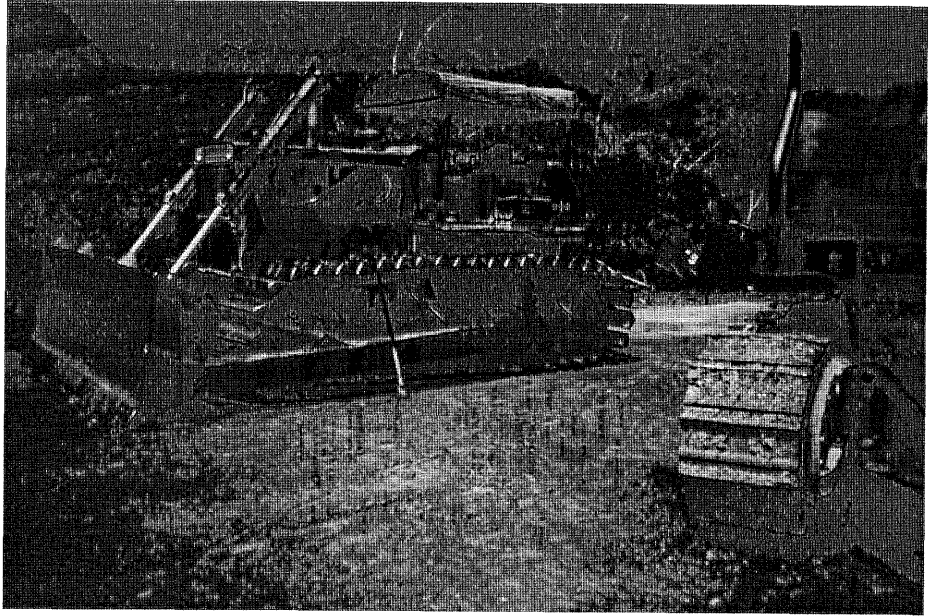
4 Schrifttum

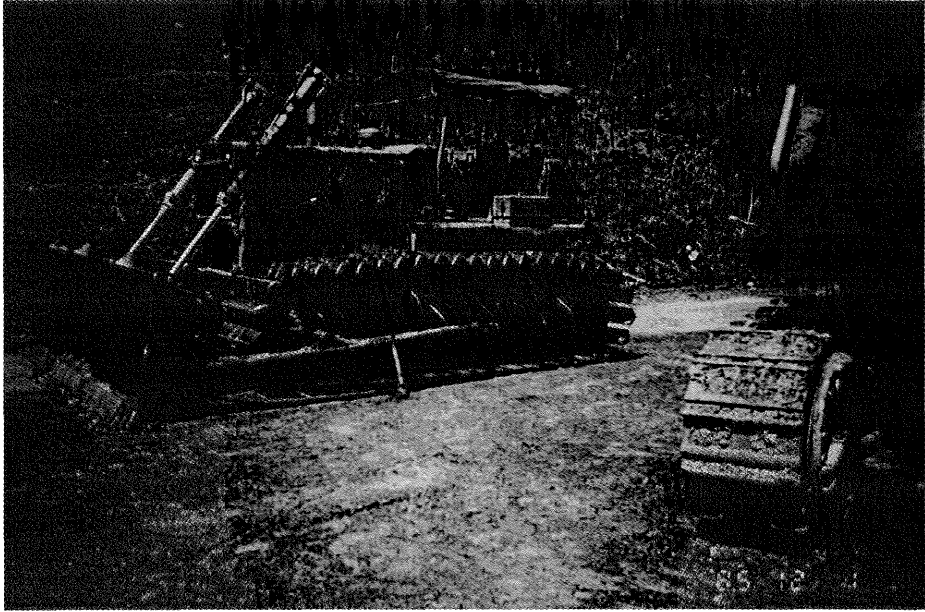
- Knight, D. J., Naylor, D. J. & Davis, P. D. (1985)
Stress-strain behaviour of the Monasavu soft core rockfill dam: Prediction, performance and analysis. 15th ICOLD-Congress, Lausanne, Vol. I, 1299-1326
- Knight, D. J., Worner, N. M. & McClung, J. E. (1982)
Materials and construction methods for a very wet clay core rockfill dam at Monasavu Falls, Fidji. 14th ICOLD-Congress, Rio de Janeiro, Vol. IV, 293-303
- Kutzner, C. (1996)
Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart, 236
- Penman, A. D. M. (1982)
General Report Q. 55: Materials and construction methods for embankment dams and cofferdams. 14th ICOLD-Congress, Rio de Janeiro, Vol. IV, 1105-1228
- Penman, A. D. M. & Charles, J. A. (1973)
Effect of the position of the core on the behaviour of two rockfill dams. 11th ICOLD-Congress, Madrid, Vol. III, 315-339
- Seemel, R. N. & Paré, J.-J. (1979)
Embankment dams - Interfaces with foundations and adjoining structures. 13th ICOLD-Congress, New Delhi, Vol. I, 125-141
- Viotti, C. B. & de Alvila, J. P. (1979)
Some conceptual aspects of interfaces between embankments and concrete dams and experimental data from São Simão dam. 13th ICOLD-Congress, New Delhi, Vol. I, 779-796.

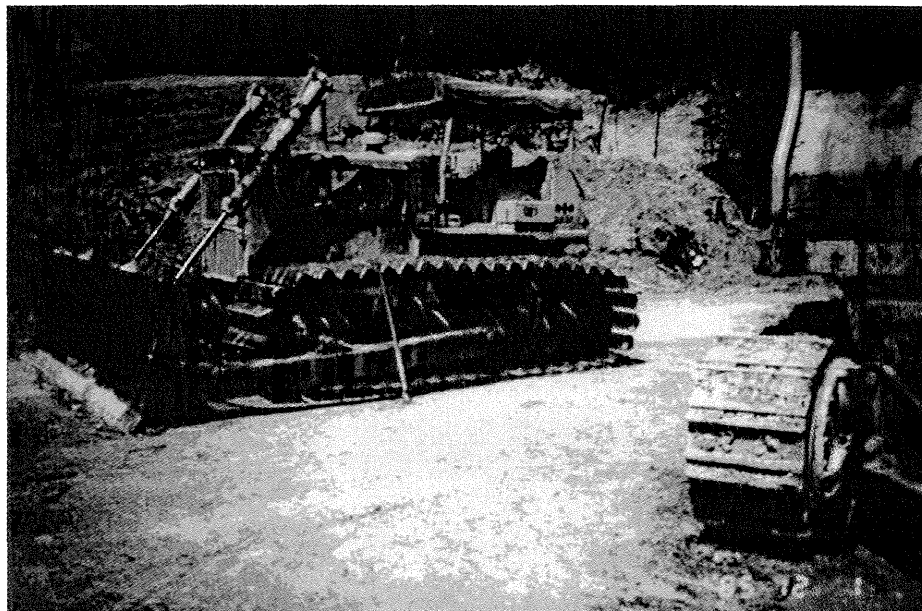




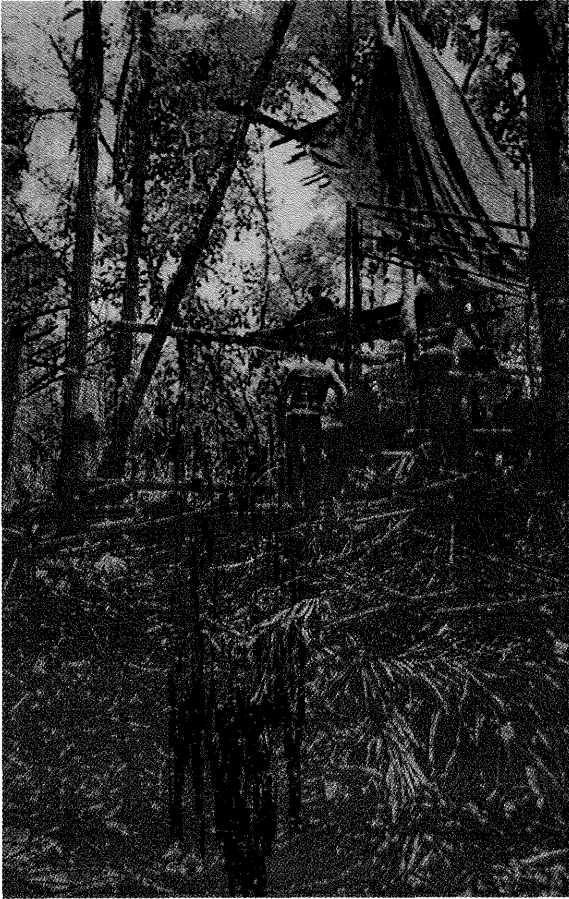


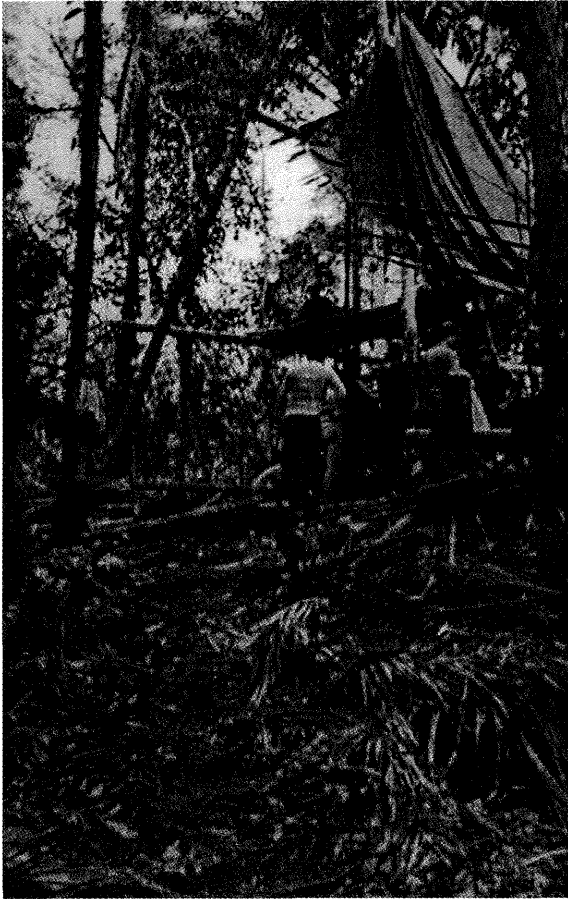












Erfahrungen bei Baustellen des Spezialtiefbaus im Ausland

Dipl.-Ing. Jörn M. Seitz, Dr. rer. nat. Frank Huppert

Service Center Technik, Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Mannheim

Einleitung

Im Inlandsgeschäft lassen sich langfristig keine auskömmlichen Erträge mehr erwirtschaften, die Präsenz im Ausland ist ein Gebot der Stunde. Der Bau der Autobahn Beirut - Tripolis, eines Flughafens in Athen, einer Hochstraße in Bangkok, eines Verwaltungsgebäudes in Moskau, die Autobahn von Chambéry nach Turin, Wasserbauprojekte in China - beinahe in jedem Land der Welt sind deutsche Bauunternehmen und deren ausländische Töchter- und Beteiligungsgesellschaften tätig. Hinter den Vereinigten Staaten nimmt Deutschland den Spitzenplatz für das Bauen weltweit ein, der Spezialtiefbau hat daran aber nur einen geringen Anteil. Im Inland nimmt nach einer Schätzung des Hauptverbandes der Bauindustrie der Spezialtiefbau weniger als 1% des Bauens im Inland ein.

Im Ausland können nur diejenigen Unternehmen tätig sein, die über viel Erfahrungen, Fachleute, technische Kompetenz, Landeswissen und Liquidität verfügen. Statt reiner Bauleistungen sind heute Gesamtlösungen gefragt; damit verbunden werden dann Spezialtiefbauarbeiten von hier aus oft nur geplant und mit Fach- und Führungspersonal im Gewerblichen und Angestelltenbereich besetzt. Um im Wettbewerb zu bestehen, muß jede Leistung günstig eingekauft werden, unabhängig ob es manpower, Ingenieurwissen oder eine Maschine ist. Die Basis für die technische Kernkompetenz bleibt dabei aber - jedenfalls bisher - das Inland.

Spezialtiefbau - verstanden im weiteren mit der Planung und Ausführung - erfordert sorgfältigste Vorbereitung mit der dazugehörigen Infrastruktur.

Betrachtet man die "Weltkarte der Spezialtiefbauer", so haben sich - bedingt durch den Baugrund, Wünsche der Bauherren und oft die Lobby eines Industriezweiges (Baustoffe, Geräte) - Verfahren schwerpunktmäßig entwickelt, wie in Hongkong unverrohrte Großbohrpfähle bis 3 m Durchmesser und Tiefen bis 100 m und Schlitzwandbaugruben, in Thailand Stahlbetonrammpfähle, in Japan gefräste Schlitzwände und Pfähle, in USA Stahlrammpfähle bis 2 m Durchmesser und die Bodenverbesserungen im asiatischen Raum mit Verdichtungsverfahren verschiedenster Entwicklungsrichtungen.

Die weltweit operierenden "reinen" Spezialtiefbauunternehmen (Umsatz >200 Mio DM/a) werden in den meisten Fällen über eine Zentrale gesteuert (dezentrale Profitcenter): Bachy (Paris), Bauer (Schrobenhausen), Franki (Brüssel), Keller (Frankfurt), Rodio (Mailand), Soletanche (Nanterre), Trevisani (Cesena).

Bilfinger + Berger hat als eines der wenigen Unternehmen den Spezialtiefbau als Teil seines gesamten Bauens im Unternehmen integriert: die Sparte Spezialtiefbau. Die Arbeiten, die nachfolgend vorgestellt werden, sind damit als ein Teil der sogenannten Paketlösung aus einer Hand zu sehen. Die Arbeiten für die Baustellen - je nach Größe - im Ausland laufen ab als

- Ausführungen mit eigenem Personal und Gerät
- Joint Venture mit regional ansässigen Fachfirmen
- nur Personalabstellung von Schlüssel- und Fachpersonal
- Fremdvergabe - nur Kontroll- und Überwachungsaufgaben.

Vorab ein Blick auf die Struktur des Unternehmens Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft. Für das Baugeschäft im Ausland ist die HNL Ausland mit Sitz in Wiesbaden zuständig. An dieser HNL hängen Töchter- und Beteiligungsgesellschaften weltweit. Die Anbindung an den Spezialtiefbau erfolgt über die Spartenorganisation des Spezialtiefbaues, unter der die einzelnen Bereiche fachlich kooperieren. Der Markt ist regional gegliedert. Im Rahmen dieser Organisation sind die nachfolgend beschriebenen Ausführungen entstanden. Sie behandeln Baustellen aus Afrika, Asien und Europa.

Schlitzwandschacht in Alexandria (Ägypten)

Im Zuge der Modernisierung einer Kläranlage in Alexandria wurde der Bau eines Schachtes zur Aufnahme einer Pumpstation erforderlich. Die in der Umgebung anstehende, stark setzungsgefährdete Bebauung ließ eine Absenkung des bis Geländeoberkante anstehenden Grundwassers nicht zu. Aus diesem Grund kam ein polygonaler Schlitzwandschacht zur Ausführung.

Der als Bauhilfsmaßnahme dienende Schacht hatte einen mittleren Durchmesser von 54,50 m und eine Aushubtiefe von ca. 22 m. Die Tiefe der Schlitzwandlamellen betrug ab

Geländeoberkante ca. 38,0 m und die Mindestwanddicke 1,00 m. Die Lamellentiefe ergab sich aus der erforderlichen Sicherheit gegen Auftrieb des Bodens im Schacht beim Aus-
hub bis zur vorgesehenen Sohle des Pumpwerkes.

Der nahezu kreisrunde, polygonale Schlitzwandschacht stellte eine Sonderform hinsichtlich der Tragwirkung dar. Durch die ringförmige Anordnung der Schlitzwandelemente wird die Abtragung horizontaler Lasten primär durch Ringdruck ermöglicht. Dadurch ergeben sich Vorteile, da der Beton hauptsächlich durch Druckspannungen beansprucht wird. Auf Aussteifungen oder Rückverankerungen konnte verzichtet werden.

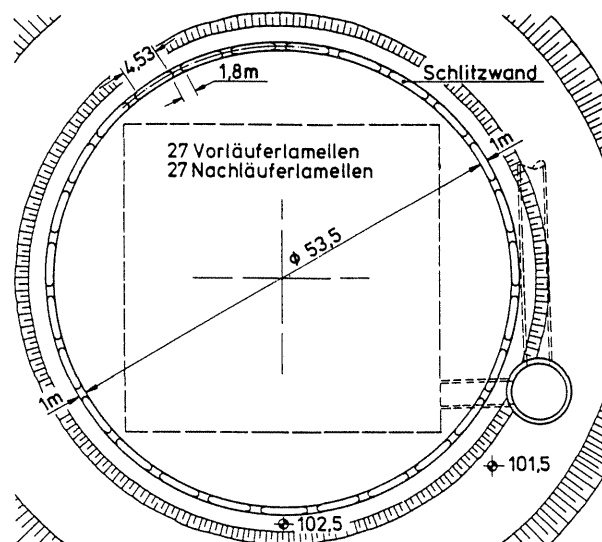


Bild 1 Grundriß Schlitzwandschacht Alexandria

Biegemomente sind nur von geringer Größenordnung, so daß die erforderliche Bewehrung auf ein Mindestmaß reduziert werden konnte. Anders verhält es sich mit den herstellungstechnisch bedingten, unplanmäßigen Abweichungen von der angestrebten Sollgeometrie, die einen entscheidenden Einfluß auf die Funktionsfähigkeit des Systems haben können.

Die Ausführung des Schachtes unterlag deshalb besonders hohen Anforderungen an die Herstellungsgenauigkeit, denen durch geeignetes Gerät und Werkzeug Rechnung getragen wurde. Erschwerend wirkte sich jedoch die vorhandene Geologie aus, die durch wechselnde Bodenschichten unterschiedlicher Festigkeit sowie artesisches Grundwasser gekennzeichnet war. Infolgedessen wurde ein umfangreiches Meßprogramm zur Qualitätssicherung des Schlitzwandschachtes vorgesehen.

Da weltweit bisher nur wenige Schächte dieser Größenordnung ausgeführt worden sind, z.B. in Zeebrugge oder Bloomsbury, lagen nur begrenzte Erfahrungen zum Tragverhalten solcher Systeme vor. Die hohen Anforderungen des Schachtes in Alexandria führten zu der Überlegung, begleitende Versuche an einem Zentrifugenmodell vorzunehmen; diese

Versuche führten zu einer sicheren Bemessung und Ausführung des Schachtes (Güttler/Seitz, 1990, Girmscheid 1991).

Grundwasserabsenkung in Kairo (Ägypten)

Kairo ist eine der Weltmetropolen, deren rasanter Bevölkerungszuwachs dazu geführt hat, daß die stadtplanerischen Maßnahmen hinter den Erfordernissen deutlich zurückgeblieben sind. Vor mehr als 70 Jahren wurde ein Abwassersystem für eine Einwohnerzahl von unter 1 Mio. Menschen geplant und gebaut. Die Bevölkerung von Kairo hat sich inzwischen auf über 13 Mio. Einwohner vervielfacht; zur Jahrtausendwende werden es 16 Mio. sein.

Die Weiterentwicklung des Abwassersystems hat mit der Bevölkerungsexplosion nicht Schritt gehalten, und trotz mehrerer Erweiterungen des alten Systems leben heute noch etwa 3 Mio. Einwohner von Groß-Kairo in Gebieten ohne Kanalisation. Die mit dem bestehenden System entsorgten 6 Mio. Einwohner führen zu dessen totaler Überlastung. Etwa eine weitere Mio. Einwohner werden durch ein unabhängiges Netz, das Helwa-System, entsorgt.

Vor 8 Jahren wurde mit dem Bau eines völlig neuen Abwassersystems für Groß-Kairo begonnen, das bis zur Jahrtausendwende fertiggestellt sein soll. Dieses Großprojekt wird räumlich durch den Nil in einen östlichen und einen westlichen Abschnitt getrennt.

Der Westabschnitt war für die Ausführung in mehrere Baulose unterteilt. Dabei umfaßte z.B. das Baulos 21 das Herstellen von ca. 11 km Hauptsammler in offener Baugrube, Baulos 22 das Herstellen von 5 Pumpstationen und Baulos 26 das Herstellen der Pumpstation Pyramids in unmittelbarer Nähe der Pyramiden von Gizeh.

Beim Bau der Lose 21 und 22 fielen umfangreiche Wasserhaltungsarbeiten an. Hierbei ergaben sich erhebliche Schwierigkeiten, so hatte das Grundwasser eine Temperatur von 25° C, was zu einer Durchflußerhöhung durch die geringere Zähigkeit von 45% entspricht. Die Dimensionierung war - bedingt durch die Beratung amerikanischer Gutachter des Bauherren - auf der Grundlage der Formel von HAZEN durchgeführt. Sie erlaubt nicht die Berücksichtigung der Zusammensetzung und der Porosität körniger Böden sowie der Temperatur des Wassers (Brauns/Nagl, 1988).

Schlitzwandarbeiten, Bohrpfähle und Düsenstrahlverfahren bei der U-Bahn in Taipeh (Taiwan)

Beim Bau innerhalb der U-Bahn Strecke Chungho Line in Taipeh, einem Projekt bestehend aus 4 großen Bahnhöfen und den verbindenden Tunnelröhren, kam nahezu die gesamte Palette des Spezialtiefbaus zur Anwendung.

Die äußerst sensiblen Bodenverhältnisse, die engen Platzverhältnisse sowie die hohen Anforderungen an Qualität und Umweltschutz erforderten einzigartige geotechnische Maßnahmen. Im März 1992 wurde der Auftrag für diese Linie an eine Arbeitsgemeinschaft bestehend aus der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft und dem einheimischen Partner Eastern Construction Co. Ltd. vergeben. Die Auftragssumme hatte eine Höhe 1,2 Milliarden DM und die Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft hat die technische sowie die kaufmännischen Federführung.

Mit fast 20 % des Leistungsumfangs entfiel auf den Spezialtiefbau der größte Anteil des Auftragsvolumens. Im Hinblick auf die technisch zu lösenden Schwierigkeiten besaß er nach Meinung vieler Sachverständigen eine Schlüsselfunktion und Vorreiterrolle. Obwohl es auf den ersten Blick nur um Mengen, Massen und Dimensionen von Schlitzwänden, Pfählen und Injektionen ging, steckte die Ausführung voller technischer Schwierigkeiten. Besondere Aufmerksamkeit mußte dem äußerst sensiblen Baugrund und den engen und schwierigen Platzverhältnissen durch die geforderte Aufrechterhaltung des dichten Straßenverkehrs geschenkt werden. Unterirdische Leitungen, legale als auch nicht genehmigte Hochleitungen und Reklametafeln sowie die zu garantierende Zugänglichkeit zu allen Gebäuden ergänzten die Palette der Unwegsamkeiten.

Das Grundschema aller 4 Stationen war ähnlich

- Eine Schlitzwand umgab die Bahnhofstationen und die wesentlichen Eingänge
- Gründungspfähle abgeteuft von der Geländeoberkante bis zu den tragenden Schichten
- Bohrpfähle für Stahlträger unterstützten das Aussteifungssystem
- Schutz der benachbarten Gebäude vor Setzungen und Behandlung der Böden durch Injektionen

Die Stadt Taipeh liegt in einer Beckenstruktur, die überwiegend mit alluvialen Lockersedimenten gefüllt ist.

Schlitzwand

Die Dicke der Schlitzwand betrug 1,0 m bzw. 1,2 m. Sie erreichte eine Tiefe bis zu 55 m an den Stationen. Der Aushub wurde überwiegend durch hydraulische Greifer ausgeführt. Um eine horizontale Lastübertragung in der Wand zu ermöglichen, wurden die Bewehrungskörbe als „männlicher“ und „weiblicher“ Typ mit Stahlendplatten anstelle von herkömmlichen Abschallrohren überlappt hergestellt. Inklinometer, die in den Greifern eingebaut wurden, und hydraulische Spannvorrichtungen an allen vier Endseiten der hydraulischen Schlitzwandgreifer ermöglichten ein zielgerichtetes Steuern beim Aushub und gewährleisteten damit die Vertikalität der späteren Wand.

Die Qualitätssicherung wurde durch eine Reihe von Aufgaben sichergestellt, die vor, während und nach der Herstellung der Schlitzwände und Baretts (Einzellamellen zur Lastabtragung) erfolgen.

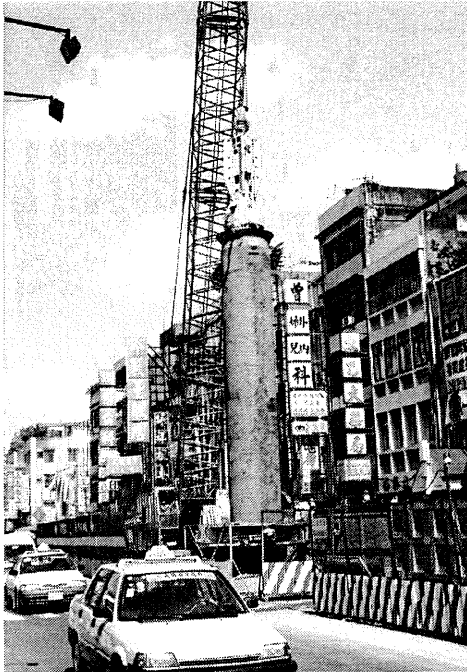


Bild 2 U-Bahn Taipeh - Herstellen der Bohrträger

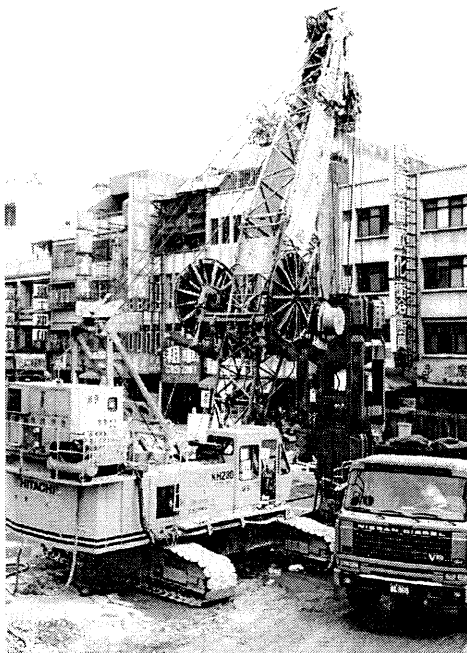


Bild 3 U-Bahn Taipeh - Schlitzwandarbeiten in der Innenstadt

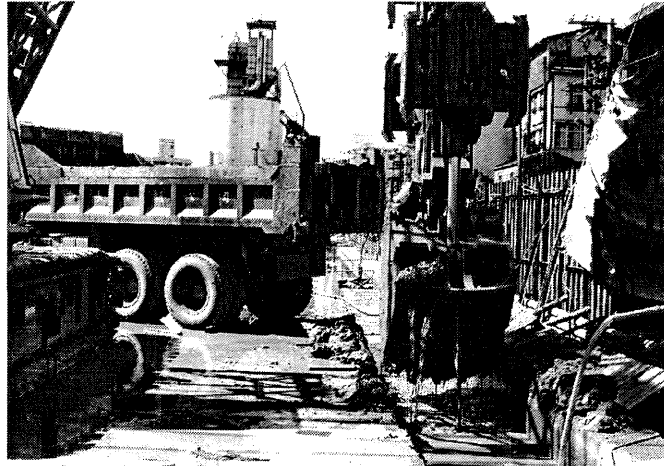


Bild 4 U-Bahn Taipeh - Aushub eines Schlitzes mit Hydraulikgreifer

Gründungspfähle

An zwei Stationen (CC 256 und 257) wurden Gründungspfähle erstellt. Das herkömmliche Bohren mit einem Seilgreifer und hydraulischer Verrohrungsanlage hatte sich hier als wirtschaftlichste Verfahren erwiesen. Die 123 Pfeiler in CC 278 mit 22 m Leerbohrung wurden bis zu 80 m Tiefe abgeteuft, um den verwitterten Sandstein zu erreichen. Drei Schächte an den Kreuzungen des Tunnels zwischen CC 277 und CC 276 wurden mit Hilfe von überschnittenen Pfählen, \varnothing 1,0 bis 1,2 m, Länge 30 bis 40 m, ausgeführt.

Baugrube

Auf der gesamten Baustelle wurde kein einziger Verpreßanker gebohrt. Das war nicht nur dem sehr oft angetroffenen wenig tragfähigen Untergrund zuzuschreiben, sondern dem begrenzten Baufeld, den öffentlichen Gesetzen und der Einstellung der Anwohner, die eine Verankerung unter ihren Häusern kategorisch ablehnten. Daher mußten alle Baugruben ausgesteift werden. Ein in Taiwan bewährtes Baukastensystem von vorgefertigten Trägern und dazugehörigen Verbindungsstücken fand auf jedem Bahnhof Anwendung. Als vertikale Stützen für die Aussteifung dienten H-Träger. Sie wurden je nach Tiefe, Platzverhältnissen und Geologie gerüttelt oder gebohrt.

Bohrträger

In Baulos CC 275, wo der Platz am beengtesten und die Aushubtiefe am geringsten war, wurden mit Spül- und Verpreßbläzen bestückte H-Profile bis zu 36 m Länge in zwei Stößen eingerüttelt. Um die Tragwirkung zu erhöhen, wurde auf den unteren Metern beim Einbinden in die gröbere Schichten eine Mantelverpressung ausgeführt. Diese Mantelverpressung der gerüttelten H-Träger erfolgt mit einer Zementmischung mit einem W/Z-Wert von 1 bei einem Druck von < 20 bar und Mengen von ca. $0,35 \text{ m}^3$ pro Träger.

Teleskopierte, verrohrte Bohrungen wurden in Los CC 276 bis 45 m tief für den Träger einbau abgeteuft. Das Lufthebebohrverfahren fand in Los CC 278 Anwendung. Diese

Bohrtechnik ist im Land sehr verbreitet und es gibt eine große Anzahl von Bohranlagen in den erforderlichen Größen bis zu 1,0 m Durchmesser.

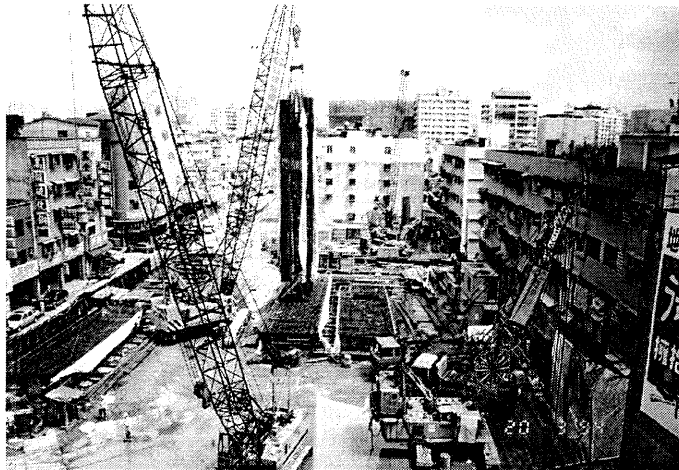


Bild 5 U-Bahn Taipeh - Einbau von Bewehrungskörben in Schlitzwände

Gebäudeschutz

Der Schutz der Gebäude vor Setzungen und Schiefstellungen sowie aller vorübergehenden Maßnahmen oder Bauteile mußten von der Arbeitsgemeinschaft geplant werden.

In CC 275 und CC 276 wurde von den einheimischen Ingenieuren „compaction grouting“ vorgeschlagen. Diese Methode wird seit ca. 30 Jahren vorrangig im englischen Raum angewendet, deshalb hat sich auch bis heute kein deutscher Fachausdruck für diese Technologie durchgesetzt.

Bei diesem Verfahren wird über ein zuvor abgeteuftes Bohrloch Mörtel mit hohem Druck in den Boden gepreßt. Der Mörtel dringt dabei aufgrund seiner Grobkörnigkeit und seiner Fließigenschaften nicht in die Poren des Bodens ein, sondern verdrängt den Boden und verdichtet ihn gleichzeitig (Schulz/Chang 1994).

Wurden Setzungen während des Baugrubenaushubes oder des Tunnelvortriebes gemessen, wurde ein steifer Verpreßmörtel bestehend aus feinem Kies, Sand, Zement und Wasser mit einem „slump“ von 4 cm bei einem Druck von 40 bar in den Boden verpreßt, während das Rohr in 50 cm Schritten zurückgezogen wurde.

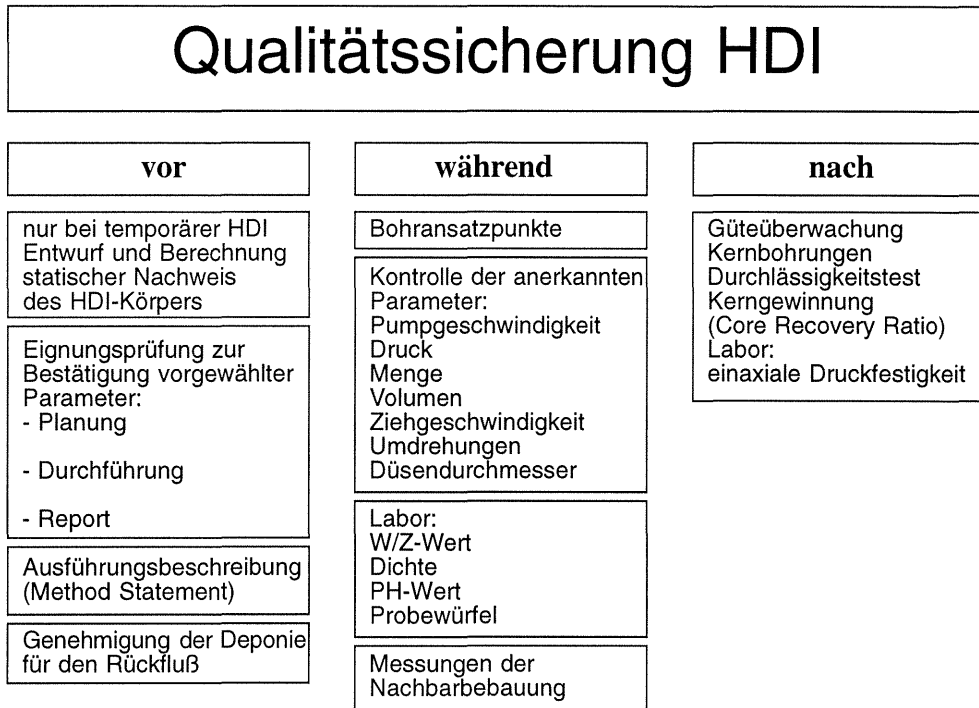


Bild 6 Qualitätssicherung HDI - Baustelle CC 560 in Taipeh

Großbohrpfähle in Frankreich

Bei unserem europäischen Nachbarn Frankreich hat Bilfinger + Berger schon mehrere Spezialtiefbauvorhaben ausgeführt. Anhand des größten dieser Projekte "Gründungsarbeiten für die Schrägseilbrücke Pont de Normandie", und anhand der jetzt abgeschlossenen Maßnahme "Tiefgründungen für 10 Brückenbauwerke der Autobahn A43 in den französischen Alpen", werden nachfolgend Besonderheiten der Arbeit in Frankreich beschrieben.

Beide Baustellen wurden unter deutscher Bauleitung mit Gerät und Fachpersonal unserer deutschen Niederlassungen ausgeführt. Als Hilfspersonal kamen in beiden Fällen Franzosen zum Einsatz. Technische Daten und Besonderheiten der Gründung Pont de Normandie sind aus früheren Veröffentlichungen bekannt (Arz/Seitz, 1992).

Die zweite Baumaßnahme fand in den französischen Alpen im Tal des Flusses Arc statt, in dem zur Zeit das letzte fehlende Stück der Autobahn A43 von Lyon nach Turin mit einer Länge von 60 km gebaut wird. Eine ARGE bestehend aus den Bilfinger + Berger Töchtern Grund- und Pfahlbau GmbH, Frankfurt und Razel Frères, Paris erhielt bei dieser Baumaßnahme den Auftrag für insgesamt 10 Brückenbauwerke. Die Gründungen wurden als verrohrte Großbohrpfähle (\varnothing 1300, \varnothing 1500, \varnothing 1800 mm) im Greiferbetrieb ausgeführt. Insgesamt wurden 194 Pfähle mit einer Gesamtlänge von 3400 m hergestellt, davon 4 Teleskop-Pfähle \varnothing 1500/1300 mm mit Einzellängen von je 45 m.

Der sehr inhomogene und deshalb schwierige Baugrund besteht aus alluvialen Geröllen: Gneis, Glimmerschiefer, Quarzit in sandig-toniger Matrix, zum Teil mit Findlingen von bis zu 8 m Kantenlänge. Einige der Pfähle waren bis zu 4 m in den unter dem Alluvium anstehenden Fels einzubinden. Etwa 50% der Bohrstrecke mußte mit Meißeleinsatz gebohrt werden. Dazu kamen die Ausführung im Hochgebirge zu allen Jahreszeiten und Einsätze im Flußbett mit z.T. schnell wechselnden Wasserständen bis zu 3 m innerhalb kurzer Zeit. Die Schwierigkeit des Baugrundes entlang dieser Autobahntrasse hatte in vorhergehenden Bauabschnitten, bei denen die Gründungsarbeiten von französischen und schweizerischen Spezialtiefbauern ausgeführt wurden, zu erheblichen Bauzeitverzögerungen geführt, während Bilfinger + Berger die Leistung technisch einwandfrei und termingericht abschließen konnte.

Neben einigen kaufmännisch-rechtlichen und versicherungsrechtlichen Unterschieden zum deutschen Vertragsrecht gibt es noch andere Besonderheiten der Ausführung in Frankreich, die darauf zurückzuführen sind, daß

- Großbohrpfähle $\varnothing > 1200$ mm nur sehr selten ausgeführt werden, so daß Ausführungserfahrung bei den auf französischer Seite an der Baumaßnahme Beteiligten (AG, Bauüberwachung) fehlt.
- Vorschriften und Empfehlungen zur Ausführung vorhanden sind, die Unterschiede zu den entsprechenden deutschen Normen aufweisen und zum Teil nicht mehr dem neuesten Stand der Technik entsprechen (Pfahlempfehlung "Les Pieux Forés" aus dem Jahre 1978);
- in Frankreich ein formalisiertes baustellenbezogenes QS-System - ein sog. PAQ - verlangt wird, in dem neben Verantwortlichkeiten der Beteiligten auch alle zur Anwendung kommenden Verfahren im Detail zu beschreiben und auch technisch zu erläutern sind.

Bei Großbohrpfählen gibt es aufgrund des Alters der französischen Pfahlempfehlung und der Seltenheit der Ausführung Verfahrenskomponenten, die in Deutschland gang und gäbe, in Frankreich aber nicht gebräuchlich oder bekannt sind. Bei der Erstellung eines PAQ muß deshalb genügend fundiertes Fachwissen und Kenntnis der französischen Ausführungsgebräuchlichkeiten einfließen, um einerseits den Informationsbedarf einer meist großen zentralistisch organisierten Bauüberwachung sicherzustellen, und andererseits die unseren Fachkräften geläufigen Verfahrensdetails so festzuschreiben, daß für den ausführenden Mitarbeiter noch ein angemessener und notwendiger Ermessensspielraum erhalten bleibt.

Umgekehrt muß geprüft werden, ob alle von örtlichen Subunternehmern und Lieferanten nach französischer Gebräuchlichkeit erbrachten Leistungen ohne Probleme in unser Verfahrensschema integriert werden können. So mußte z.B. bei beiden Baumaßnahmen die vom AG vorgegebene Pfahlbetonrezeptur geändert werden, um Probleme bei der Ausführung zu vermeiden. Insbesondere die Verarbeitbarkeit auch bei tiefen Pfählen mit großem

Durchmesser (Verzögerung, Anteil an gebrochenem Korn im Zuschlag etc.) ist bei französischen Standard-Pfahlbeton-Rezepturen genau zu überprüfen. Ebenso sind in Frankreich bei Pfahlbewehrungen Stahldurchmesser bis zu 40 mm üblich. Das kann Verfahrensänderungen z.B. bei der Stoßverbindung erfordern oder zu Lieferproblemen führen, wenn deutsche Stahllieferanten, die diese Durchmesser nicht üblicherweise auf Lager halten, beauftragt werden.

Als Qualitätskontrolle der fertiggestellten Pfähle werden in Frankreich standardmäßig bei jedem Pfahl Ultraschall-Messungen über mit der Bewehrung eingebaute Beschallungsröhre durchgeführt. Diese Meßverfahren erlauben es, auch kleine Bereiche von entmischtem Beton oder Einschlüsse aufzuspüren. Zusätzlich wird über ein Leerrohr aus dem Pfahlfuß ein Kern gezogen, der den Kontakt zwischen Pfahlbeton und anstehendem Boden zeigt. Diese für uns in Deutschland noch ungewohnte akribische Überprüfung jedes Pfahles, auch bei vollverrohrter Herstellung "nur" unter Wasserauflast führte zu viel Sorgfalt in Bezug auf die Säuberung der Bohrung und die entsprechende Anpassung der Verfahrensweise. Das französische Verfahren der Pfahlintegritätsprüfung mittels Ultraschall sowie einige von B+B aufgrund dieser Überprüfungen bei unseren Verfahren eingeführten Verbesserungen haben wir für Baumaßnahmen in Deutschland übernommen (z.B. Commerzbank- und HELABA-Gründungen in Frankfurt).

Es zeigt sich, daß die Ausführung von Baumaßnahmen bei unseren Nachbarn beide Seiten positiv befruchtet. Der französische Markt wird durch dort nicht übliche Verfahren bereichert und wir müssen unsere Arbeitsweisen im Hinblick auf andere Vorschriften überprüfen und gegebenenfalls anpassen, was u.U. zu Verbesserungen und Weiterentwicklungen führt.

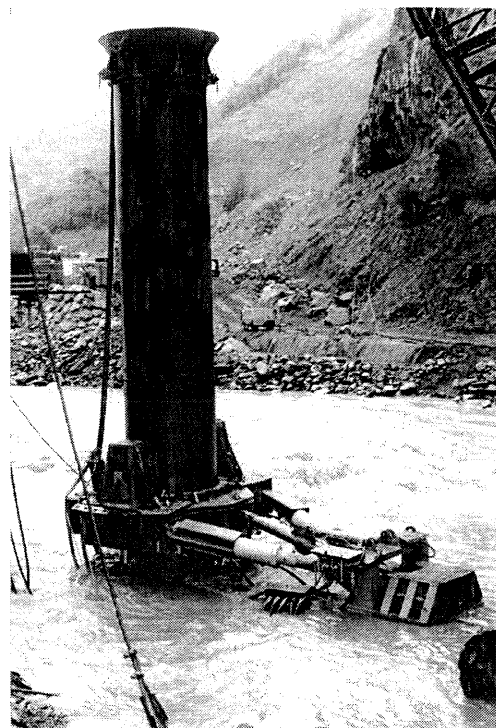
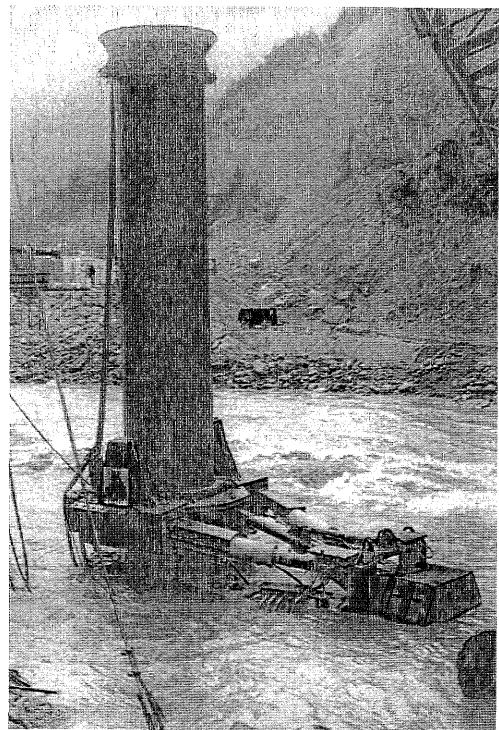
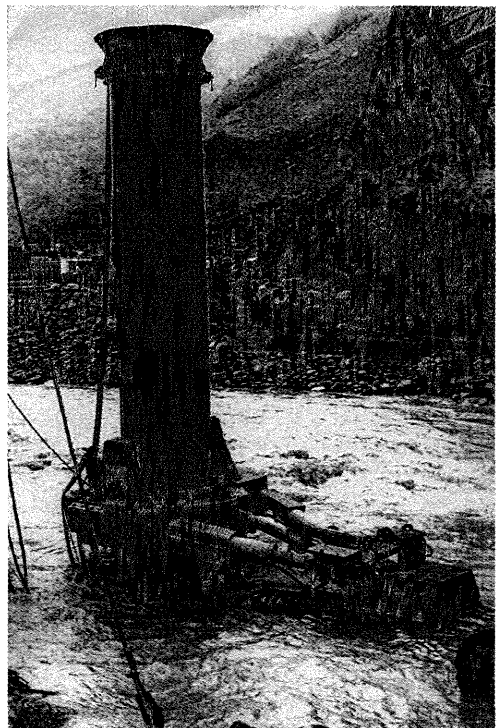


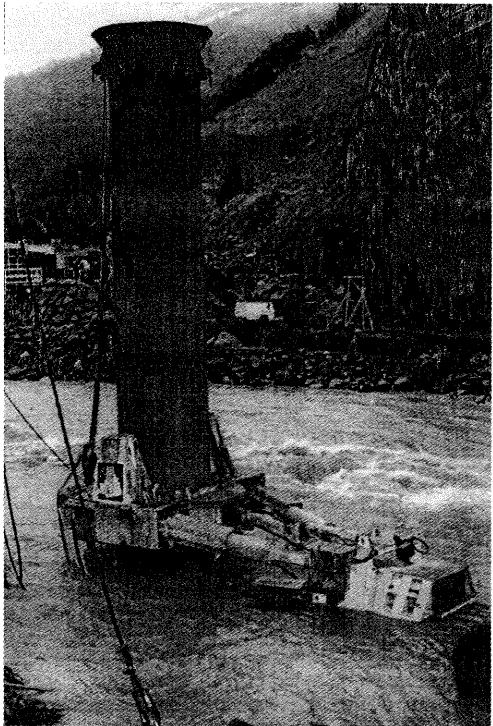
Bild 7 Pfahlarbeiten in Frankreich "bei Hochwasser"- Gründungen für die Autobahn Chambéry (F) - Turin (I)

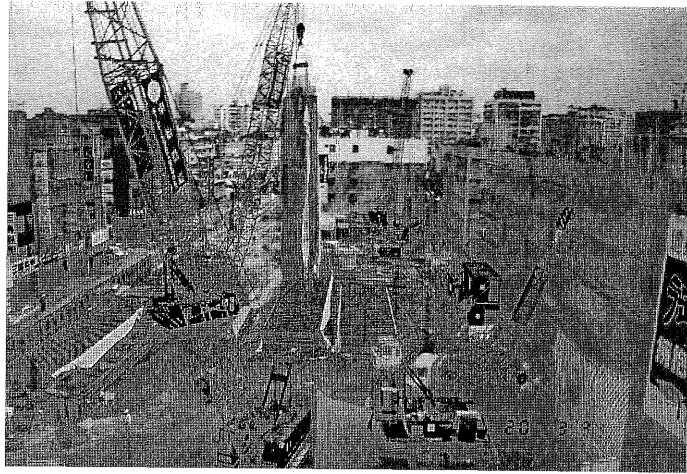
Literatur

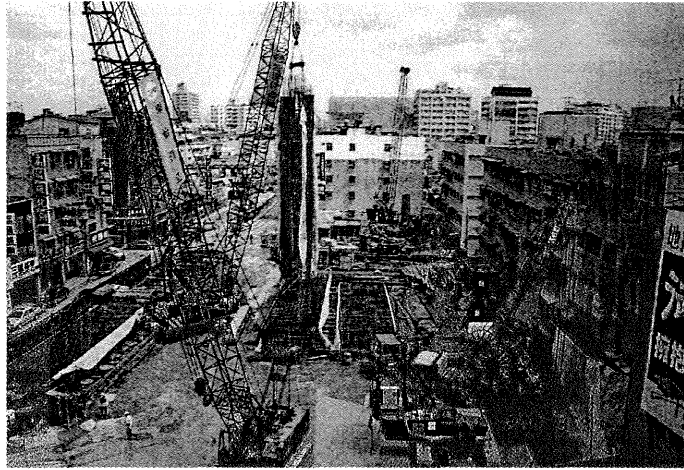
- Arz, P., Seitz, J. M. (1992)
Besonderheiten der Pfahlgründung für die Schrägkabelbrücke "Pont de Normandie". Vorträge der Baugrundtagung 1992 in Dresden; Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen
- Brauns, J., Nagl, H.-J. (1988)
Praktische Erfahrungen bei Grundwasserabsenkungen für Pumpstationen und Hauptsammler beim Abwasserprojekt Kairo-West. Vorträge der Baugrundtagung 1988 in Hamburg; Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen
- Girmscheid, G. (1991)
Schwimmend hergestellte Pumpstation - Entwurfsauswahl und Entwurfsplanung. Bautechnik, Heft 4, 5 und 7/1991, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Güttler, U., Seitz, J.M. (1990)
Großer Schlitzwandschacht als Rechenmodell, im Zentrifugenmodellversuch und in der Ausführung. Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe; Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen
- Huppert, F., Seitz, J.M. (1993)
Pont de Normandie - Stabilisierungsinjektionen für unverrohrte Pfahlbohrungen mit $d = 2,10$ m. Grouting in rock and concrete, Proceedings of the international conference on grouting in rock and concrete, Salzburg, Austria, 11.-12.10.1993, Balkema, Rotterdam.
- Schulz, C., Chang, J.L. (1994)
Einzigartige geotechnische Arbeiten unter schwierigsten Randbedingungen bei dem U-Bahnlos CC 560 in Taipeh ROC/Taiwan. Vorträge der Baugrundtagung 1994 in Köln; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen

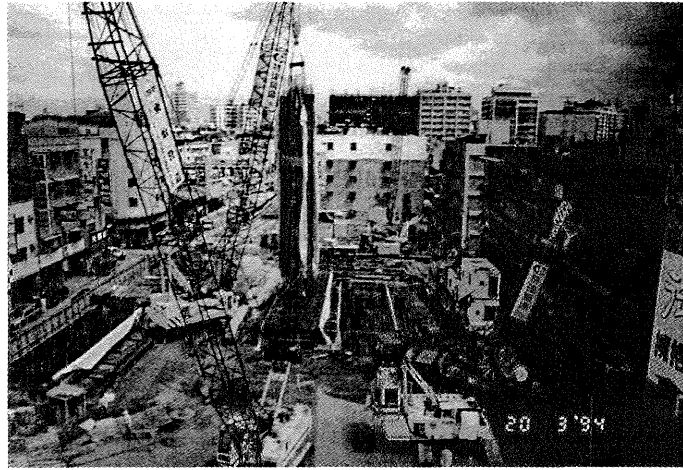


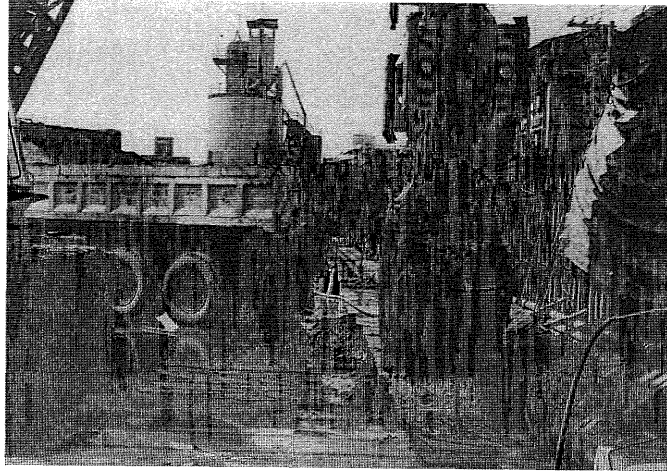


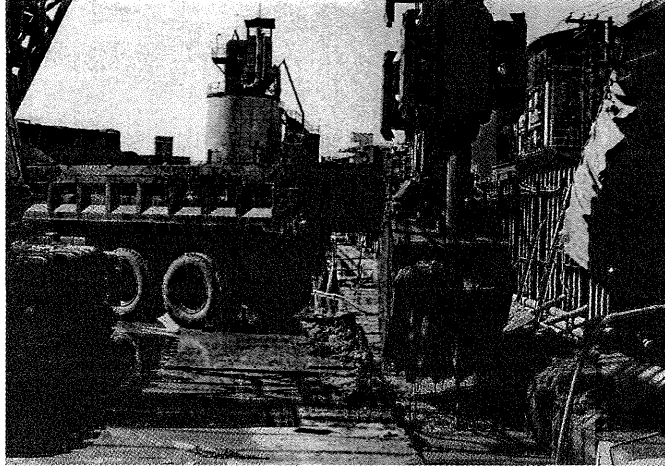


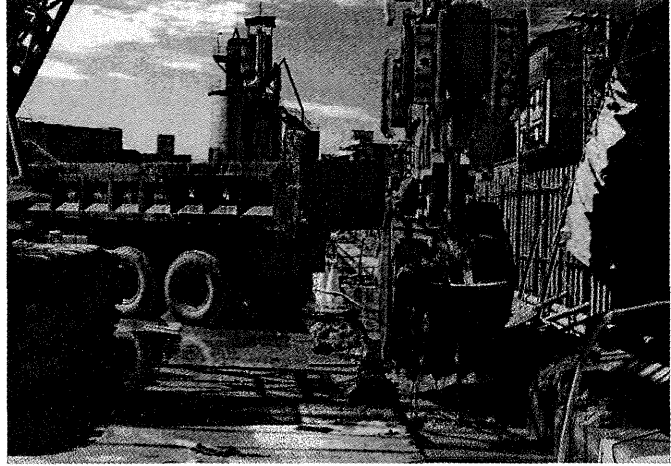


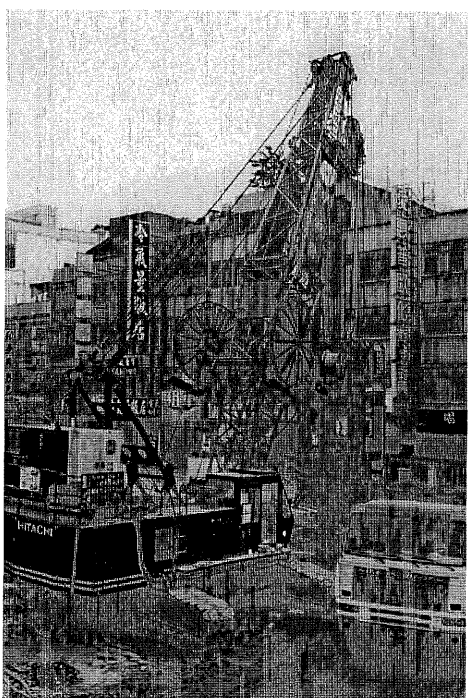
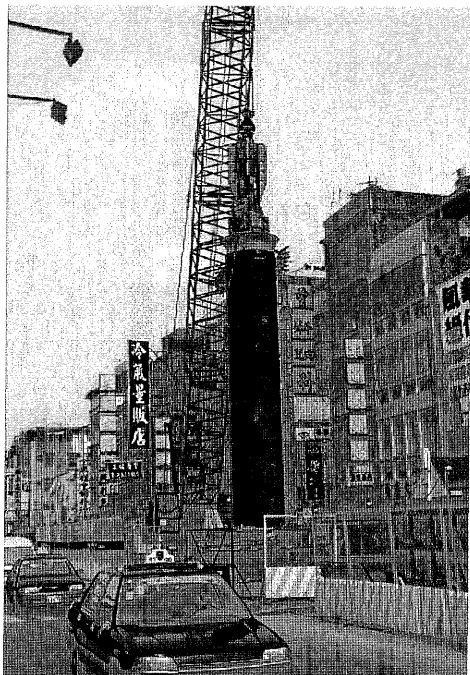


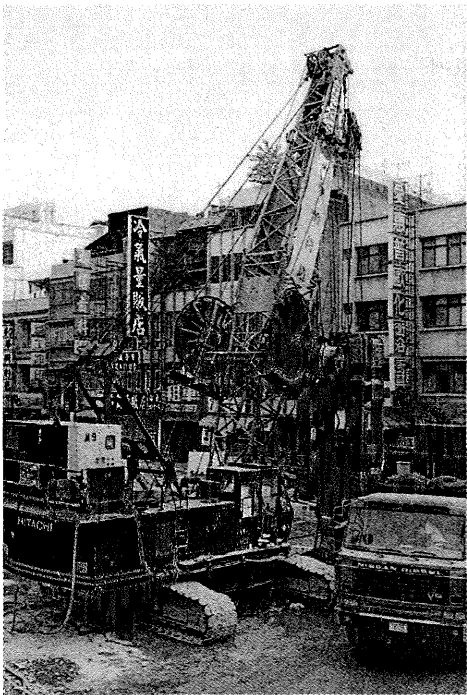


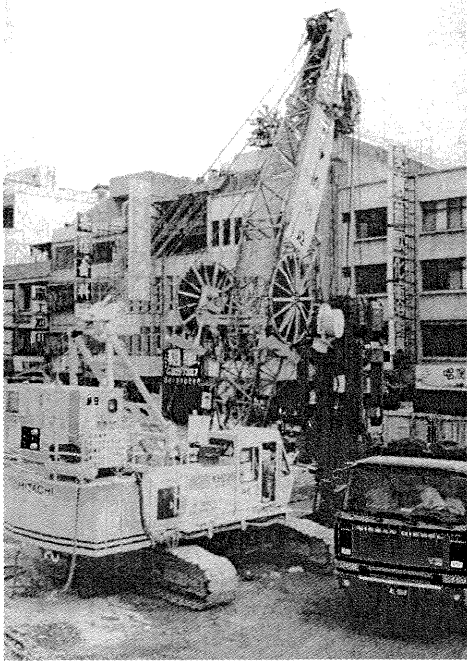












Das Talsperrenprojekt Xiaolangdi in China - ein Staudamm in der "Perlenkette" am Gelben Fluß -

Dr.-Ing. Dominik Godde, Dir. Dr.-Ing. Dieter Stroh

Hochtief AG, Essen

Zur Zeit befindet sich in China eine Anzahl von Talsperren im Bau. Am bekanntesten - wegen der Dimensionen und weil im Westen sehr konträr diskutiert - ist das Drei-Schluchten-Projekt am Yangtse. Weitere Wasserbauprojekte sind zur Zeit am Yalong-Fluß, im Westen Chinas, die Talsperre Ertan und am Gelben Fluß, im Norden Chinas, die Mehrzweckanlage Xiaolangdi. Beim Bau beider Anlagen ist die Hochtief AG maßgeblich beteiligt. Das Talsperrenprojekt Xiaolangdi ist Teil eines ehrgeizigen Vorhabens, das das Ziel verfolgt, den Gelben Fluß, die "Sorge Chinas", in den "Segen Chinas" umzuwandeln.

1 Der Gelbe Fluß

Der Gelbe Fluß entspringt im Westen Chinas in der Provinz Qinghai, durchquert auf seinem etwa 5.500 km langen Weg zum Meer 9 Provinzen und überwindet dabei einen Höhenunterschied von rund 4.500 m. Sein Einzugsgebiet, in dem rund 125 Mio. Menschen leben - das entspricht mehr als 10 % der chinesischen Bevölkerung - beträgt an der Mündung in die Bohai Bucht knapp 800.000 km².

In seinem Oberlauf besitzt der Fluß zunächst den Charakter eines Gebirgsflusses mit klarem Wasser und grobem Geschiebe. Sein Name ist auf den ersten 500 km auch nicht Huang He - Gelber Fluß -, sondern Ma-Chu - Fluß der glücklichen Weiden -. Auf seinem weiteren Weg fließt der Fluß in einem großen Bogen um die weit ausgedehnte Ordoscholle. Sie ist Teil des größten zusammenhängenden Lößgebietes der Erde. Der Löß, auf chinesisch Huang Tu - gelbe Erde -, besitzt hier eine Mächtigkeit von bis zu 100 m. Im trockenen Zustand ist der Löß zwar ausgesprochen stabil, aber durch Regen ist er sehr leicht erodierbar. Die im Lößgebiet üblichen heftigen Regenfälle haben im Laufe der Zeit eine Landschaft geschaffen, die von tiefen Erosionsrinnen geprägt ist. Diese vereinigen

sich zunächst zu tiefen Schluchten, die dann letztendlich in den Gelben Fluß, hauptsächlich in seinen Nord-Süd-Abschnitt, münden. Im Unterlauf des Flusses, das heißt unterhalb der Sperrenstelle Xiaolangdi, entwickelt sich der Gelbe Fluß zu einem weiträumig meandrierenden Fluß, dessen seitliche Ausdehnung von Hochwasserdeichen allerdings begrenzt wird. Der Gelbe Fluß weist eine Sedimentbelastung von durchschnittlich 36 kg/m^3 auf. Der Ganges dagegen transportiert - obwohl er der Fluß mit der zweitgrößten Sedimentfracht weltweit ist - nur etwa 4 kg/m^3 . Die jährliche Sedimentfracht des Gelben Flusses beträgt etwa 1,5 Mrd. Tonnen, wovon etwa 300 - 400 Mio. Tonnen im Unterlauf und in Bewässerungssystemen abgelagert wird. Das restliche Material gelangt ins chinesische Meer. Der innerhalb der Deiche sedimentierende Teil der Lößfracht führt zu einer Anhebung der Flußsohle um durchschnittlich 10 cm pro Jahr. Die Flußsohle liegt teilweise bereits mehrere Meter über dem Niveau des umliegenden Geländes. Deichbrüche in diesen Bereichen sind daher besonders gefürchtet. Seit Menschengedenken verursachen die Hochwässer des Gelben Flusses und Deichbrüche verheerende Katastrophen. Sie überschwemmen die fruchtbaren Ebenen entlang des Gelben Flusses, die in der Vergangenheit eine wesentliche Stütze großer Dynastien Chinas darstellten und als die Wiege der chinesischen Zivilisation angesehen werden.

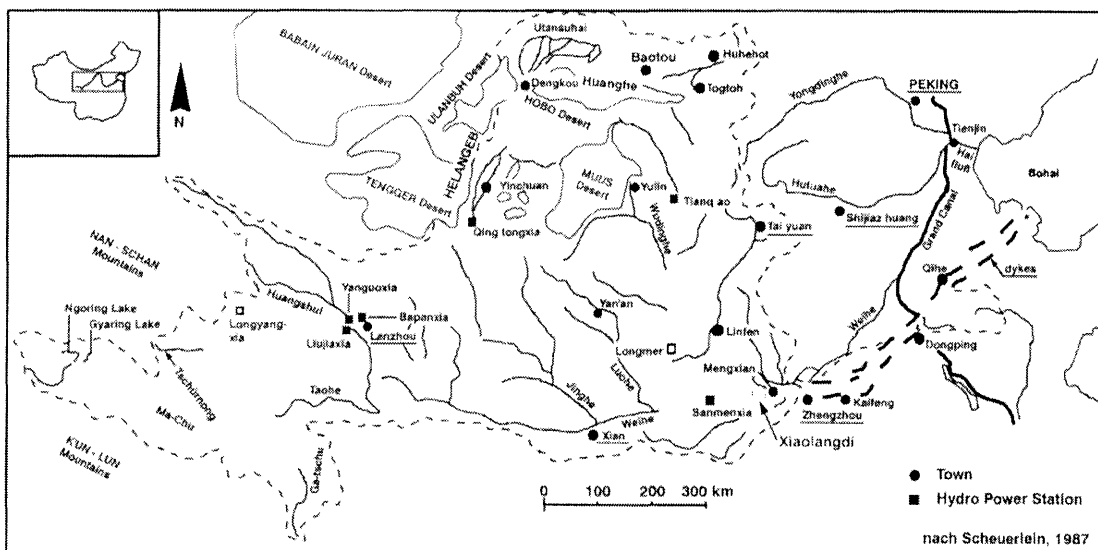


Bild 1 Einzugsgebiet des Gelben Flusses in China

Berichte über Hochwässer und Bemühungen, sie zu kontrollieren, datieren zurück bis in das Jahr 2297 v. Chr. Seit 1949 aber, seit der Gründung der Volksrepublik China, wurden die Anstrengungen verstärkt und zur nationalen Aufgabe erklärt. 1950 wurde die Yellow River Conservancy Commission (YRCC) gegründet, die 1955 den sogenannten "Huang He Plan" vorlegte. Er sieht, neben Maßnahmen zur Reduzierung der Erosion im Lößgebiet, den Bau von 46 Stauanlagen am Gelben Fluß vor, sämtlich Mehrzweckanlagen. Es wurde in diesem Zusammenhang das Wort von der "Perlenkette am Gelben Fluß" geprägt.

Bisher wurden bereits 7 dieser Perlen fertiggestellt, 3 weitere sind in Bau. Und eine dieser Perlen ist die Mehrzweckanlage Xiaolangdi.

2 Die Talsperre Xiaolangdi

Der Anlage Xiaolangdi kommt eine Schlüsselrolle innerhalb der Perlenkette zu. Sie liegt nämlich am Ausgang der letzten Schlucht im Mittellauf des Gelben Flusses und markiert den Übergang zum Unterlauf. Sie wird nach Vorstellung der Yellow River Conservancy Commission folgenden Zielen dienen:

- a) Hochwasserschutz für den Bereich des Unterlaufs, in dem über 100 Mio. Menschen siedeln, und die dortige Infrastruktur;
- b) Reduzierung der Sedimentierung im etwa 800 km langen Unterlauf, so daß für die Dauer von 20 bis 30 Jahren keine weiteren Deicherhöhungen erforderlich werden;
- c) Sicherstellung der Bewässerung für 2 Mio. ha Ackerland und der Wasserversorgung für unterstrom gelegene Städte und Industriebetriebe;
- d) Stromerzeugung aus Wasserkraft zur Unterstützung der Grundlastversorgung, die zur Zeit von thermischen Kraftwerken geleistet wird.

Der vorrangige Zweck der Talsperre ist die Verbesserung der Hochwassersicherheit im Unterlauf. Zur Zeit können nur Hochwässer sicher abgeführt werden, die statistisch gesehen, in weniger als 100 Jahren einmal auftreten ($HQ_{<100}$). In Zukunft werden 1.000-jährliche Hochwasserereignisse ($HQ_{1.000}$) keinen Schaden mehr anrichten können. Der Wasserspiegel wird im Unterwasser nur bis zu einer Höhe reichen, die die Stabilität der Hochwasserschutzdeiche nicht gefährden kann. 10.000-jährliche Hochwasserabflüsse ($HQ_{10.000}$) können zwar noch unterhalb der Deichkrone abgeführt werden, aber es gibt Zweifel daran, ob die Stabilität der Deiche gewährleistet ist.

Wenn auch die installierte Leistung des Wasserkraftwerks mit 1.800 MW für europäische Verhältnisse imponierend ist, so ist die Wasserkrafterzeugung nur zweitrangig bei diesem Projekt. Kraftwerke mit 1.800 MW zählen für chinesische Verhältnisse noch nicht zur Spitzengruppe.

Die Hauptbestandteile des Projekts sind

- a) der Bau des 154 m hohen Steinschüttdamms, dem der Hauptteil dieses Beitrages gewidmet ist;

- b) der Bau der auf der linken Flußseite angeordneten Umleitungsstollen mit Einlauf- und Auslaufbauwerk, sowie der Hochwasserentlastung mit Tosbecken;
- c) der Bau des 1.800 MW Kavernenkraftwerkes mit den zugehörigen Stollen.

Im Rahmen des Projektes wird ferner eine Behörde eingerichtet, die sich Umweltfragen widmen soll, die aus dem Bau und dem Betrieb der Anlage resultieren. Schließlich umfaßt das Projekt auch die Ausbildung von chinesischen Fachleuten in Sachen Contract Management, Projektmanagement, Kostenkontrolle, Claim Management usw.

Das Projekt macht die Umsiedlung von 180.000 Menschen erforderlich, die im zukünftigen Staubereich siedeln. Sie erfolgt in einem Vierstufenplan, dessen Stufen 1 und 2 mit rund 30.000 umgesiedelten Menschen bereits abgeschlossen ist.

2.1 Bestandteile der Mehrzweckanlage (ohne Dammbauwerk)

2.1.1 Einlaufbauwerk

Das Einlaufbauwerk, mit den Abmessungen Länge 281 m x Breite 60 m x Höhe 108 m, besitzt insgesamt 60 Einlauf Tore für die Flußumleitung, die Hochwasser- und Sedimentabführung, die Triebwasserzuleitung und die Bewässerung. Zu seiner Herstellung sind unter anderem 5 Mio. m³ Erd- und Felsaushub zu bewerkstelligen, sowie 1,15 Mio. m³ Stahlbeton einzubauen.

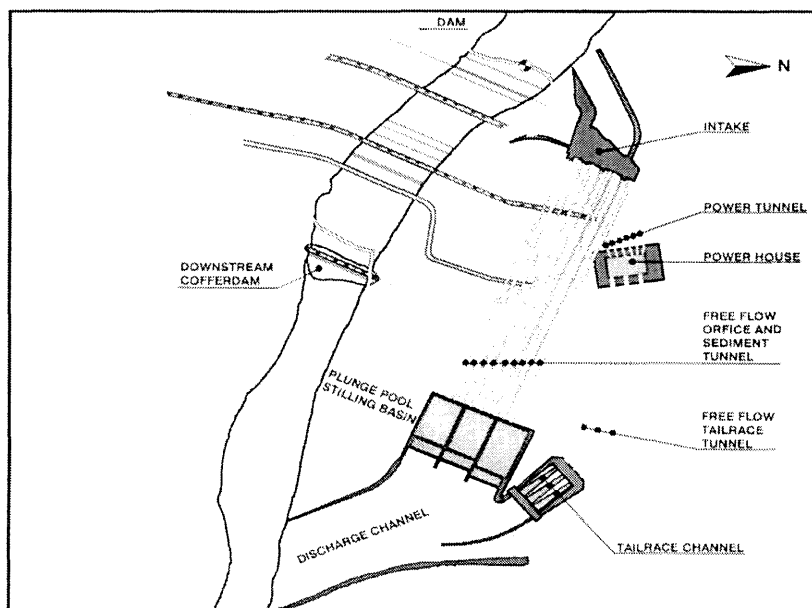


Bild 2 Einlaufbauwerk

2.1.2 Hochwasser- und Sedimentabfuhr

Insgesamt werden Hochwässer bis zu 17.000 m³/s unter Einhaltung des höchsten Stauziels abgeführt werden können. Das Freibord beträgt dann noch 6 m. Das Hochwasser wird zunächst durch drei Sedimenttunnel mit 6,5 m Durchmesser abgeleitet, deren Einlauf mittig unter je zwei Turbineneinläufen angeordnet sind. Darüber hinausgehender Hochwasserabfluß wird über drei weitere Tunnel mit 14,5 m Durchmesser abgeleitet, die während der Bauzeit zur Flußumleitung genutzt werden. Außerdem kann über drei Freispiegelabflüsse, sogenannte Free-Flow-Tunnel, und ein offenes Gerinne (Breite 28 m x Höhe 12 m) Oberflächenwasser abgezogen werden, das bei Hochwasser reich an Treibgut sein kann. Schließlich bietet noch eine Notentlastung (festes Wehr mit 100 m Breite) eine Hochwasserentlastungsmöglichkeit für weitere 3.000 m³/s.

2.1.3 Kavernenkraftwerk

Sechs Triebwasserstollen mit einem Durchmesser von 7,8 m führen zu sechs Francis-Turbinen, die jeweils 300 MW leisten. Sie sind in einer Kaverne mit den Abmessungen Länge 193 m x Breite 26 m x Höhe 45 m untergebracht. Sechs Unterwasser-Freispiegelgerinne mit 12 m Breite und 16 m Höhe führen das abgearbeitete Triebwasser zum Auslaufbauwerk, von dem aus es in den Auslaufkanal fließt. Zusammen mit den Arbeiten für die Hochwasser- und Sedimentabfuhr fallen 2,55 Mio. m³ Felsausbruch und 900.000 m³ Stahlbetonkonstruktion und -auskleidung an.

2.1.4 Auslaufbauwerk

Der Hochwasserabfluß und mit ihm auch der sedimenthaltige Abfluß werden einem 25 m tiefen Tosbecken zugeführt, das eine Breite von 400 m und eine Länge von 225 m aufweist. Über den erwähnten Auslaufkanal gelangt das Wasser von dort zurück in den Gelben Fluß.

2.2 Damm

2.2.1 Dammaufbau

In Zahlen ausgedrückt, stellt sich der Damm folgendermaßen dar: Dammhöhe 154 m; Kronenlänge knapp 1,4 km; Dammvolumen rund 50 Mio. m³, Bauzeit insgesamt 7 Jahre; wasserseitige Böschungsneigung zwischen 1:2,6 und 1:3,5; luftseitige Böschungsneigung 1:1,75; Breite des Dammfußes etwa 750 m.

Vorarbeiten im Gründungsbereich wurden bereits vor Projektstart von lokalen Firmen ausgeführt. Das Leistungsverzeichnis des Vertrages, der an ein italienisch-deutsch-chinesisches Joint Venture vergeben wurde, weist unter anderem auf: 9 Mio. m³ Boden- und Felsaushub; 6.700 m² Schlitzwand mit einer maximalen Tiefe von 80 m, Wandstärke 1,2 m; 11.000 m² Jet Grouting Dichtungwand; über 100.000 lfm Bohrungen für Kontaktinjektionen und Dichtungsschleier; Einbau von 10 Mio. m³ Kernmaterial (Lößlehm), 34 Mio. m³ Felsmaterial und 5,8 Mio. m³ Filtermaterial (Filter und Übergangszonen). Zur Überwachung wird der Damm außerdem mit 430 Meßgebern, die sich im wesentlichen in drei Meßebenen befinden, und 174 Vermessungspunkten ausgerüstet. Der Damm besitzt einen geneigten Dichtungskern, der aus Lößlehm hergestellt wird. Zwischen dem Kern und den Stützkörpern, die aus Felsmaterial bestehen, befinden sich beidseitig Filter- und Übergangsschichten. Das Material für die Stützkörper stammt zum großen Teil von dem Aushub der Tunnel und Kavernen. Der restliche Teil kommt von einem nahegelegenen Steinbruch. Der Steinbruch wird von mächtigen Lehmschichten überlagert, die wiederum als das erwähnte Kernmaterial Verwendung finden.

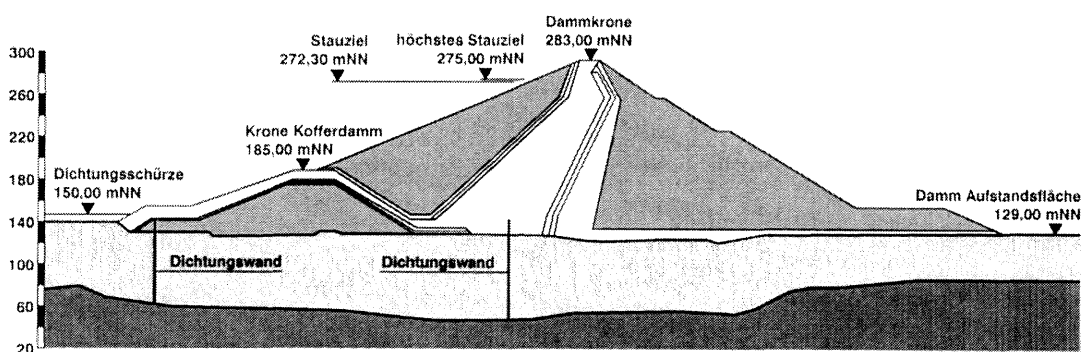


Bild 3 Dammquerschnitt

Die Untergrundabdichtung wird im mittleren Dammabschnitt, der auf alluvialem Sand und Kies gegründet ist, von einer Schlitzwand übernommen. Sie wird mit Hilfe einer Hydrofräse eingebaut und besitzt eine maximale Tiefe von 80 m. Die fertiggestellte Schlitzwand wird anschließend aufbetoniert und ragt 14 m in den Kern hinein. Sie besitzt ein sich verjüngendes, abgerundetes Endstück, das zusammen mit einer Zone plastischen Lehms, die oberhalb der Schlitzwand angeordnet ist, die gefahrlose Setzung des umgebenden Kernmaterials sicherstellt. Außerhalb dieses mittleren Bereiches besteht die Untergrundabdichtung aus einem 1-reihigen Dichtungsschleier, der in Abhängigkeit von der Untergrundbeschaffenheit als Verpreßinjektion teilweise im downstage-, teilweise im upstage-Verfahren ausgeführt wird. In kritischen Bereichen ist die Verpreßinjektion 3- oder auch 5-reihig angeordnet. Der Bohrlochabstand und der Abstand zwischen den Verpreßreihen beträgt jeweils 2 m. Vom Bauablauf her gesehen, geht dem Dichtungsschleier eine Kontaktinjektion von 5 m Länge in einem Raster von 3 m mal 3 m voraus, das die gesamte Kernaufstandsfläche abdeckt. Die Parameter für die Verpreßarbeiten, wie Bohrlochabstand, Rezeptur des Injektionsgutes, Bohr- und Verpreßverfahren sowie Gütekriterien,

wurden bei umfangreichen Tests vor Ort von der Yellow River Conservancy Commission (YRCC) ermittelt. Zwischen Kontaktinjektion und Kernmaterial ist übrigens auf gesamter Fläche eine Betonabdeckung angeordnet, die im Minimum 30 cm und maximal 5 m beträgt. Diese zumindest ungewöhnliche Maßnahme führte zu einigen Problemen, die im wesentlichen darin bestanden, daß der Verpreßdruck der Kontaktinjektionen einzelne Betonplatten hochhob, oder Risse verursachte, was zu wiederholten Reparaturarbeiten führte. Zwischen Dichtungsschleier und Kernmaterial ist - ebenfalls bemerkenswert - eine Betonplatte mit einer Mindeststärke von 80 cm angeordnet. Als Vorteil der Betonabdeckung der gesamten Kernaufstandsfläche wird eine verbesserte Sickerwasserunterbindung in der Kontaktzone Kern/Untergrundabdichtung unterstellt.

Einige Details dieses Dammes sind noch erwähnenswert: Zwischen oberstromigem Kofferdamm und wasserseitigem Stützkörper des eigentlichen Dammes wird eine Zone eines gemischten, aber undurchlässigen Materials eingebaut. Ihr werden nach Auskunft des Designers zwei Aufgaben zugeschrieben. Zum einen soll sie zusammen mit einem oberstromigen Dichtungsteppich und der Untergrundabdichtung des Kofferdammes den Sickerweg durch den Dammuntergrund verlängern. Zum anderen soll sie einen Puffer bilden, der unterschiedliche Setzungen abfängt zwischen dem Kofferdamm, der einige Zeit vor dem Hauptdamm bereits fertiggestellt wird, und dem restlichen Damm. Schließlich ist noch die sogenannte Buttress zu erwähnen, die weitere Stützfunktionen übernehmen kann, aber auch zu einem homogeneren Aussehen des gesamten Dammes führt. Sie wird nämlich auch teilweise dort eingebaut, wo es statisch nicht erforderlich wäre. Der Damm besitzt übrigens keinen Kontrollgang, wie er in Deutschland, zumindest für Dämme ab einer gewissen Größenordnung, üblich ist. Hier folgten die chinesischen Planer eher nordamerikanischen Designvorstellungen.

2.2.2 Bauablauf

Ende 1994 begannen die eigentlichen Bauarbeiten am Damm. Bis zur Flußumleitung ist die rechte Flußseite Schauplatz der wesentlichen Aktivitäten. Dies war zum einen die Errichtung eines Längsdeiches zum Hochwasserschutz des dahinter befindlichen Arbeitsbereiches. Zum anderen war der anstehende Boden bis zum Gründungsniveau (etwa Kote 130 m NN) auszuheben. Anschließend wurde mit dem Bau des Kofferdammes und - zeitlich versetzt - mit der Schüttung des Hauptdammes begonnen. Außerdem wurde mit dem Betonieren der Kernaufstandsfläche, den Kontaktinjektionen und den Arbeiten am Dichtungsschleier begonnen, und es wurde die Schlitzwand, die von lokalen Baufirmen bereits fertiggestellt worden war, freigelegt und bis zur endgültigen Höhe aufbetoniert. Der Kofferdamm wurde auf der rechten Flußseite bereits Mitte Oktober 1996 fertiggestellt (Kote Krone 185 m NN). Er besitzt eine Höhe von rund 54 m und ein Volumen von rund 3 Mio. m³. Der komplette Kofferdamm wird ein Volumen von knapp 5,6 Mio. m³ und eine Kronenlänge von 670 m haben. Der luftseitige Stützkörper auf der rechten Flußseite wurde ebenfalls begonnen und besaß zur Jahreswende 1996/97 die Kote 218 m NN. Zu dieser

Zeit erreichte der Kernbereich die Höhe 166 m NN. Die Arbeiten im Kernbereich wurden lange Zeit verzögert, weil die Behandlung einer bereits bekannten, quer zur Dammachse verlaufenden, Störungszone erhebliche Detailarbeiten erforderte. Die Betonarbeiten und die Untergrundabdichtung auf der rechten Flußseite wurden bis zum Jahresende 1996 bereits fertiggestellt. Auf der linken Seite wurde im Februar 1996 mit dem Aushub im Bereich der Kernaufstandsfläche begonnen, der nahezu abgeschlossen ist. Außerdem konnten die Arbeiten an der linksseitigen Buttress gestartet werden, die mittlerweile weit vorangeschritten sind. Das gleiche gilt für die Betonierarbeiten und die Untergrundabdichtung auf dieser Flußseite.

1997 werden im wesentlichen die Dammschüttung auf der rechten Seite und die Arbeiten an der linksseitigen Buttress fortgesetzt, und es starten die ersten Vorbereitungen für die Flußumleitung, die für die erste Novemberwoche 1997 vorgesehen ist. Nach der Flußumleitung, der Verlängerung des oberstromigen Kofferdammes und dem Bau des unterstromigen Kofferdammes, sowie den Aushubarbeiten im Flußbettbereich, wird die Schlitzwand verlängert werden, um anschließend die Dammschüttung fortzusetzen, die bis zum Sommer des Jahres 2001 abgeschlossen sein soll. Abschlußarbeiten und Baustellenräumung sind bis März 2002 geplant.

Die Erfahrungen beim Bau des Xiaolangdi-Dammes haben gezeigt, daß unter anderem zwei Punkte für den bisherigen erfolgreichen Bauablauf Voraussetzung sind. Dies ist zum einen eine sorgfältige Planung für den Einbau der Dammbaustoffe, die bereits bei der Gewinnung beginnt, und ein Einbauverfahren, das das Erreichen aller geforderten Qualitätskriterien sicherstellt. Zum anderen ist eine ausgereifte und ständig aktualisierte Terminplanung unerlässlich. Fehlannahmen beispielsweise bezüglich fortschrittsrelevanter Witterungsbedingungen (Regen, Frost, Eis, Schnee) oder erreichbarer Produktivität führen aufgrund des Massenrisikos zu großen Terminverschiebungen.

2.2.3 Einbau von Dammaterial

Im wesentlichen weist der Damm drei verschiedene Gruppen einzubauender Materialien auf: undurchlässiges Material, aufbereitetes Material für Filter- und Übergangs- bzw. Drainschichten, sowie Felsschüttmaterial. Insgesamt wird zwischen 17 verschiedenen Einbaumaterialien differenziert, wobei sich die Materialien innerhalb einer Gruppe im wesentlichen hinsichtlich Körnungskurve, Feuchtigkeitsgehalt, Zusammensetzung (z.B. Anteil an Schluffstein oder Tonstein) und Herkunft unterscheiden.

Ein großer Teil des Felsmaterials wird von einem knapp 3 km von der Sperrenstelle entfernt gelegenen Steinbruch gewonnen, der von einer bis zu 20 m mächtigen Lößschicht überlagert ist, die als Kernmaterial Verwendung findet. Die Felssprengungen werden in aller Regel mit Ammonium-Nitrat durchgeführt, wobei knapp 300 g pro Kubikmeter Fels benötigt werden. Als Ladegerät für den Fels kommt im wesentlichen ein Bagger mit 10,3 m³

Schaufelinhalt zur Anwendung (Hitachi EX1800). Der Transport erfolgt mittels Muldenkipper (Perlini 366 und 755) mit einer Nutzlast von 36 bzw. 65 Tonnen. Das Kernmaterial wird mit Hilfe von Radladern (Schaufelinhalt 5,9 m³ und 10,7 m³, CAT 988 und CAT 992) geladen, die von Dozern (CAT D8N und CAT D9N) unterstützt werden. Die Abgase der Transportfahrzeuge werden durch die Wandung der Kippmulde geführt, die damit erwärmt wird und so das Anfrieren von Kernmaterial an der Muldenwand verhindert.

Das Rohmaterial für die Filter- und Übergangsschichten und für andere Zwecke, wie Zuschlagstoffe für Beton, wird etwa 3 km unterstrom der Sperrenstelle in unmittelbarer Nähe zum Flußbett abgebaut und in einer Sieb- und Brechanlage aufbereitet. Sie klassifiziert das Material in verschiedene Körnungsgruppen. Je nachdem, welche Kornverteilung nun vor Ort benötigt wird, wird von den einzelnen Körnungsgruppen computergesteuert die benötigte Menge abgezogen auf Muldenkipper gefüllt und zum Einbauort transportiert. Da das Rohmaterial naturgemäß nicht überall im Abbaubereich mit gleicher Kornverteilung anzutreffen ist, sondern vielmehr je nach Lage erhebliche Unterschiede in der Zusammensetzung aufweist, wird es an mehreren Stellen gleichzeitig entnommen, um eine optimale, gleichmäßige Auslastung der Sieb- und Brechanlage zu gewährleisten.

Nach Abladen des Dammmaterials am Einbauort, wird es zunächst gleichmäßig verteilt und für das Verdichten vorbereitet. Beim Filtermaterial und den Übergangsschichten wird dies wegen der begrenzten Fläche mit dem Bagger erledigt, beim Fels- und Kernmaterial sorgen Dozer bzw. Dozer und Grader (mit Schild) für eine gleichmäßige Verteilung. Das Kernmaterial wird vor der Verdichtung mit einer Häufigkeit von mindestens einmal pro 2.000 m³ oder 4 Stunden (je nachdem, was zuerst eintritt) hinsichtlich Feuchtigkeitsgehalt und Kornverteilung überprüft. Die Verdichtung des Kernmaterials erfolgt mit Hilfe von Schafffußvibrationswalzen (Tamping Foot Vibratory Roller), wobei mindestens 6 Übergänge gefahren werden und mindestens 100 % Proctordichte zu erreichen ist. Nach der Verdichtung werden einmal pro 8.000 m³ oder alle 12 Stunden der Proctorwert, der Feuchtigkeitsgehalt und die Kornverteilung getestet. Die ersteren beiden Werte werden mittels einer Troxlersonde erfaßt, wobei im wesentlichen das Vermögen des verdichteten Bodens getestet wird, den Durchtritt radioaktiver Strahlung zu verhindern. Sollte die erforderliche Proctordichte nicht erreicht werden, wird der entsprechende Bereich mit dem Grader noch einmal aufgelockert, entweder zur Trocknung, oder aber bei zu geringem Feuchtigkeitsgehalt befeuchtet und erneut verdichtet. Die Verdichtung des Felsmaterials, der Übergangs- und der Filterschichten, geschieht mit Glatbandvibrationswalzen (Smooth Drum Vibratory Roller), die im Minimum 6 bzw. 4 und 2 Übergänge zu absolvieren haben. Die Lagenstärke (nach Verdichtung) beträgt beim Kern- und dem Filtermaterial 0,25 m, bei den Übergangsschichten 0,5 m und beim Felsmaterial 1 m. Bevor die nächste Lage Kernmaterial aufgebracht werden kann, wird die Oberfläche der vorangehenden Schicht vom Grader mit Hilfe seiner Reißzähne aufgelockert, um den Verbund mit der nächsten Lage zu verbessern.

2.2.4 Einsatz von Projektmanagement-Software

Es liegt auf der Hand, daß Projekte, zumal solche der hier vorgestellten Größenordnung, sorgfältig geplant werden müssen, wenn sie zum Erfolg führen sollen. Dies gilt für den generellen Bauablauf, der in einem Bauzeitenplan dargestellt wird. Das gilt aber auch für die Planung der Abfolge einzelner Bauleistungen im Detail. Ebenso müssen Prognosen über den Verbrauch der verschiedensten Baumaterialien erstellt werden. Dies spielt eine ganz besondere Rolle beim Projekt Xiaolangdi, weil der Bauherr regelmäßig Vorhersagen über die benötigten Mengen, beispielsweise, an Sprengstoff, Baustahl oder Diesel verlangt. Auch Alternativplanungen müssen in oft relativ kurzer Zeit vorgelegt werden. All diese Aufgaben können zu einem großen Teil, teilweise sogar vollständig, mit Computerunterstützung bewältigt werden. Die dazu erforderliche Projektmanagement-Software ist seit einiger Zeit auf dem Markt, und, wie zum Beispiel die Software "Primavera", international eingeführt. Diese Software wird auf Verlangen des Bauherrn von allen drei am Bau des Xiaolangdi-Dammes beschäftigten Arbeitsgemeinschaften angewandt. Regelmäßiger Datentransfer ermöglicht dem Bauherrn somit eine schnelle Kontrolle über sämtliche Bauaktivitäten und Planungen.

Die genannte Software, die von der Hochtief AG auch beim Bau des Athener Flughafens eingesetzt wird, ermöglicht es dem Benutzer, eine nahezu beliebige Anzahl von Vorgängen einzugeben, versehen mit allen benötigten Ressourcen und auch deren Kosten, sowie deren logischen und zeitlichen Abhängigkeiten untereinander. Das System ist so ausgelegt, daß es ausgesprochen flexibel den verschiedensten Anforderungen genügen kann. Das bedeutet aber auch, daß das Arbeiten mit dieser Software einen gewissen Aufwand und projektspezifische Vorbereitungen erfordert. Den projektspezifischen Vorbereitungsaufwand kann man im Vorfeld allerdings erheblich reduzieren, wenn man anwendungstypische, hier also bauspezifische, Standards entwickelt, und die Möglichkeiten des Datentransfers mit Tabellenkalkulationsprogrammen nutzt.

Das Dammbauprojekt "Xiaolangdi" umfaßt zur Zeit etwa 850 Vorgänge, die zum Beispiel "Einbau der Piezometer X, Y, Z" oder "Schüttung von Kernmaterial auf der rechten Flußseite zwischen Kote 200 und 240" heißen können. Nun kann man den letzteren Vorgang beispielsweise noch mit den erforderlichen Materialien versehen, die aus der Kalkulation und der projektbegleitenden Nachkalkulation resultieren. Ferner kann man noch die Aufwandswerte für die entsprechenden Ressourcen hinzufügen. Oder man kann die einzubauenden Materialien mit den im Leistungsverzeichnis aufgeführten Einheitspreisen versehen. Die Software ist dann in der Lage, zum Beispiel die prognostizierte zeitliche Verteilung des Bedarfs bestimmter Ressourcen oder den Cashflow zu berechnen. Hinterlegt man gleichzeitig noch einen Sollplan, so ist auch der Vergleich zwischen Ist und Soll möglich.

Für die Berechnung der Dauer der einzelnen Aktivitäten ist es erforderlich die Zahl der Arbeitstage abzuschätzen. Dazu wiederum sind alle die Tage von den theoretisch möglichen

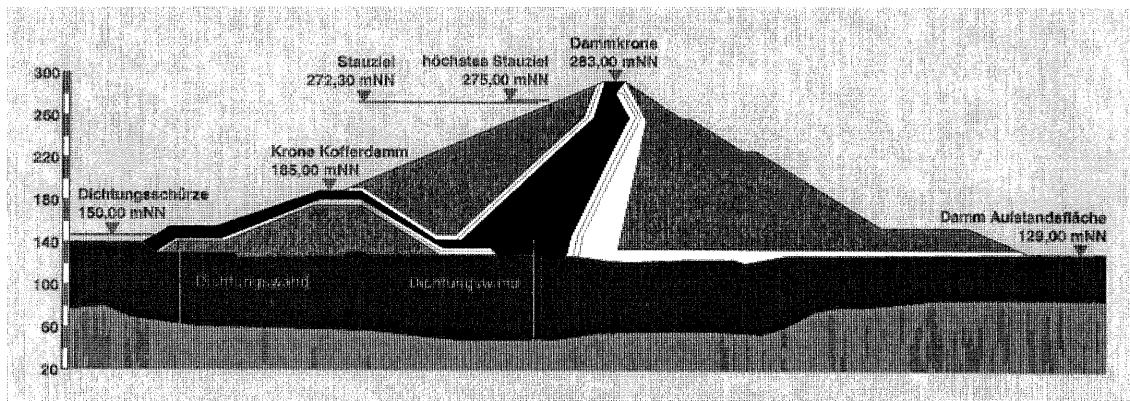
chen Arbeitstagen abzuziehen, die aufgrund ungünstiger Witterungsumstände für die entsprechende Aktivität ausfallen. Da beim Bau des Xiaolangdidammes der Einbau der verschiedenen Materialien (z.B. Kernmaterial, Felsschüttmaterial) und die verschiedenen Gewerke (z.B. Aushub, Verpreßarbeiten) demnach eine unterschiedliche Anzahl von Arbeitstagen aufweisen, wurden in das Primavera-Programm insgesamt 13 Kalender implementiert, die die jahreszeitlichen Schwankungen der Witterungsbedingungen und ihre jeweiligen Auswirkungen reflektieren.

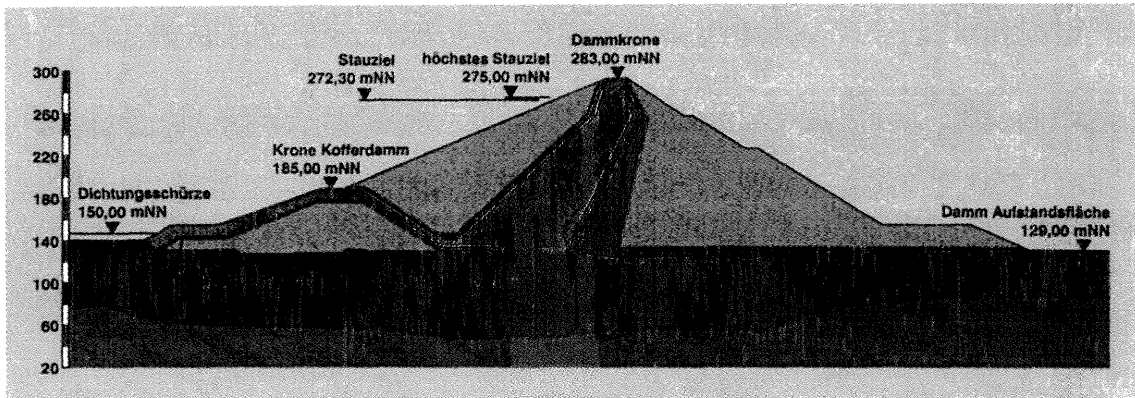
So zahlreich die Möglichkeiten auch sind, in der Praxis muß abgewägt werden zwischen Nutzen und Aufwand, der zu treiben ist. Es ist daher sinnvoll, sich auf die wesentlichen Aufgaben zu beschränken, die die Software bearbeiten soll. Ohne eine solche Computerunterstützung allerdings sind umfangreiche Projekte nicht mehr termingerecht und gewinnbringend abzuwickeln.

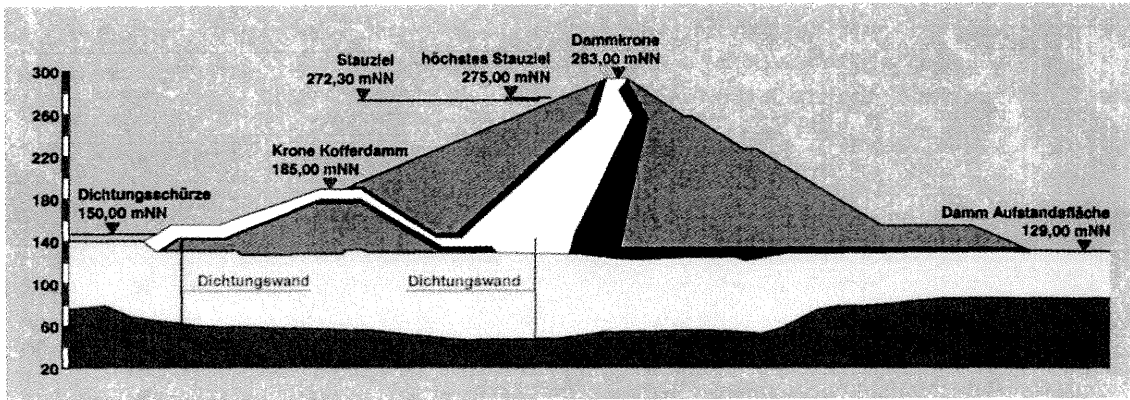
Ein Blick auf den derzeitigen Stand der Bauarbeiten am Staudamm zeigt - vorsichtig ausgedrückt - , daß die Arbeiten sehr gut im Zeitplan liegen und daß der Perlenkette am Gelben Fluß termingerecht die Perle Xiaolangdi hinzugefügt werden wird.

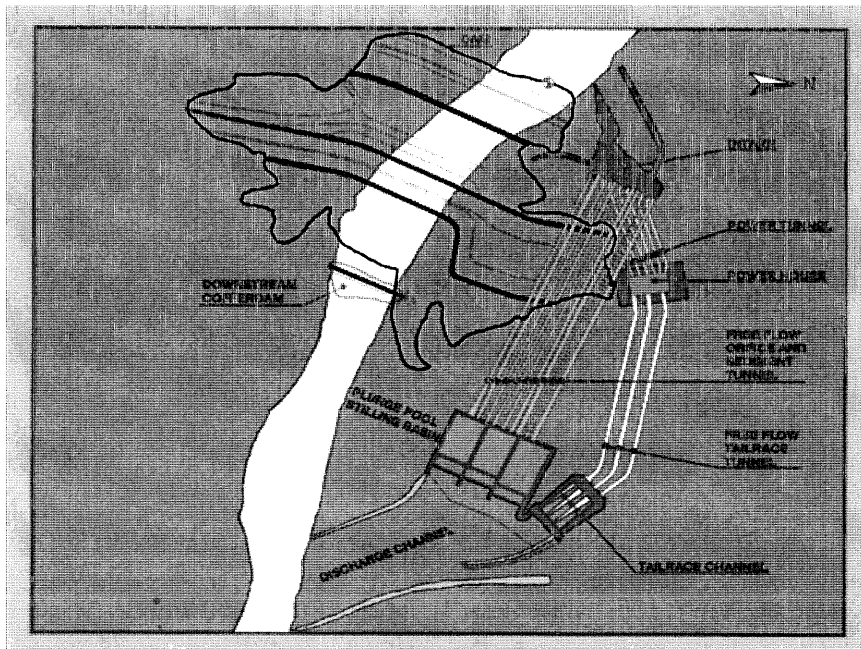
Literatur

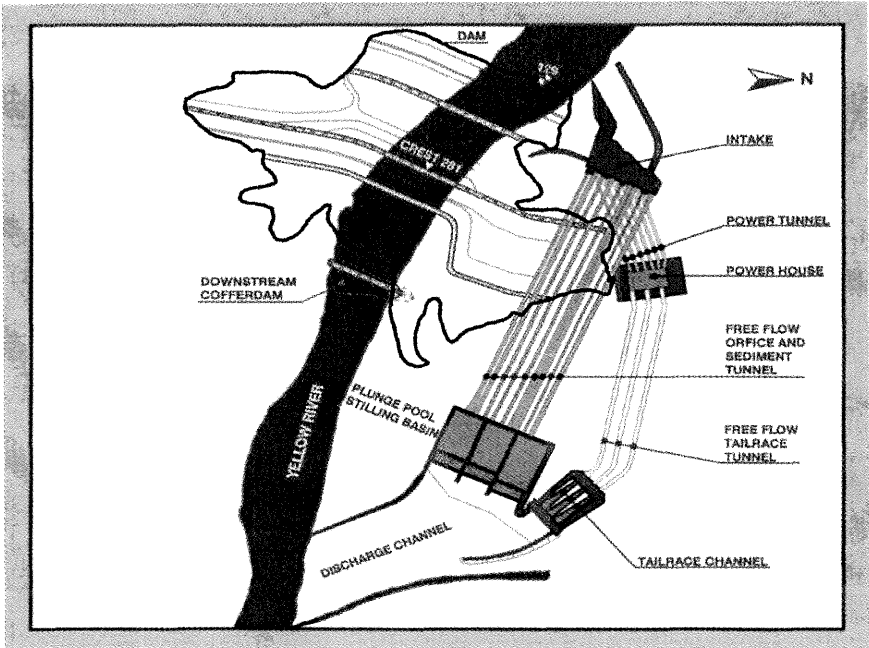
- Chen, Songshou und Shang, Yuming (1996)
Resettlement from Xiaolangdi Reservoir on the Yellow River and sustainable local economic developments. Hydropower '96, Proceedings, Beijing/China
- Hu, Chunhong (1995)
Controlling reservoir sedimentation in China. Hydropower and Dams, März 1995
- Lin, Xiushan et al. (1996)
Applications of the GIN method to curtain grouting of Xiaolangdi Multipurpose Dam Project. Hydropower '96, Proceedings, Beijing/China
- Meusel, Lothar (1995)
Die Xiaolangdi-Mehrzweckanlage, ein neues Großprojekt am Gelben Fluß/China. Wasserwirtschaft 85 (1995) 7/8
- Scheuerlein, Helmut (1987)
The Yellow River - China's Sorrow Since Ancient Times and a Permanent Challenge to Hydraulic Engineers. Mitt. Geol.-Paläont. Institut, Univ. Hamburg, Juli 1987

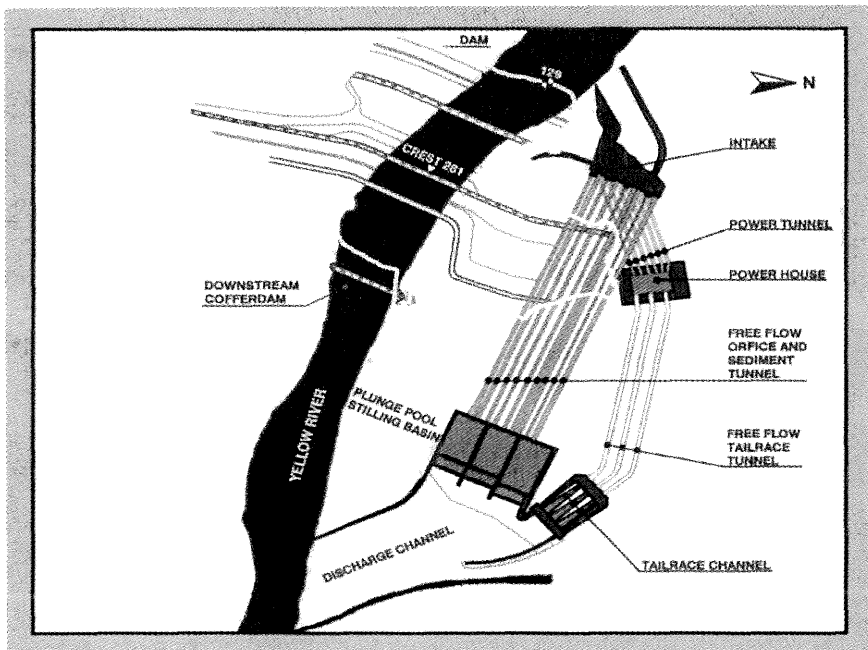


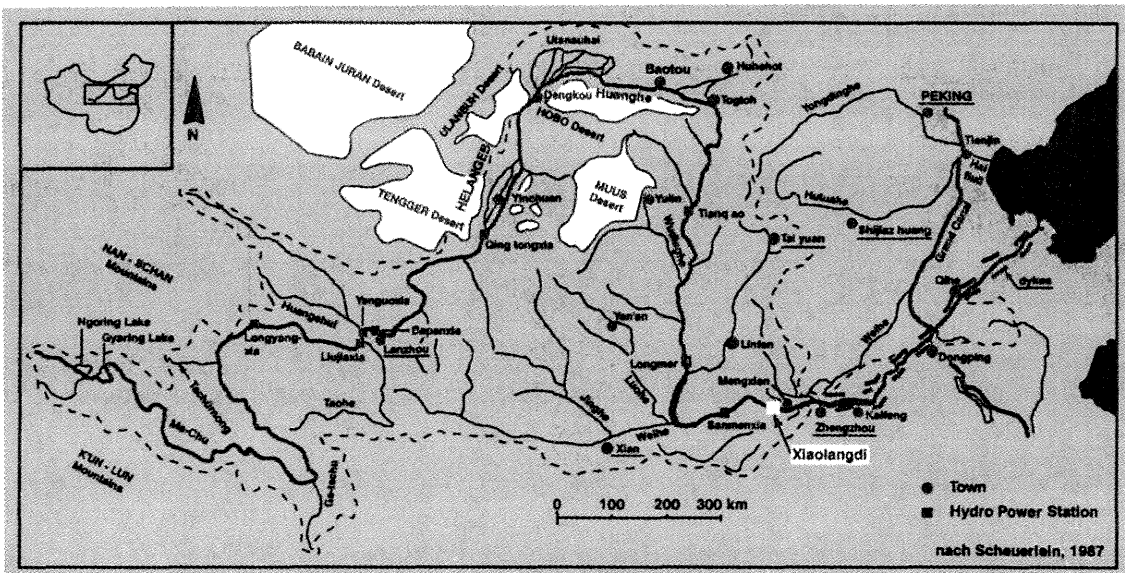


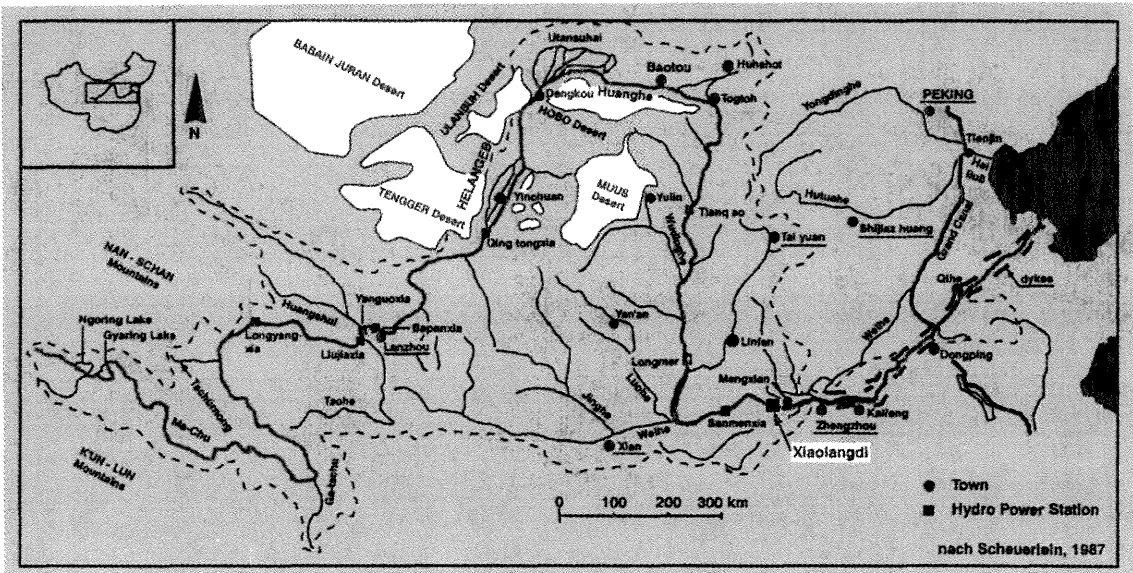












Compaction Grouting als Baugrundverbesserung unter einem thermischen Großkraftwerk in Indonesien

Dipl.-Ing. Rainer Wegner
Keller Grundbau GmbH

1 Einleitung

Seit Mitte der achtziger Jahre verwirklicht die indonesische Regierung verschiedene Großkraftwerke in Ostjava, um die Stromversorgung in diesem Landesteil zu sichern. Eine dieser Kraftwerksanlagen ist der Paiton Private Power Komplex, ein Kohlekraftwerk ca. 3 Autostunden östlich von Surabaya gelegen.

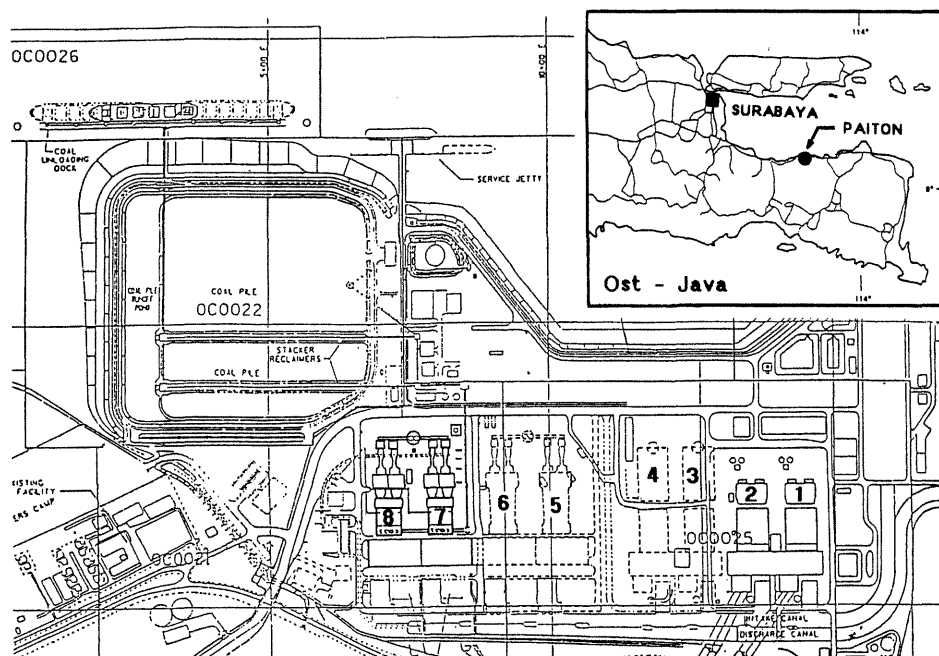


Bild 1 Übersichtsplan der Kraftwerksanlage Paiton

Die Blöcke 1 und 2 wurden bereits zu einem früheren Zeitpunkt fertiggestellt und sind in Betrieb. Bei den Blöcken 7 und 8 wurden umfangreiche Baugrundverbesserungsmaßnahmen nach dem Compaction Grouting-Verfahren erfolgreich und zeitgerecht durchgeführt, über die hier berichtet werden soll. Die Bauarbeiten an diesen beiden Kraftwerksblöcken von je 615 MW werden zur Zeit ausgeführt. Die Arbeiten an den Blöcken 5 und 6, für die ähnliche Ausgangsleistungen geplant sind und die von einer deutschen Kraftwerksfirma errichtet werden, haben begonnen. Die Blöcke 3 und 4 sind im Planungsstadium.

2 Geologie und Baugrund

Im Pleistozän und im Pliozän gefaltete Sedimente sowie Lavaschichten benachbarter, erloschener Vulkane formen den Untergrund der Baustelle. Sie werden den Kapuran-, Lurus- und Ringgit-Formationen zugeordnet. Die Ringgit-Formation besteht aus Lavaergüssen, vulkanischen Breccien, tuffigen Sandsteinen und Basalten sowie aus Pyroxen- und Hornblende-Andesiten und Tuffen. Die Kapuran- und die Lurus-Formationen enthalten fossile, zementierte Meeresablagerungen wie Kalkstein-, Schiefer-, Mergel-, Sandsteinbänke, tonige Schluffe, schluffige Tone und in einzelnen Fällen Einschlüsse und Schichten aus Sanden und Schluffen mit Kies.

Der Baugrund der Baustelle besteht aus vier Hauptschichten. Die beiden oberen Schichten (Schicht 1 und 2) verlaufen unregelmäßig und sind öfters in horizontaler Richtung unterbrochen.

- Schicht 1: Oberflächennahe Ablagerungen aus jüngerer Zeit, bestehend aus Auffüllungen mittel- bis dicht gelagerter grobkörniger Böden und Gesteinsbrocken aus der Bauphase, gefolgt von weichen, feinkörnigen Böden mittlerer bis hoher Plastizität sowie Mischungen aus Feinsanden und Korallenfragmenten.
- Schicht 2: Andesit und Trachyt als Schicht und als einzelne Felsbrocken, die von Lavaergüssen stammen.
- Schicht 3: Tiefliegende, zum Teil zementierte Meeressedimente bestehend aus mittel- bis sehr steifen, feinkörnigen Böden von mittlerer bis hoher Plastizität und mittel- bis dicht gelagerten Sanden und Kiesen.
- Schicht 4: Tiefliegende Ergußgesteine (Tephrite), von älteren Lavaergüssen stammend.

Zwei Querschnitte durch den Bodenaufbau entlang der Kraftwerksachsen K-K und L-L werden in Bild 2 und 3 gezeigt.

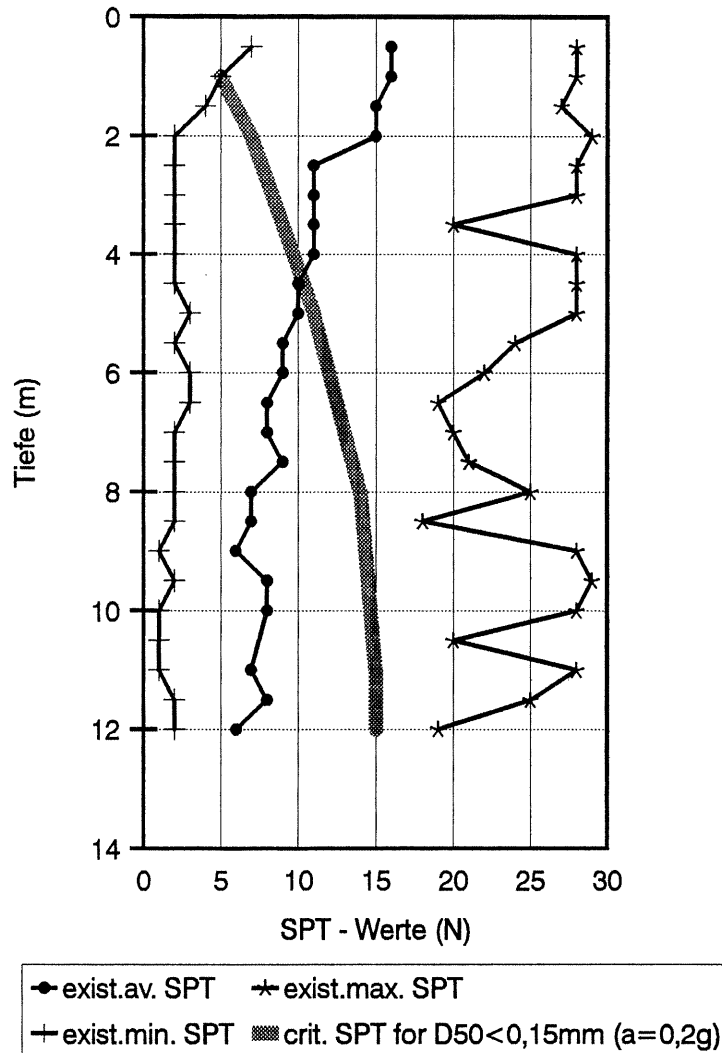


Bild 4 Verflüssigungspotential des Bodens

3 Anforderungen an das Gründungskonzept

Um einen zufriedenstellenden Betrieb der Anlage zu gewährleisten, wurden an die Gründung aller Bauteile zwei unabhängige Entwurfskriterien gestellt:

- die Standsicherheit, auch im Falle eines Erdbebens, mußte bei höchster Belastung ausreichend sein
- die Setzungen während der Betriebsdauer des Kraftwerks durften Größenordnungen nicht überschreiten, die Schäden an Bauwerk und Rohrleitungen verursachen würden und eine Unterbrechung des Betriebes zur Folge hätten.

Bei der Wahl der Gründungsmethode mußten Entwurfskriterien berücksichtigt werden, die abhingen von der Art und Größe der Bauwerks- und der Betriebslasten, von der Gestalt und Größe der Bauwerke und von den zulässigen Setzungstoleranzen. Wo mehr als ein Gründungssystem zur Anwendung kommen sollte, mußten Kosten und zusätzliche Bauzeit berücksichtigt werden.

Ursprünglich war für die gesamte Kraftwerksanlage eine Pfahlgründung vorgesehen. Jedoch stellte sich während der Detailplanung bald heraus, daß es möglich war, große Teile der Anlage auf oder in der Andesitschicht (Schicht 2) zu gründen. Für setzungempfindliche Bauwerke, die außerhalb des Bereiches der Andesitschicht lagen, wie z.B. der Schornstein, waren weiterhin Pfähle erforderlich. Zusatzmaßnahmen waren jedoch notwendig, um zu verhindern, daß der die Pfähle umschließende Baugrund sich im Falle eines Erdbebens verflüssigt und den notwendigen Seitendruck nicht aufbringen kann.

An das für diese Baugrundverbesserung notwendige Verfahren wurden folgende Anforderungen gestellt:

- es mußte sichergestellt werden, daß die erforderlichen Tiefen für die Bodenverbesserung an allen Stellen trotz Geröll- und Gesteinsbrocken erreicht werden
- der genaue Horizont der Andesitschicht sollte ermittelt werden
- eventuelle Kavernen oder Unregelmäßigkeiten in der Andesitschicht sollten geortet und dann entsprechend verpreßt werden
- für die vorgesehenen Bauteile mit Flachgründungen sollte der Baugrund für eine zulässige Bodenpressung von 140 kPa verbessert werden, lediglich für die Boilerplattform von Block 8 war eine Bodenpressung von 280 kPa vorgesehen
- der Baugrund mußte derart verdichtet werden, daß eine Bodenverflüssigung bei einer Oberflächenbeschleunigung von 0,2g unwahrscheinlich wird.

Für diese Anforderungen wurde vom Kunden das "Compaction Grouting" Verfahren ausgeschrieben. Der schattierte Bereich auf Bild 2 und 3 deutet die zu bearbeitenden Zonen an.

4 Baugrundverbesserung durch Compaction Grouting

Das Compaction Grouting Verfahren wurde in den Vereinigten Staaten entwickelt und wird dort seit ca. 20 Jahren zur Baugrundverbesserung angewendet. Es ist in erster Linie

einsetzbar bei sandigen und schluffigen Böden und findet Anwendung bei In-Situ-Verdichtungen für Gründungszwecke, zur Kontrolle und Vermeidung von Setzungen bei Tunnelvortriebsarbeiten, zum kontrollierten Heben und Richten von Bauwerken und zur Auffüllung und Verfestigung von Erdeinbrüchen (sinkholes), um nur einige Anwendungsarten zu nennen.

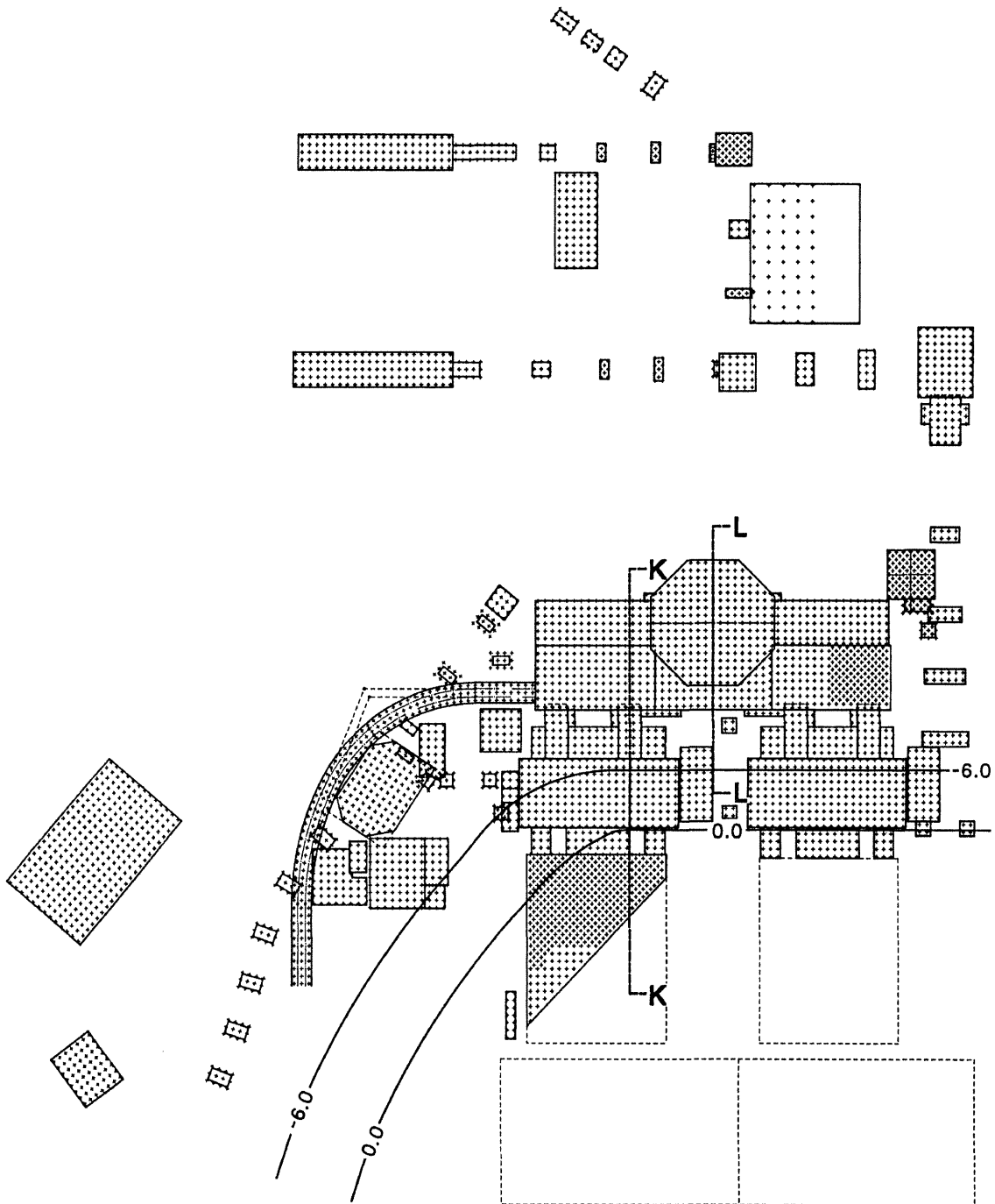


Bild 5 Compaction Grouting (as built) für Block 7 + 8 mit Kraftwerksachsen K-K und L-L sowie Höhenangaben des Felshorizonts (Andesit, Schicht 2)

Bei dem Compaction Grouting Verfahren wird eine pastenähnliche Verpreßmasse von sehr niedriger Konsistenz am Ende einer in den Boden gerammten Lanze herausgepreßt. Der umliegende Boden wird verdrängt und zusammengedrückt. Hierdurch erhält er eine höhere Lagerungsdichte. Dieser Vorgang wird in vertikalen Stufen von 0,5 m bis 0,6 m wiederholt. Dabei kann es auch zu gewollten oder ungewollten Hebungen kommen. Durch die niedrige Konsistenz der Verpreßmasse wird verhindert, daß das Injektionsgut den benachbarten Boden durchtränkt und den Porenraum auffüllt. Die niedrige Konsistenz, allgemein bezeichnet als gerade noch pumpbar, verhindert auch ein Zurückdrängen der Verpreßmasse in das Verpreßgestänge, weshalb ein mechanischer oder chemischer Verschlußmechanismus nicht benötigt wird. Das Absetzmaß (slump) dieser zähen Verpreßpaste liegt bei 50-60 mm, ist jedoch auch abhängig von der Art und Menge der Feststoffe in der Verpreßmasse.

Um mit dieser zähen Verpreßpaste die gewünschte Verdrängung des Bodens zu erreichen und die vorhandenen Reibungswiderstände in den Leitungen zu überwinden, sind Verpreßpumpen erforderlich, die unter den beschriebenen Umständen kontinuierliche Drücke in der Größe von 5.000 - 6.000 kPa (50-60 bar) erzeugen können. Art, Form und Größe der Verpreßleitungen müssen so abgestimmt sein, daß Reibungswiderstände möglichst gering gehalten werden. Um entsprechende Drücke im Boden aufbauen zu können, ist eine entsprechende Überlagerungsschicht notwendig, die selbst nicht verdichtet wird. Bei dem Projekt in Paiton betrug die Mindeststärke dieser Schicht 3,0 m.

5 Ausführung der Arbeiten

Für den Einbau der Verpreßlanzen können verschiedene Bohr- und Rammverfahren angewendet werden. In Paiton waren folgende zwei Methoden vorgesehen:

1. Eine Überlagerungsbohrausrüstung von 114 mm Durchmesser und Einzellängen von 3,0 m für Außenrohr- und Innengestänge.

Das Doppelgestänge wurde schlagend mittels eines Hydraulikhammers auf die vorgesehene Tiefe abgeteuft. Die Verpreßpaste wurde durch die installierten Außenrohre gepreßt, die mit Hilfe des Bohrgerätes stufenweise gezogen wurden. Der Nachteil dieses Verfahrens ist, daß die Gestänge alle 3,0 m gebrochen werden müssen. Dies bedeutet eine Unterbrechung des Verpreßvorgangs und verursacht einen erheblichen Verlust an Verpreßgut. Es war jedoch notwendig, dieses Verfahren vorzuhalten, da im Bereich der Andesitkontaktzone auf Anforderung der Bauaufsicht ein Fortsetzen der Bohrung in den Fels notwendig werden konnte, um mögliche Kavernen zu orten.

2. Dickwandige Verpreßrohre, sogenannte "Stingerpipes", von 125 mm Durchmesser in Längen, die den Verpreßtiefen entsprachen.

Diese Stingerpipes wurden mit Hilfe eines leichten Rüttelbärs auf die gewünschte Tiefe getrieben und anschließend, bei gleichzeitigem Verpressen in Stufen von 60 cm gezogen. Da der Baugrund stellenweise sehr verfestigt war und Geröllbrocken sowie Steine enthielt, wurden alle Verpreßpositionen von einem Schlagbohrgerät vorgebohrt. Somit wurde eine Kontinuität bei den Installations- und Verpreßarbeiten erreicht und eine Unterbrechung der Misch- und Anlieferungsvorgänge des Materials wurde vermieden.

Für das Verpreßgut war eine Mindestdruckfestigkeit von 6.900 kPa nach 28 Tagen vorgeschrieben. Lediglich für Gebäude, bei denen später zusätzlich eine Rammpfahlgründung ausgeführt wurde, war eine Druckfestigkeit von maximal 2.100 kPa gefordert. Die Verpreßmassen wurde aus den folgenden Komponenten angemischt:

- Zement
- Wasser
- Besuki Sand, ein sehr feiner und sehr schluffhaltiger Sand, der in der Nähe der Baustelle gefunden wurde
- Flugasche, die vom existierenden Kraftwerk geliefert wurde
- Betonverflüssiger

Um die geforderte Höchstfestigkeit von 2.100 kPa nicht zu überschreiten und um die Verpreßmasse pumpbar zu halten, wurde bei dieser Mischung ein großer Anteil des Zements durch Bentonit ersetzt. Diese zweite Mischung wurde später aus operativen Gründen hauptsächlich angewendet.

Das Verpreßmaterial wurde von zwei lokal ansässigen Fertigbetonwerken gemischt und angeliefert.

Die Verpreßvorgänge wurden bei folgenden Abbruchkriterien je Stufe beendet:

1. bei Erreichen eines Verpreßdrucks von 3.400 bis 4.800 kPa
2. bei einer an der Oberfläche beobachteten Hebung von mehr als 6 mm
3. bei Verpreßgutaufnahme von 2,3 m³ und Drücken von 1.000 kPa und mehr.

Im Falle außergewöhnlich hoher Verpreßmassen, z.B. beim Verfüllen von Kavernen, wurde auf direkte Anweisung der Bauaufsicht gearbeitet.

In den meisten Fällen (ca. 80%) kam das zweite Abbruchkriterium zur Anwendung.

6 Testergebnisse und Auswertung

Die Überprüfung der ausgeführten Baugrundverbesserung wurde mit Hilfe von SPT-Sondierungen durchgeführt. Zur Reduzierung des vorhandenen Verflüssigungspotentials im Boden und für die geforderte, zulässige Bodenpressung von 140 kPa waren in Sanden SPT-Werte von $N > 15$ nach der Verdichtung vorgeschrieben. Für die Boilerplattform von Block 8 mit einer Fundamentpressung von 280 kPa waren Schlagzahlen von $N > 25$ gefordert. Mit Hinblick auf den sehr heterogenen Charakter des Baugrunds und um auch ein Überprüfen der Verbesserung im Baugrund bei sehr schluffigen Böden zu ermöglichen, war eine Abminderung dieser Grenzwerte notwendig. Bild 6 zeigt Grenzkurven in Abhängigkeit des Feinkornanteils (Siebdurchgang durch Sieb #200 $\approx 0,074$ mm), bei denen eine Verflüssigung des Bodens ausgeschlossen werden kann. Diese Kurven wurden in Anlehnung an einen Vorschlag von SEED (2) aufgestellt.

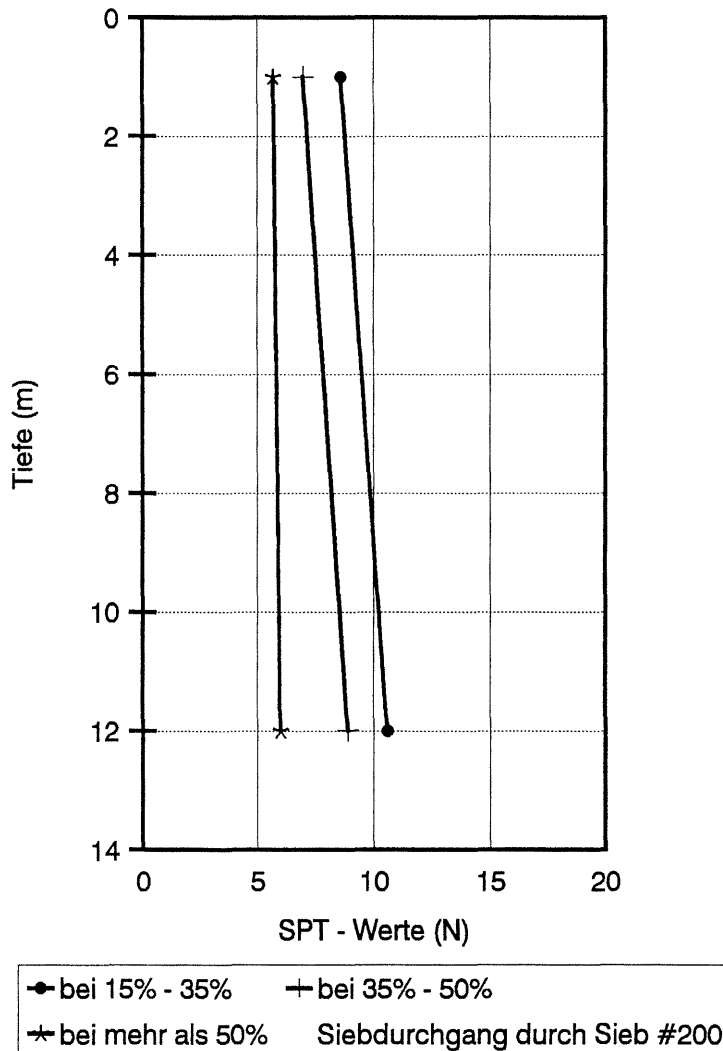


Bild 6 Grenzkriterien bei erhöhtem Feinkornanteil

Für jeden SPT-Versuch, der nicht die geforderten Werte von $N > 15$ bzw. 25 erreichte, mußte der Feinkornanteil der beim SPT gewonnenen Bodenprobe im Labor ermittelt werden, und der SPT-Wert wurde entsprechend zugeordnet (Bild 8). Bei Nichterreichen der geforderten SPT-Werte wurden die Verpreßarbeiten in den Zwischenpunkten des ursprünglichen Verdichtungsrasters von 3 x 3 m wiederholt. Dies war nur an wenigen Stellen notwendig.

Zur Überprüfung der erzielten Verbesserung im Baugrund wurden insgesamt 81 Kontrollsondierungen durchgeführt, zusätzlich zu den Vorsondierungen gleicher Anzahl. Da an einigen entnommenen Bodenproben Siebanalysen durchgeführt werden mußten, ist ein Bewerten von Grad und Tendenz der Verbesserung in Abhängigkeit des Feinkorngehalts möglich. Die Tabelle in Bild 7 zeigt eine Auswertung der durchgeführten Vor- und Nachteste nach dem Feinkornanteil sortiert. Nachsondierungen mit extreme hohen Testwerten ($N > 40$) wurden bei dieser Betrachtung wiederum nicht berücksichtigt.

	Feinkornanteil - Siebdurchgang bei # 200							
	< 15%		15% - 35%		35% - 50%		> 50%	
	vorher	nachher	vorher	nachher	vorher	nachher	vorher	nachher
Min.-Werte	2	15	2	5	3	5	2	4
Mittelwerte	6,5	20,1	4,7	11,2	5,5	10,6	3,9	7,5
Max.-Werte	15	40	13	18	10	20	12	24

Bild 7 Mittelwertbetrachtung der erzielten SPT-Werte bei zunehmendem Feinkorngehalt des Bodens

Die Kontrollsondierungen wurden in der Regel 7 Tage nach den Verdichtungsarbeiten durchgeführt, da der Bauablauf keine längere Wartezeit zuließ. Eine Warteperiode von 14 Tagen wäre mit Sicherheit angebracht gewesen. So wurde auch an einigen Stellen, speziell in Böden mit sehr hohem Feinkornanteil ($> 50\%$), eine Umdrehung der Testwerte beobachtet, d.h. die Nachteste zeigten niedrigere Werte als die Vorteste. Bei Nachtesten, die nach einer zusätzlichen Warteperiode erneut ausgeführt wurden, ließ sich ein Anstieg der Testwerte beobachten (Bild 9), was auf einen fortgeschrittenen Abbau des Porenwasserdrucks hindeutet.

Die Tendenz der Verbesserung im Baugrund auch bei Böden mit relativ hohem Feinkornanteil, wie in der Tabelle von Bild 7 dargestellt, ist bemerkenswert. Mit einem weiteren Anstieg der Sondierwerte nach Abbau des Porenwasserdrucks kann gerechnet werden.

Die zu erwartende Verpreßmenge liegt bei Sanden je nach Ausgangslagerungsdichte und gefordertem Verdichtungsgrad in der Regel zwischen 5% und 10% der zu verdichtenden Bodenkubatur. Für Budgetierungszwecke war man bei diesem Projekt von einem Verdrängungsgrad von 10% ausgegangen, der jedoch an einigen Stelle erheblich überschrit-

ten wurde. Dies ereignete sich hauptsächlich in Böden, die einen höheren Feinkornanteil auswiesen.

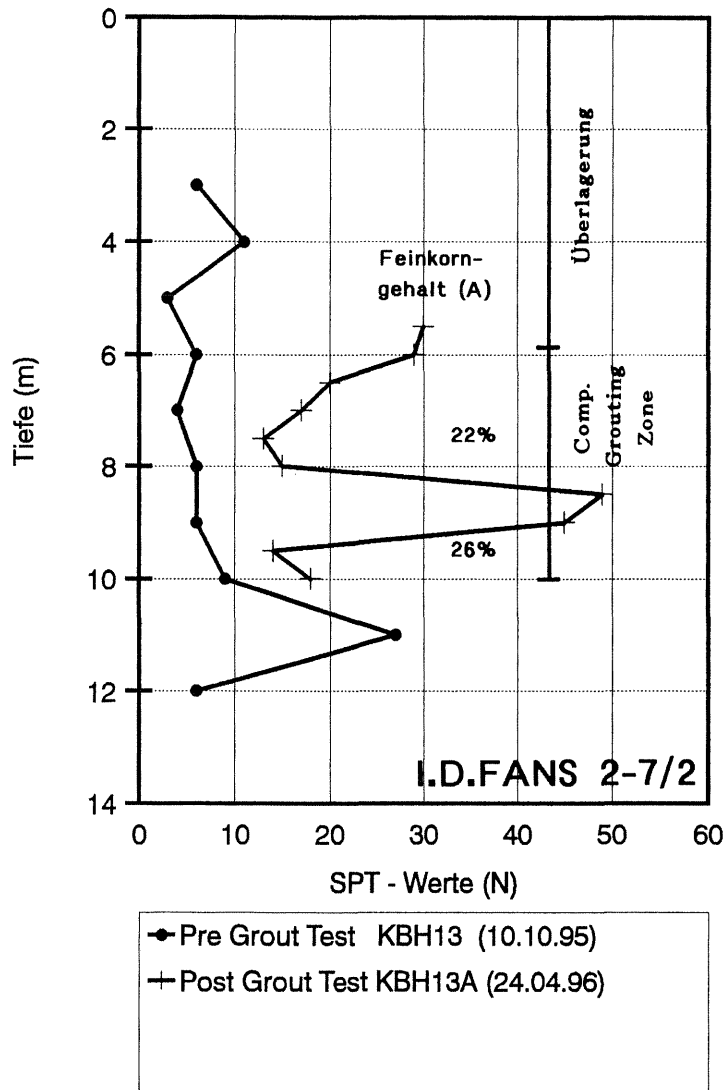


Bild 8 Typisches SPT-Profil mit Vor- und Nachsondierung sowie Angaben des Feingehaltes bei Werten $N < 15$

Die Verpreßarbeiten wurden von einem kontinuierlich durchgeführten Bodennivellement begleitet. Es wurden keine außergewöhnlichen Gesamthebungen der Oberfläche festgestellt.

ten wurde. Dies ereignete sich hauptsächlich in Böden, die einen höheren Feinkornanteil auswiesen.

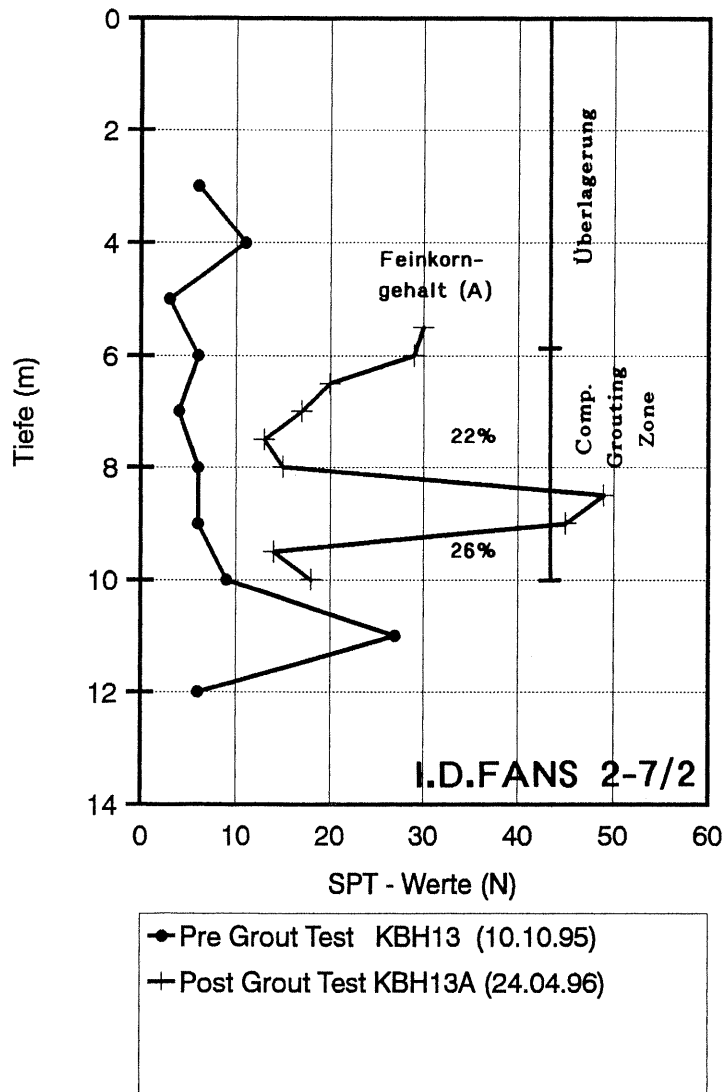


Bild 8 Typisches SPT-Profil mit Vor- und Nachsondierung sowie Angaben des Feingehaltes bei Werten $N < 15$

Die Verpreßarbeiten wurden von einem kontinuierlich durchgeführten Bodennivellement begleitet. Es wurden keine außergewöhnlichen Gesamthebungen der Oberfläche festgestellt.

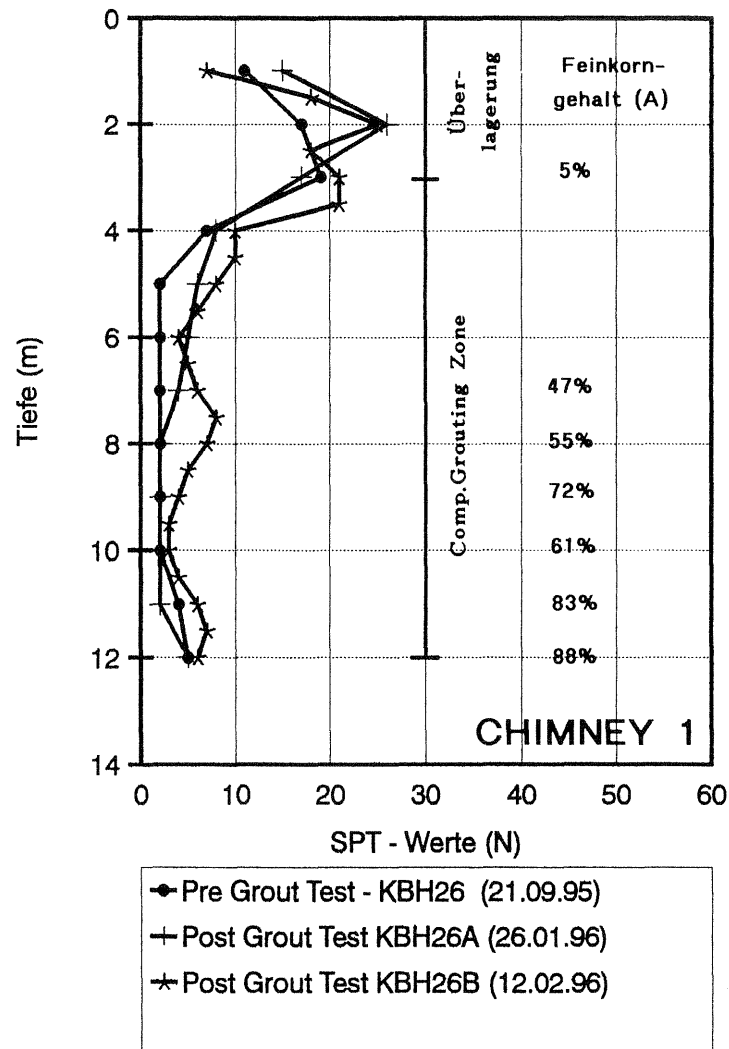


Bild 9 Typisches SPT-Profil mit Vor- und Nachsondierung sowie Profil einer im Abstand von 14 Tagen durchgeführten Nachsondierung

7 Literaturnachweis

P.K. Robertson & R.G. Campanella (1985)
Liquefaction Potential of Sands Using CPT. Journal of Geotechn. Engg. ASCE, Vol. 111

H.B. Seed, K.Tokimatsu, L.F. Harder & R.M. Chung (1985)
Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. Journal of Geotechn. Engg. ASCE, Vol. 111

Gründung der Ting Kau Brücke in Hong Kong

Dipl.-Ing. C. Sänger, Prof. Dr.-Ing. E.h. M. Nußbaumer M.Sc.
Ed. Züblin AG, Stuttgart

1 Einführung

Die Ting Kau Brücke, deren Fertigstellung noch im Jahre 1997 erfolgen soll, verbindet den neuen internationalen Flughafen Hong Kong's „Chek Lap Kok“ mit den sogenannten New Territories und dem Festland von China im Norden.

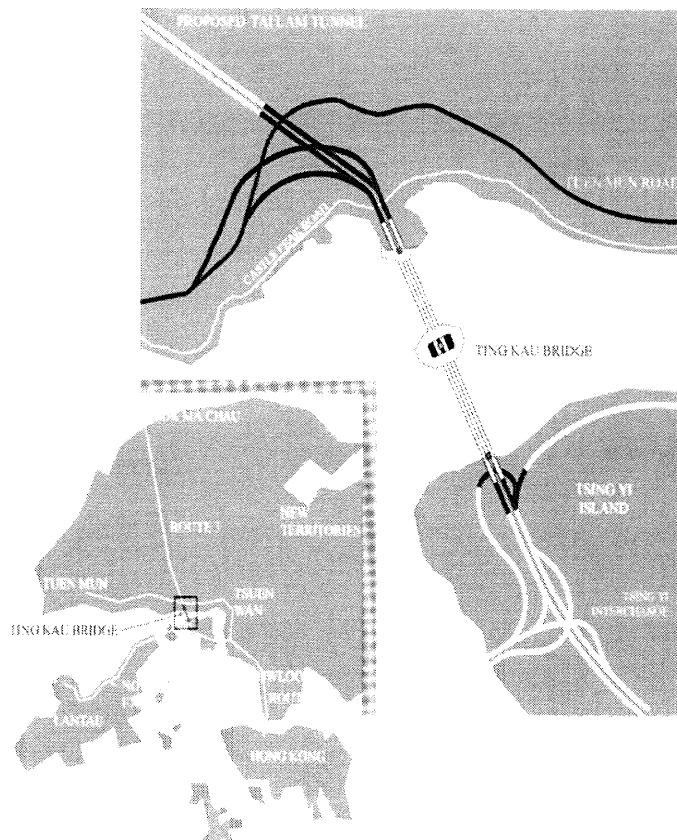


Bild 1 (groß) und 2 Lageplan Brücke / Verkehrsanbindung
Chek Lap Kok Flughafen

Die Hauptbrücke besteht aus einer 1177 m langen Schrägkabelbrücke, getragen von drei Pylonen. Die zwei Richtungsfahrbahnen mit je drei Fahrspuren und einer Standspur führen in 65 m Höhe über den Rambler Channel und schließen über die zum Gesamtauftrag gehörenden Vorlandbrücken an die stark befahrene Tuen Mun Road an.

Der Auftrag im Wert von 1,8 Milliarden HK \$ (ca. 360 Mio. DM) wurde im August 1994 als „Design und Construct“ Projekt an die Ting-Kau Contractors Joint Venture, Hong Kong, erteilt.

Die Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus Baufirmen aus Hong Kong, Spanien und Deutschland, konnte einen interessanten Wettbewerb gewinnen, bei dem nur die Anforderungen an das Brückenbauwerk und die geologischen und verkehrstechnischen Randbedingungen vorgegeben waren.

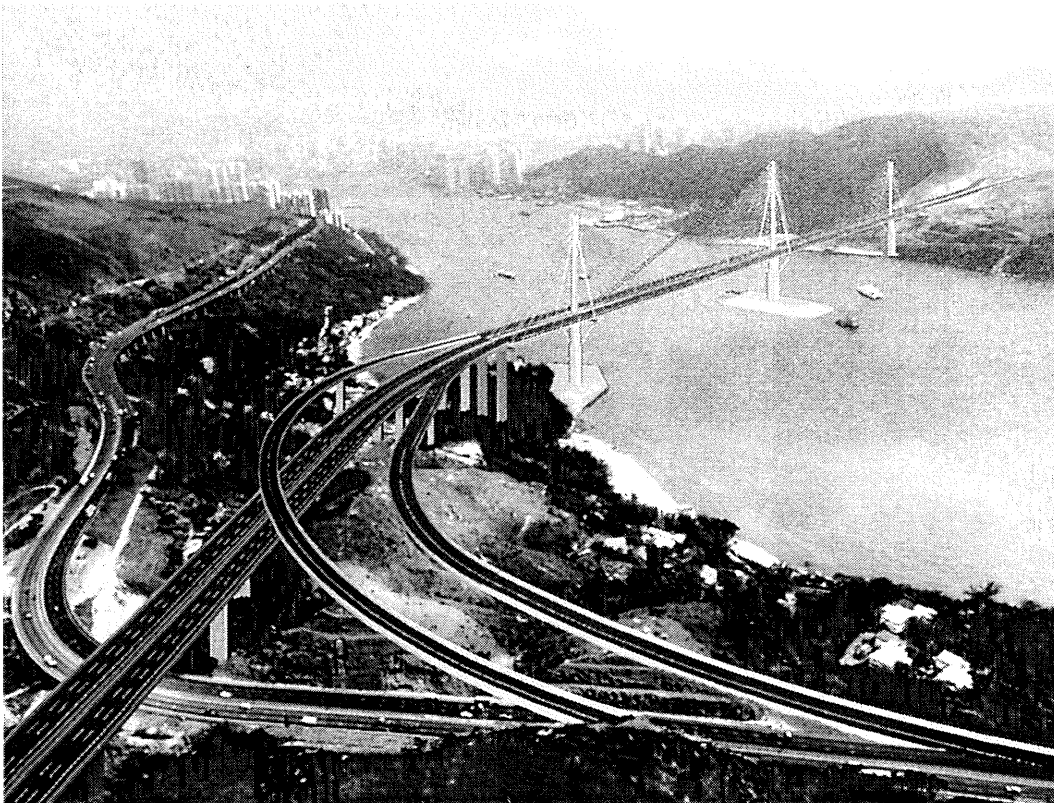


Bild 3 Ting Kau Brücke (Fotomontage)

Entscheidende Faktoren für die Bewertung der angebotenen sehr unterschiedlichen Brückenkonstruktionen waren:

- optische Wirkung der Brücke angesichts ihrer besonderen Lage
- sichere und komfortable Verkehrsverbindung zwischen der Tsing-Yi Insel und den New Territories

- keine nennenswerte Behinderung des starken Schiffverkehrs im Rambler Channel
- kostengünstige, beständige und wartungsarme Konstruktion.

Die enge Zusammenarbeit zwischen den im Auftrag der Joint Venture planenden Büros Schlaich, Bergermann & Partner und Binnie Consultants und den Gründungsspezialisten der Baufirmen führte schließlich zu der ungewöhnlichen Brückenkonstruktion mit drei Pylonen, deren Gründung nachfolgend erläutert wird.

2 Baugrundverhältnisse

Das Grundgebirge besteht aus einem einheitlich grau bis schwarzen kristallinen Tuff, der im Verwitterungszustand grünlich grau ist und wegen seiner kristallinen Struktur wie Granit aussieht. Die Verwitterungsschicht ist unterschiedlich dick, sie beträgt im Untersuchungsgebiet der Brückentrasse 0 - 10 m.

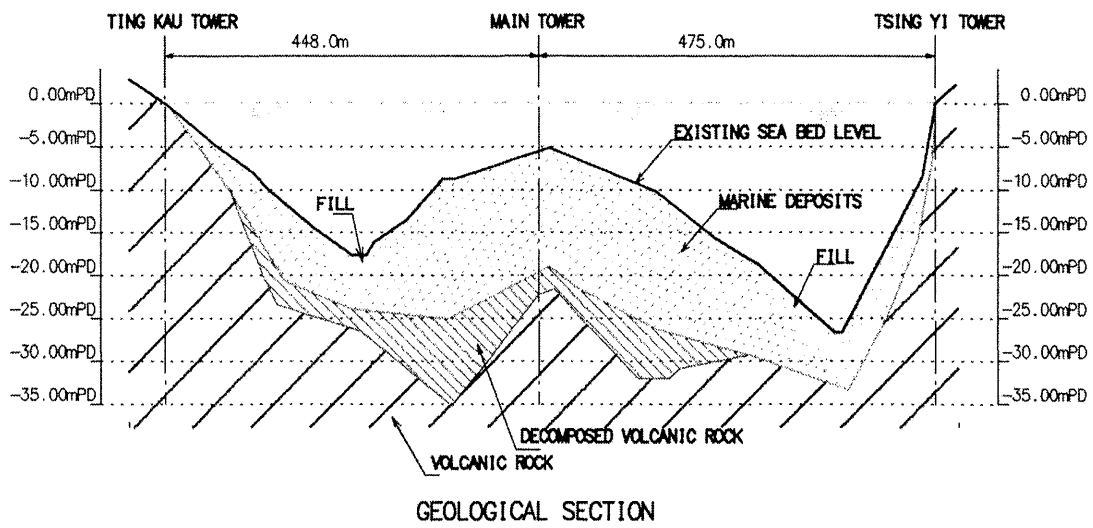


Bild 4 Geologischer Schnitt

An den drei Standorten der Pylongründungen ist diese Verwitterungszone sehr gering. Unter dem Hauptpylon in der Mitte des Rambler Channels ist der in 20 bis 25 m Tiefe unter dem Meereswasser liegende Fels jedoch mit einer 15 m starken weichen bis breiigen bindigen Meeresablagerung (marine deposits) überlagert.

Auf der Tsing-Yi Seite fällt der tragfähige Fels sehr steil ins Meer ab; dies war eine besondere Herausforderung für die Schaffung einer sicheren Gründung.

3 Gründung der drei Brückenpylone

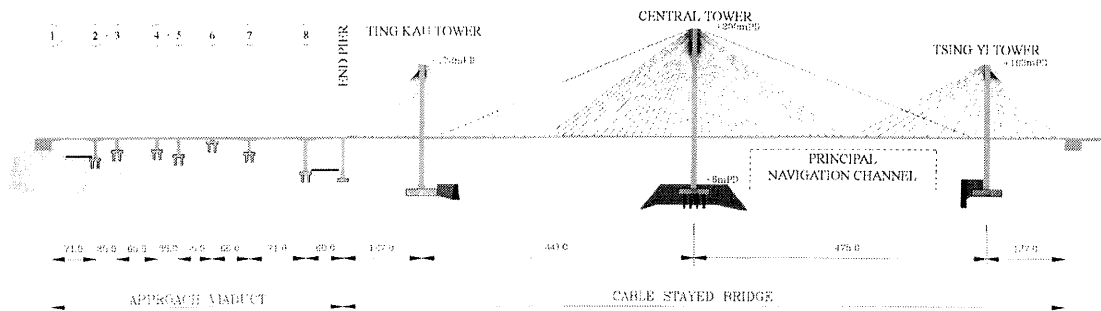


Bild 5 Längsschnitt Schrägkabel- und Vorlandbrücke

3.1 Ting Kau Tower

Von den drei Pylongründungen ist die Gründung des 172 m hohen Ting Kau Towers vergleichbar einfach auszuführen, da dort der schwach verwitterte Fels nur wenige Meter unter Gelände ansteht. Ein 6 m dickes Flachfundament mit den Grundrißabmessungen von 30 x 24 m konnte im Schutze eines einfachen Fangedamms, der durch eine Spundwand abgedichtet wurde, auf dem anstehenden Fels betoniert werden.

Auf der Wasserseite des Fundaments wurde der abfallende Felshorizont durch eine unbewehrte Betonauffüllung egalisiert, um einen erhöhten Felsausbruch bei sonst erforderlicher Tieferführung der Gründungssohle zu vermeiden.

Vor der Pylongründung wurde eine ca. 40 - 60 m breite wasserseitige Schüttung ausgeführt, um einen möglichen Schiffsstoß auf den Pylonschaft ausschließen zu können.

Diese Landgewinnung diente auch als Baustelleneinrichtungsfläche, die aufgrund der schwierigen topographischen Verhältnisse bei dieser Baumaßnahme sehr begrenzt war.

3.2 Central Tower

Der 200 m hohe Mittelpylon ist auf einer Pfahlkopfplatte mit den Abmessungen 37x 33 x 6 m gegründet, die von 52 vertikalen Pfählen \varnothing 2,5 m getragen wird. Die Bohrpfähle binden 1 m in den festen Fels (Grade II) ein, sie haben eine zulässige Spitzendruckspannung von 5 MN/m² und somit eine Gebrauchslast von 24,5 MN.

Die Bohrpfähle wurden von einer künstlichen Insel aus hergestellt, die auch für die Statik der Gründung zwei entscheidende Funktionen hat. Zum einen erhöht die Inselfüllung aus Sand, Steinen und Felsblöcken die Stabilität und Steifigkeit der Pfahlgründung, zum anderen dämpft die Insel den Schiffsstoß aus großen Öltankern von bis zu 220 000 BRT

durch Deformation der oberflächlichen Felsschüttung und des verdichteten Sandkernes so stark herab, daß die Standsicherheit der Brücke auch für diesen Katastrophenfall gewährleistet ist.

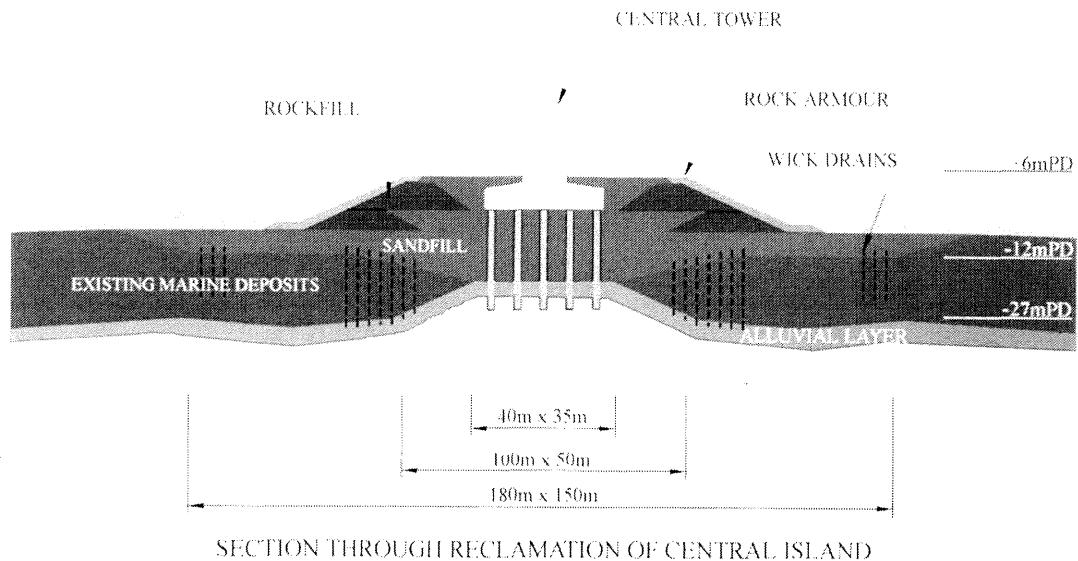


Bild 6 Schnitt durch Central Tower mit künstlicher Insel

Herstellfolge der Insel

- Unterwasseraushub der weich bis breiigen Meeresablagerungen (ca. 200 000 m³)
- Sandauffüllung
- Einbau von Vertikal-Kunststoffdrains (wick drains) in den Außenzonen der Insel, wo die weichen Meeresablagerungen aus Kosten- und Umweltgründen nur teilweise ausgebagert wurden
- Tiefenverdichtung des Sandes mit Rütteldruckverdichtung
- Einbau von Filtervliesen auf den Sand
- Schüttung der Deckschichten

Die Deckschichten wurden für eine 200-jährige Wellenbeanspruchung und für die Kollision mit einem 220 000 BRT Schiff mit 8 Knoten Geschwindigkeit bemessen. Die Böschungsneigung um die Insel wurde mit 1 : 3 festgelegt.

Die 52 Stück Bohrpfähle wurden mit zwei Geräteeinheiten im 24 h-Betrieb in 50 Tagen hergestellt. Vorab abgeteufte Aufschluß-Kernbohrungen unter jedem Pfahl erlaubten eine exakte Vorgabe für die erforderliche Pfahllänge bzw. Felseinbindung. So wurden in zwei Monaten 6500 m³ Pfahlbeton eingebaut.

Die Pfahlkopfplatte mit einem Betonvolumen von 5800 m³ wurde in einem Zuge in einer 78 h-Aktion betoniert. Voraussetzung für den Verzicht auf aufwendige und konstruktiv fragwürdige Arbeitsfugen war jedoch eine wirksame Betonkühlung, wodurch die Einbautemperatur des Frischbetons auf 22° C begrenzt werden konnte.



Bild 7 Pylonherstellung Central Tower

3.3 Tsing-Yi Tower

Der 163 m hohe Tsing-Yi Pylon liegt unmittelbar am steil ins Meer abfallenden Ufer. Die Flachgründung des 30 m x 24 m großen und 5,5 m dicken Fundaments auf den anstehenden Fels (Grade II/III) erforderte eine technisch äußerst aufwendige Baugrubenkonstruktion, die jedoch auch für den Endzustand eine wichtige Schutzfunktion zu erfüllen hat.

Die wasserseitige Baugrubenumschließung wurde durch eine bis 20 m tiefe, im Grundriß halbkreisförmig angeordnete Wand aus aneinandergereihten vorgefertigten Stahlbetonträgern gebildet.

Diese 1 m hohen Doppel-T-Träger wurden in einen vorab in den Fels unter Wasser gesprengten 3 m tiefen Schlitz eingestellt und einbetoniert. Um die genaue Einbaulage der schweren Stahlbetonträger gewährleisten zu können, wurde auf der Innenseite des Halbkreises eine Stahlkonstruktion als Einbaulehre vorab installiert. Der Hohlraum zwischen je zwei benachbarten Trägern wurde nach der Montage mit UW-Beton vergossen und somit eine wasserdichte, drucksteife Wand erzeugt.

Nach dem Einbau von weiteren 4 m Unterwasserbeton im tiefsten Bereich der umschlossenen Baugrube konnte die jetzt noch ca. 15 m tiefe Baugrube gelenzt werden. Verformungen der Verbauwand in Millimetergröße bestätigten die sehr steife Konstruktion.



Bild 8 Baugrube Tsing-Yi Tower

Um auch bei dieser Gründung den Lastfall Schiffsstoß nachweisen zu können, wurde der Raum zwischen Fundament und kreisrunder Verbauwand durch unbewehrten Beton verfüllt, der so die Kräfte des Schiffsstoßes unmittelbar in die steile landseitige Felsböschung einleiten kann, ohne das Fundament unzulässigen Belastungen auszusetzen.

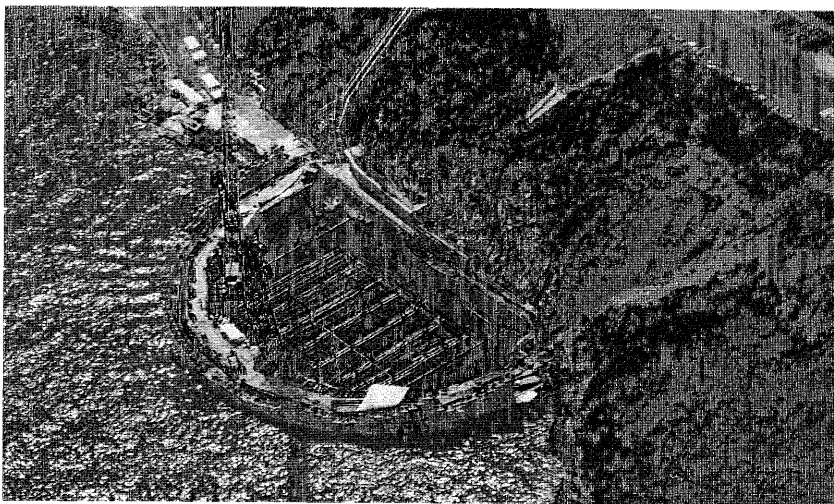
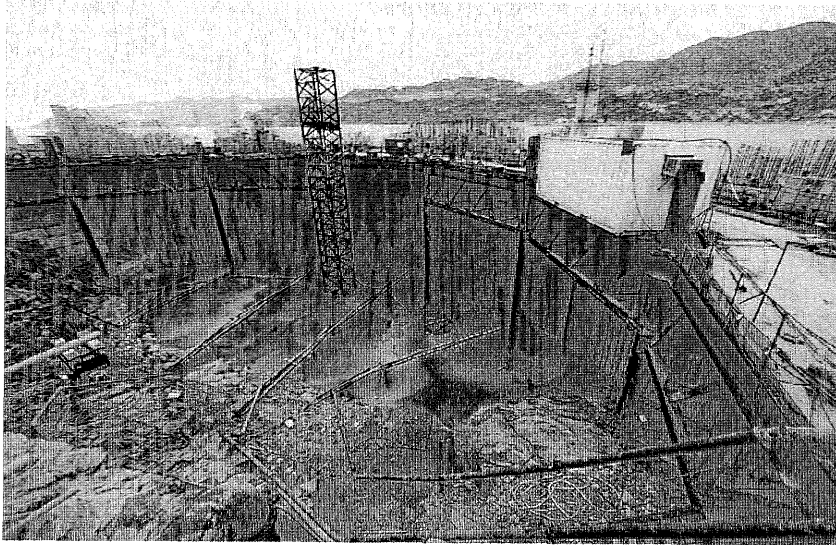


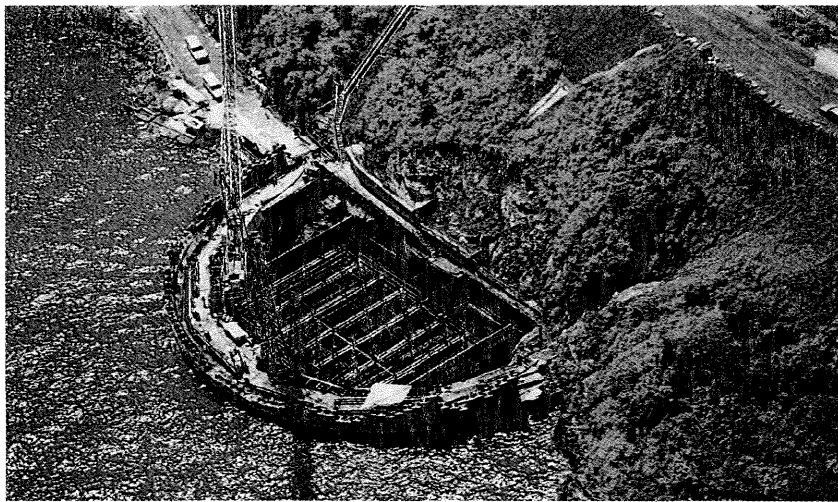
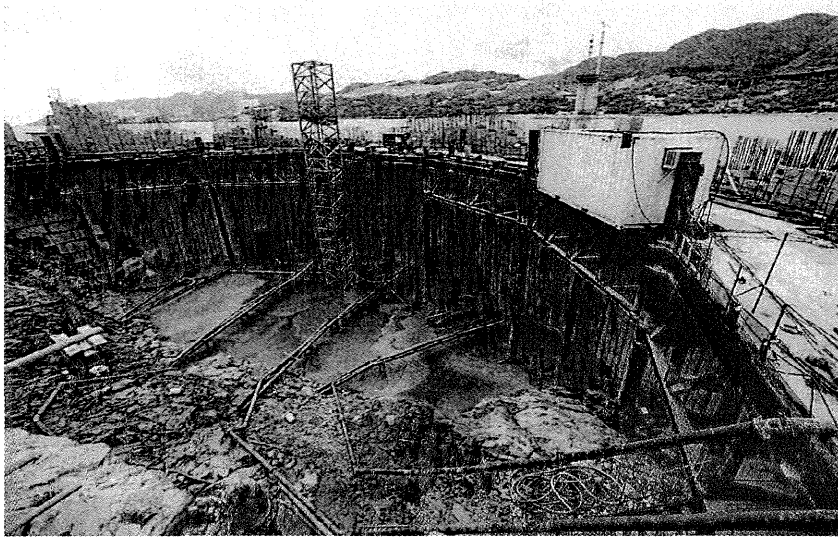
Bild 9 Fundamentherstellung Tsing-Yi Tower

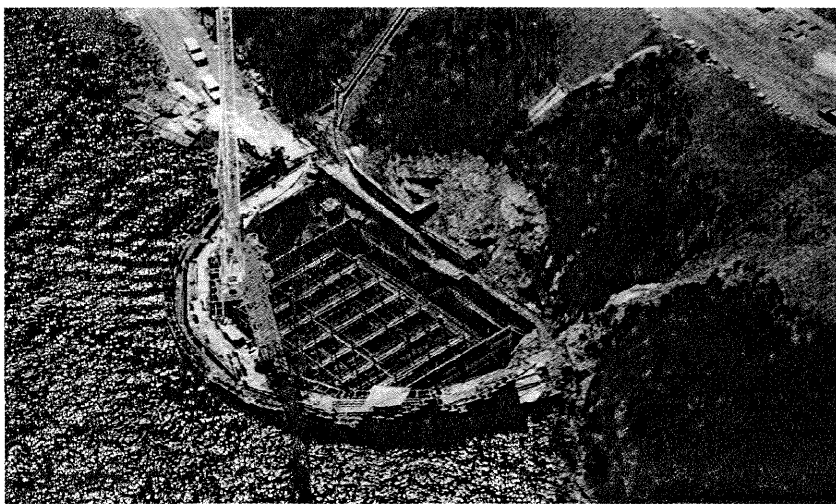
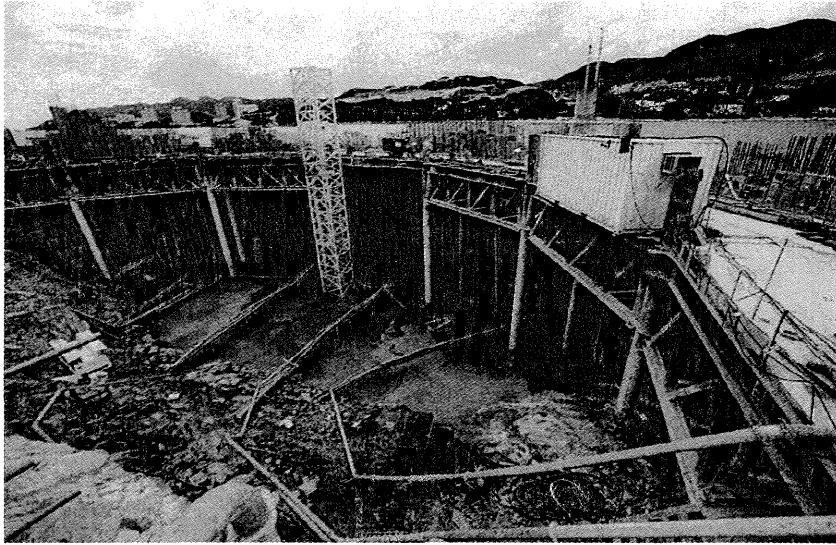
4 Schlußbemerkung

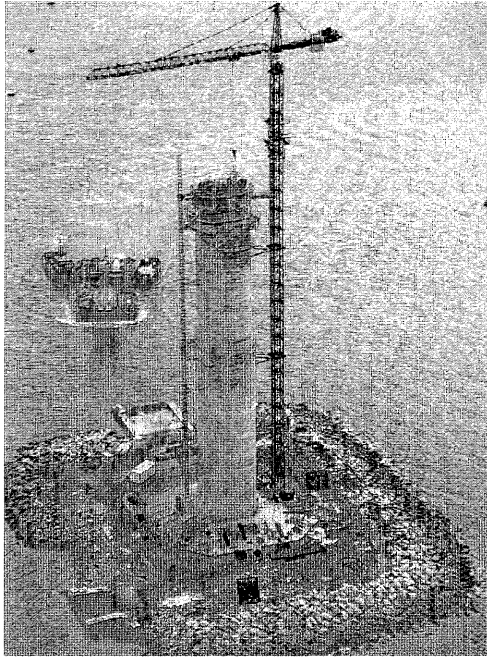
Die Planung und die Ausführung der Gründung für die Ting Kau Brücke waren für alle Beteiligten eine große Herausforderung.

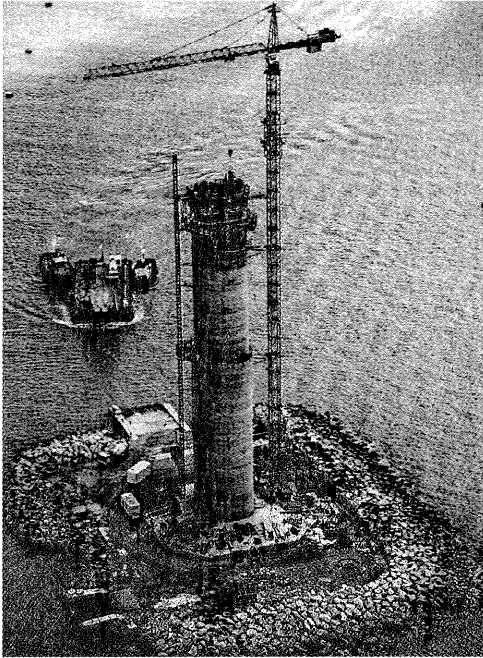
Die Besucher werden später den eleganten Überbau und die schlanken Pylone bewundern und wohl kaum erkennen, wieviel Ingenieurkunst in der Gründung verborgen liegt.

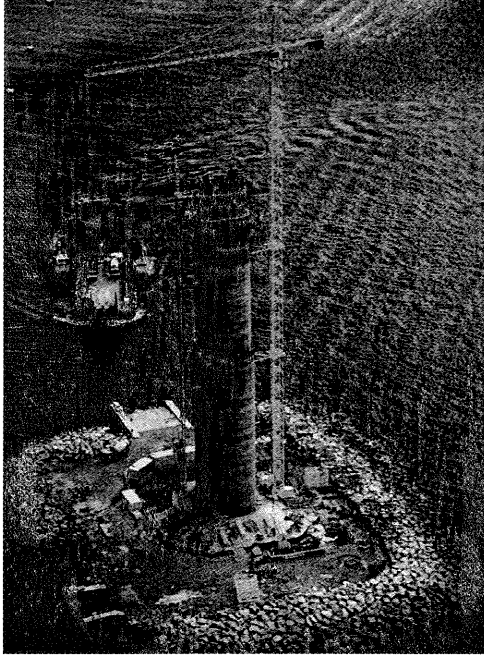


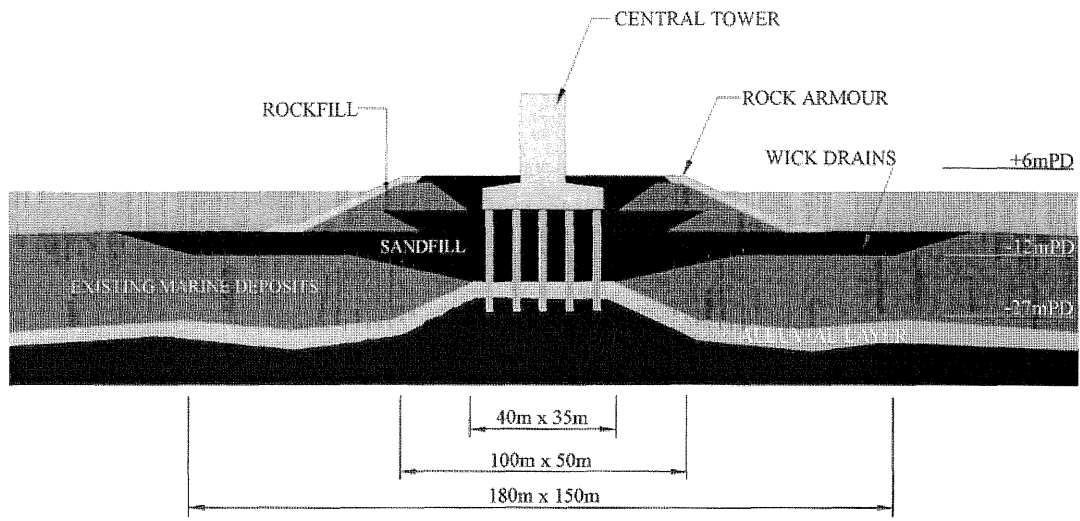




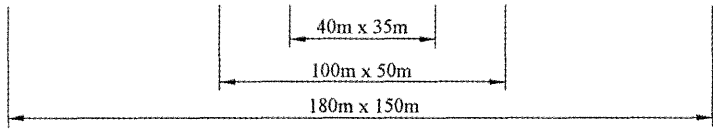
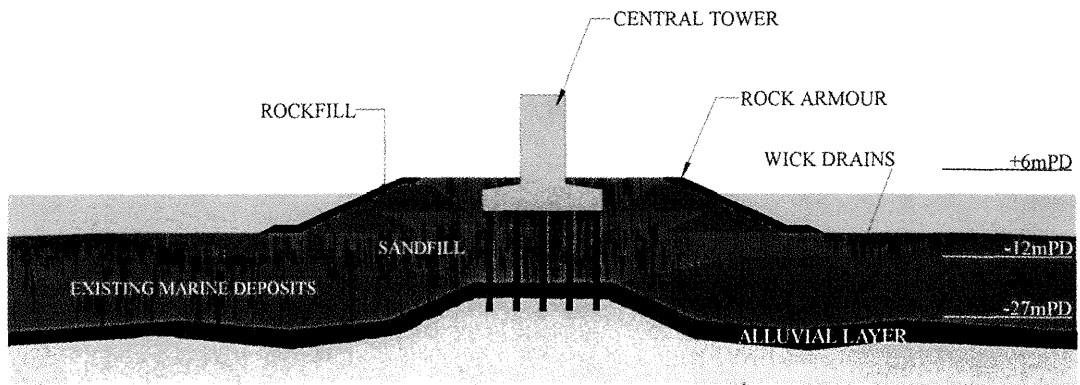




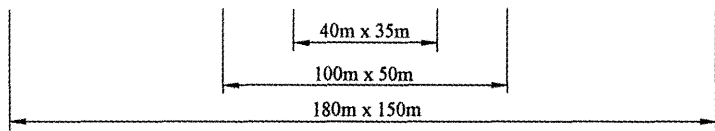
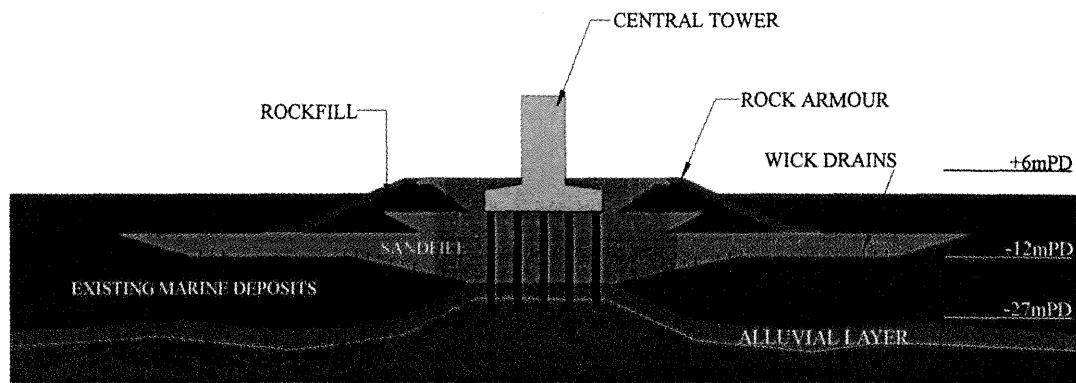




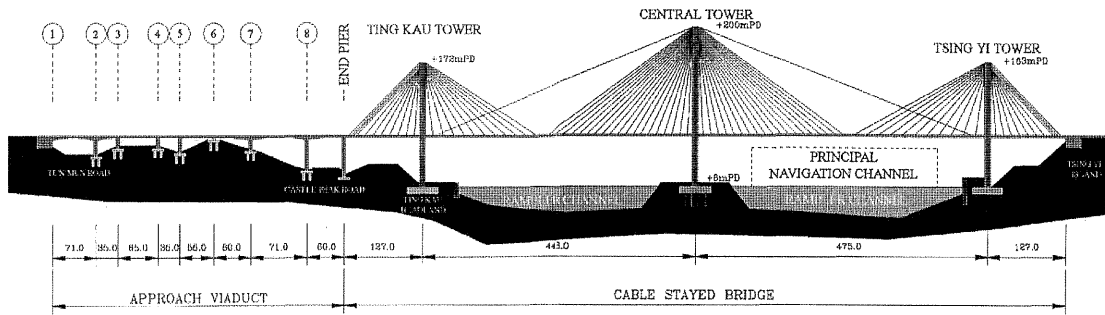
SECTION THROUGH RECLAMATION OF CENTRAL ISLAND

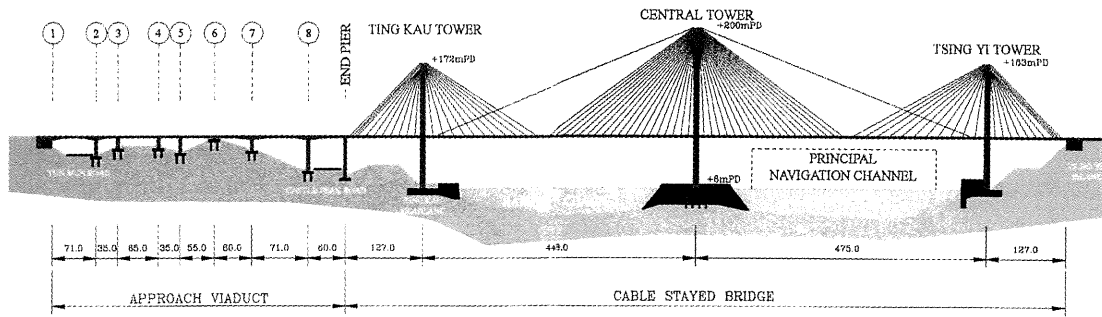


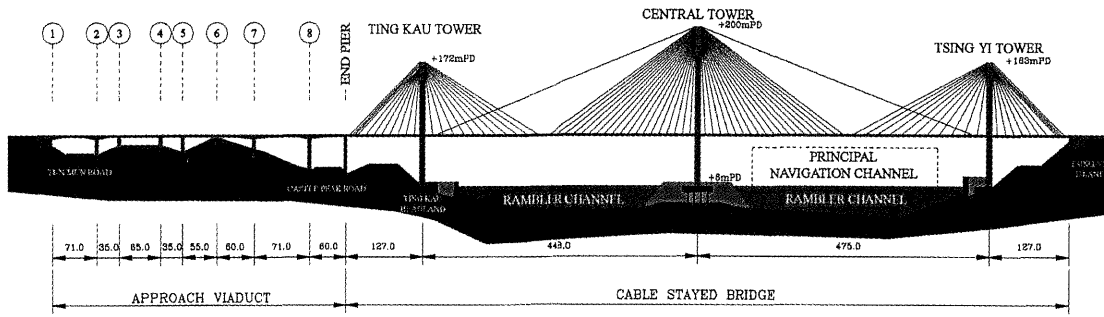
SECTION THROUGH RECLAMATION OF CENTRAL ISLAND

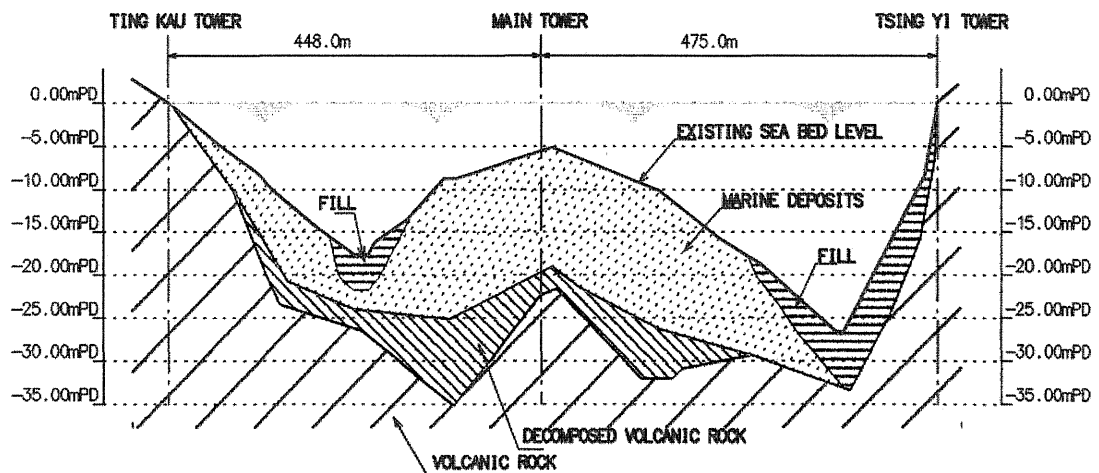


SECTION THROUGH RECLAMATION OF CENTRAL ISLAND

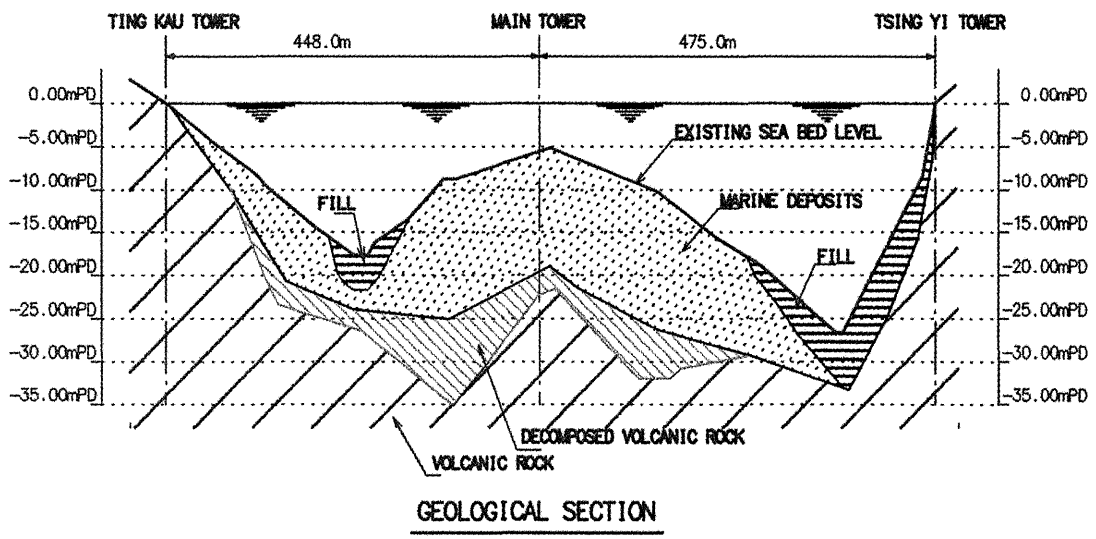


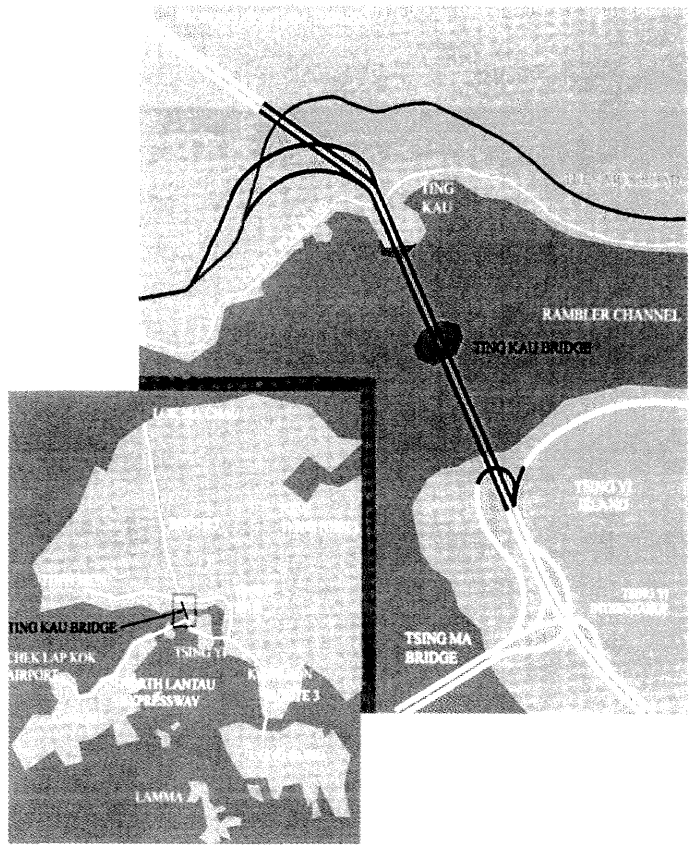


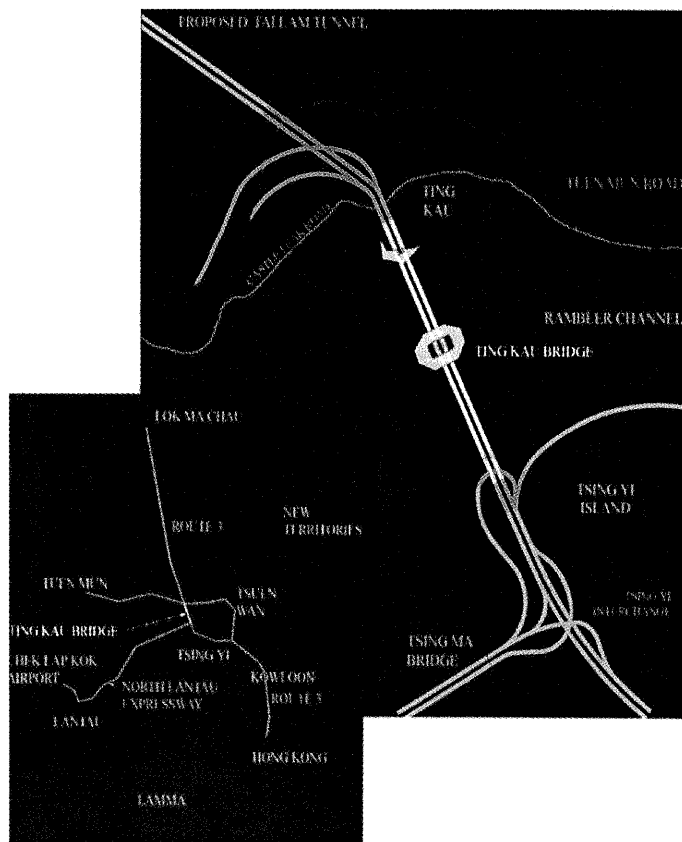


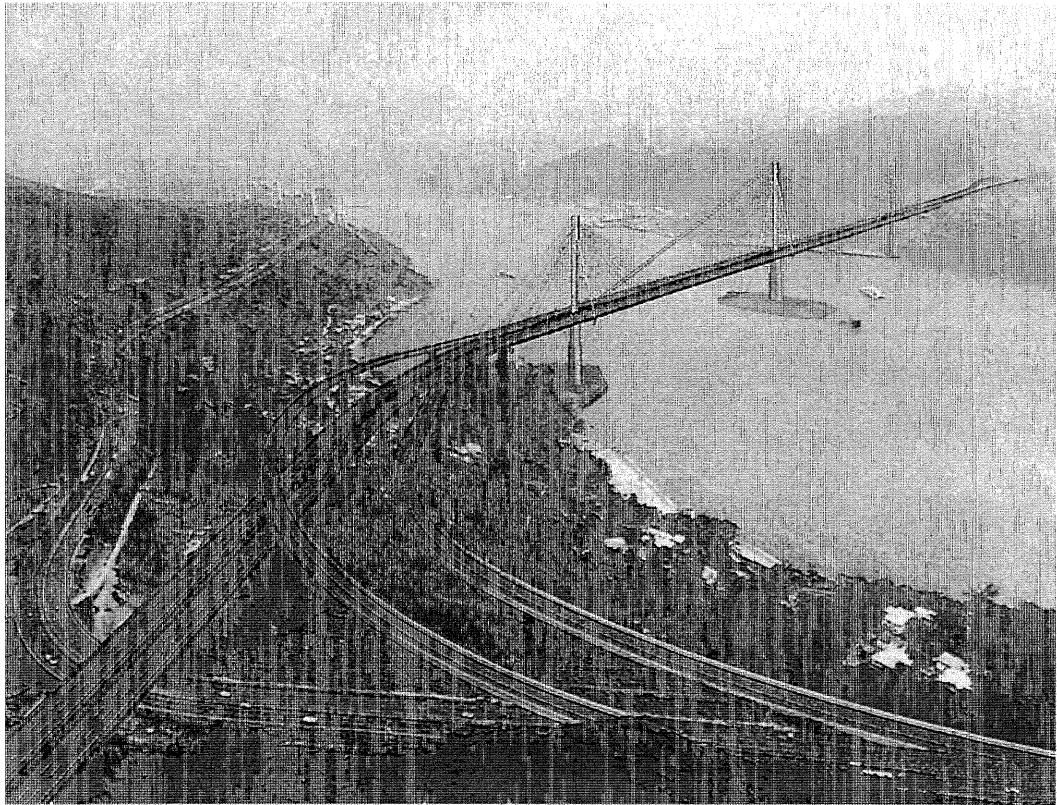


GEOLOGICAL SECTION

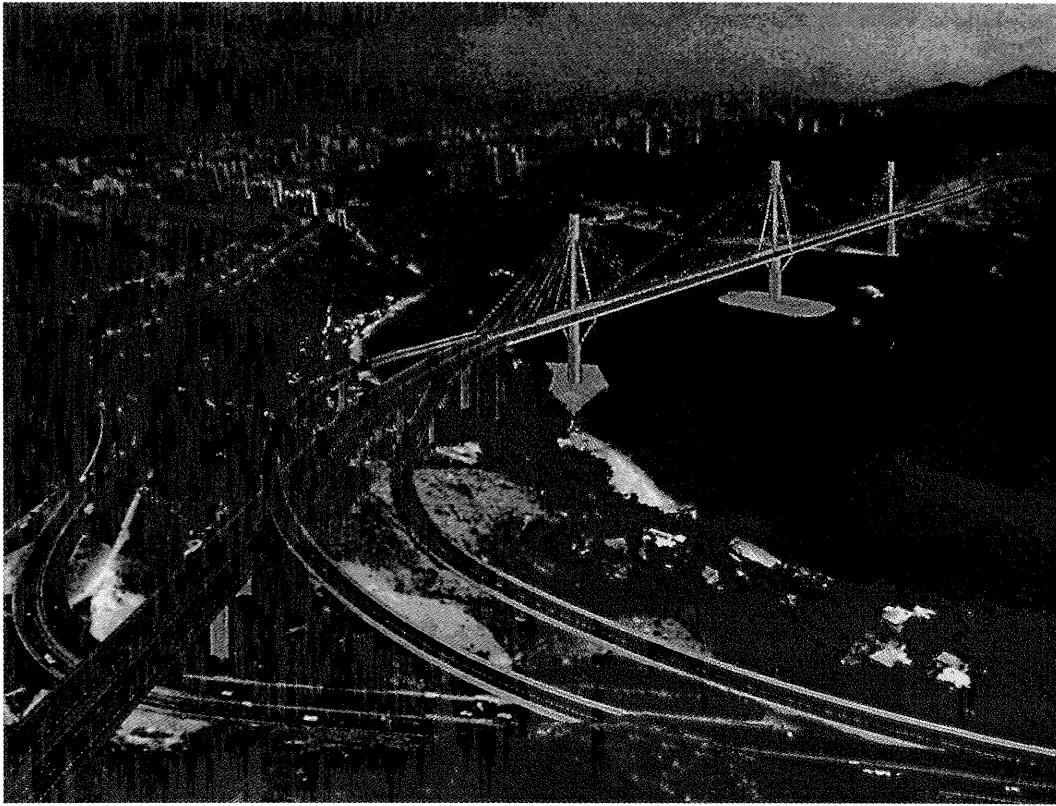












Möglichkeiten und Grenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP), dargestellt am Beispiel aktueller Projekte

**Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Prof. Dr.-Ing. Ulvi Arslan,
Dipl.-Ing. Christian Moormann, Dipl.-Ing. Oliver Reul**
Institut für Geotechnik, Technische Hochschule Darmstadt

1 Einleitung

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) stellt ein innovatives Pfahlgründungssystem zur Reduktion der Setzungen und Setzungsdifferenzen, zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Flachgründungen sowie zur Verringerung der Biegebeanspruchung der Gründungsplatte dar.

Gegenüber einer herkömmlichen Pfahlgründung bietet die KPP erhebliche wirtschaftliche Vorteile, weil sowohl die Tragwirkung der Pfähle als auch die der Gründungsplatte bei der Abtragung der Bauwerkslasten nicht nur faktisch, sondern auch im Standsicherheitsnachweis für das Gesamtsystem und für die einzelnen Tragglieder selbst berücksichtigt wird.

Mittels numerischer Vergleichsberechnungen und am Beispiel von in Berlin, Frankfurt am Main und Offenbach ausgeführten Bauwerken werden im folgenden die Möglichkeiten und die Grenzen dieses Pfahlgründungssystems vorgestellt.

2 Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

2.1 Begriffsdefinition und Wirkungsweise

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die aus den gemeinsam wirkenden Elementen Pfähle, Fundamentplatte und Boden

besteht. Bild 1 verdeutlicht unter Vernachlässigung des aufgehenden Tragwerkes die wesentlichen Bestandteile des Verbundtragsystems der KPP.

Begriffsdefinition der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP)

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist das gemeinsam wirkende Verbundtragsystem aus den Elementen:

- Pfähle
- Fundament
- Boden

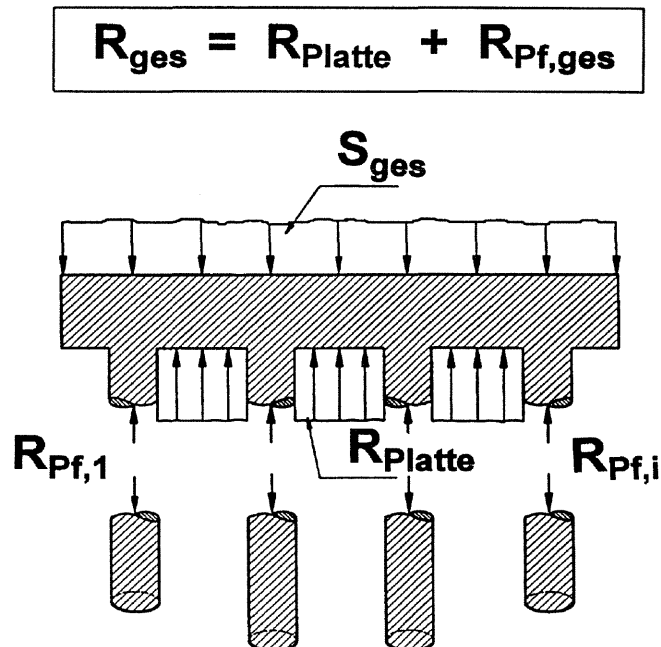


Bild 1 Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) als geotechnische Verbundkonstruktion, bestehend aus den gemeinsam wirkenden Tragelementen Gründungspfähle, Fundamentplatte und Boden

Die Fundamentplatte verteilt infolge ihrer Biegesteifigkeit die aus der aufgehenden Konstruktion resultierende Einwirkung (Bauwerkslast) S_{ges} sowohl direkt über Sohlspannung, in Bild 1 gekennzeichnet durch R_{Platte} , als auch über die Gründungspfähle, gekennzeichnet summarisch durch $R_{Pf,ges}$, in den Baugrund. Die Tragwirkung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung wird durch den Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} beschrieben, der angibt, welcher Teil der Einwirkung S_{ges} über die Pfähle abgetragen wird:

$$\alpha_{KPP} = R_{Pf,ges} / R_{ges} \quad (Gl. 1)$$

mit

$$R_{ges} = R_{Pf,ges} + R_{Platte} \leq S_{ges} \quad (Gl. 2)$$

Der Pfahlplatten-Koeffizient kann zwischen den beiden Grenzwerten $\alpha_{KPP} = 0$ (reine Flachgründung) und $\alpha_{KPP} = 1$ variieren (Bild 2). Der Grenzfall $\alpha_{KPP} = 1$ beschreibt das Tragverhalten einer reinen Pfahlgründung im Sinne der DIN 4014, d.h. ohne bzw. unter Vernachlässigung der Sohlspannungen zwischen Bodenplatte und Baugrund.

Bei den bisher ausgeführten und bei den im folgenden beispielhaft vorgestellten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen liegt der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} zwischen 0,4 und 0,8. Dies bedeutet, daß ein Teil der Einwirkung planmäßig über die Platte und über die Sohlnormalspannungen in den Baugrund eingeleitet wird, da die Summe der Pfahlwiderstände kleiner ist als die Einwirkung.

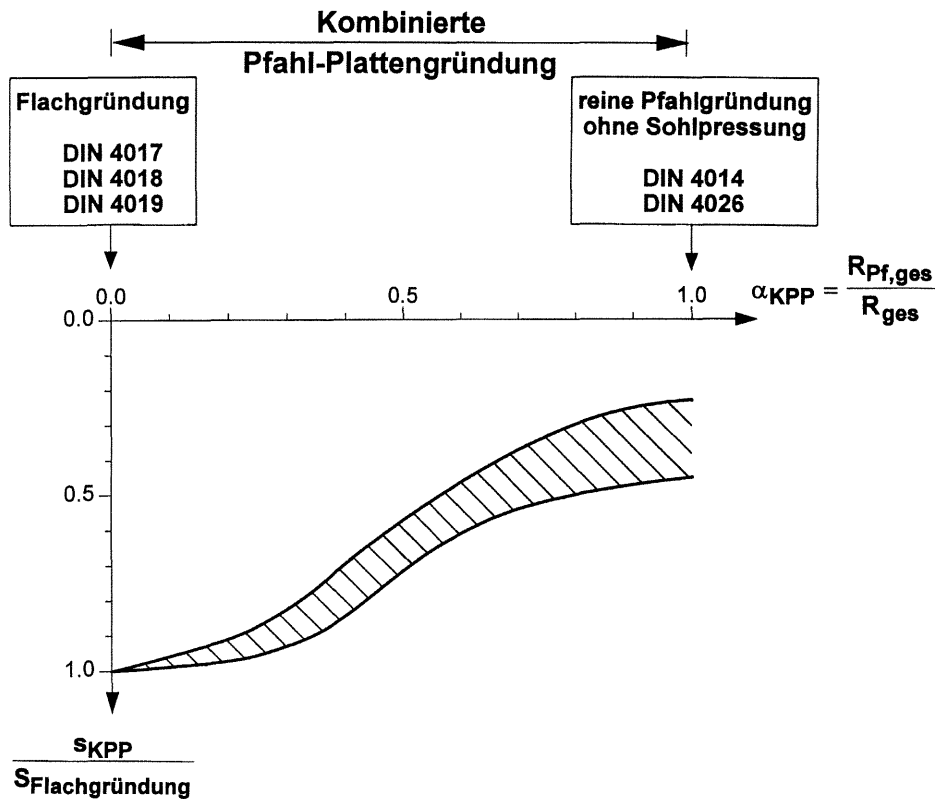


Bild 2 Setzung als Funktion des Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP}

Im Vergleich zu dem Gründungsdesign einer Pfahlgründung nach DIN 4014 oder einer Flachgründung eröffnet das Gründungskonzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung eine neue Dimension im Verständnis der Baugrund-Tragwerk-Interaktion, da sowohl beim Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit als auch beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für das Gesamtgründungssystem die gemeinsame Tragwirkung aller Tragelemente berücksichtigt wird. Insofern beruht die grundlegende konzeptionelle Idee der KPP auf einer dezidierten Betrachtung der Wechselwirkungen zwischen den Gründungselementen und dem Baugrund und somit auf einer detaillierteren Untersuchung der geotechnischen Interaktionseinflüsse.

Ein Einzelnachweis für die äußere Standsicherheit des einzelnen Pfahles einer KPP ist bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung nicht erforderlich. Dies ist der entscheidende Unterschied zu anderen geotechnischen Verbundkonstruktionen und zur konventionellen Pfahlgründung.

In der Regel können die einzelnen Pfähle einer KPP daher bis zu einem Beanspruchungsniveau ausgenutzt werden, das weit über dem nach DIN 4014 bzw. nach DIN V 1054-100 zulässigen Bemessungswert eines vergleichbaren Einzelpfahles liegt (Katzenbach, Moormann, 1997). Die Konzeptidee der KPP führt daher zu erheblichen Einsparungen bei den Pfahlherstellungskosten, die in Abhängigkeit vom Pfahlplatten-Koeffizienten und der äußeren Standsicherheit mit (Gl. 3) größenordnungsmäßig abgeschätzt werden können:

$$K_{KPP} \approx \alpha_{KPP} \cdot K_{\eta} / \eta \quad (\text{Gl. 3})$$

mit:

K_{KPP} = Pfahlherstellungskosten für eine KPP

K_{η} = Pfahlherstellungskosten für eine Pfahlgründung mit äußerer Standsicherheit η nach DIN 1054 / DIN 4014

α_{KPP} = Pfahl-Plattenkoeffizient nach Gl. 1

η = äußere Standsicherheit nach DIN 1054 / DIN 4014

Für einen Pfahlplatten-Koeffizienten von 50 % und eine Sicherheit von $\eta = 2$ ergeben sich Pfahlherstellungskosten, die nur 25 % der Kosten für eine normgerechte Pfahlgründung betragen.

2.2 Anforderungen an die Erfassung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der KPP und Entwicklung eines geeigneten Rechenmodells

Die Tragwirkung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung wird durch die komplexen Interaktionseinflüsse zwischen den einzelnen Traggliedern dieser Verbundkonstruktion bestimmt. Neben der Pfahlgruppenwirkung, d.h. der gegenseitigen Beeinflussung der Pfähle innerhalb einer Pfahlgruppe, prägt der Einfluß der Fundamentplatte auf das Spannungsniveau im Boden maßgeblich das Tragverhalten der Gründungspfähle innerhalb einer KPP (Katzenbach et al., 1996a). Eine geotechnisch sichere Bemessung und wirtschaftlich optimierte Dimensionierung der KPP setzt daher die wirklichkeitsnahe Erfassung der Wechselwirkungen zwischen Bauwerk, Gründungselementen und Baugrund voraus. Diese Forderung bedingt den Einsatz eines Rechenmodells, das in der Lage ist, alle die Tragwirkung der KPP bestimmenden Wechselwirkungen unabhängig von der gewählten Systemkonfiguration zuverlässig und wirklichkeitsnah zu erfassen. Die vollständige Analyse dieses Interaktionsproblems erfordert neben einer adäquaten geometrischen Modellierung der Gründungselemente und des Bodenkontinuums den Ansatz eines wirklichkeitsnahen Stoffgesetzes für das Werkstoffverhalten von Tragwerk und Baugrund sowie eine zutreffende Beschreibung des Kontaktverhaltens zwischen dem Boden und den mit ihm in Verbindung stehenden Bauwerken.

Zur Beschreibung der Interaktion von Baugrund und Bauwerk wurde am Institut für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt ein auf der Finite-Elemente-Methode basierendes Strukturmodell entwickelt. Die Untersuchungsstrategie besteht darin, mit einem in sich konsistenten Strukturmodell das Tragverhalten eines Gründungskörpers unter Berücksichtigung aller maßgebenden Einflußgrößen und unter Abbildung aller relevanten Wechselwirkungen zu simulieren (Arslan et al., 1994). Dieses Strukturmodell wird durch die numerische Simulation von im Labor durchgeführten Elementversuchen an Bodenproben kalibriert und durch die back-analysis von in situ durchgeführten Belastungsversuchen bzw. durch die Nachrechnung von gemessenen Verformungs- und Spannungszuständen ausgeführter Bauwerke verifiziert (Bild 3).

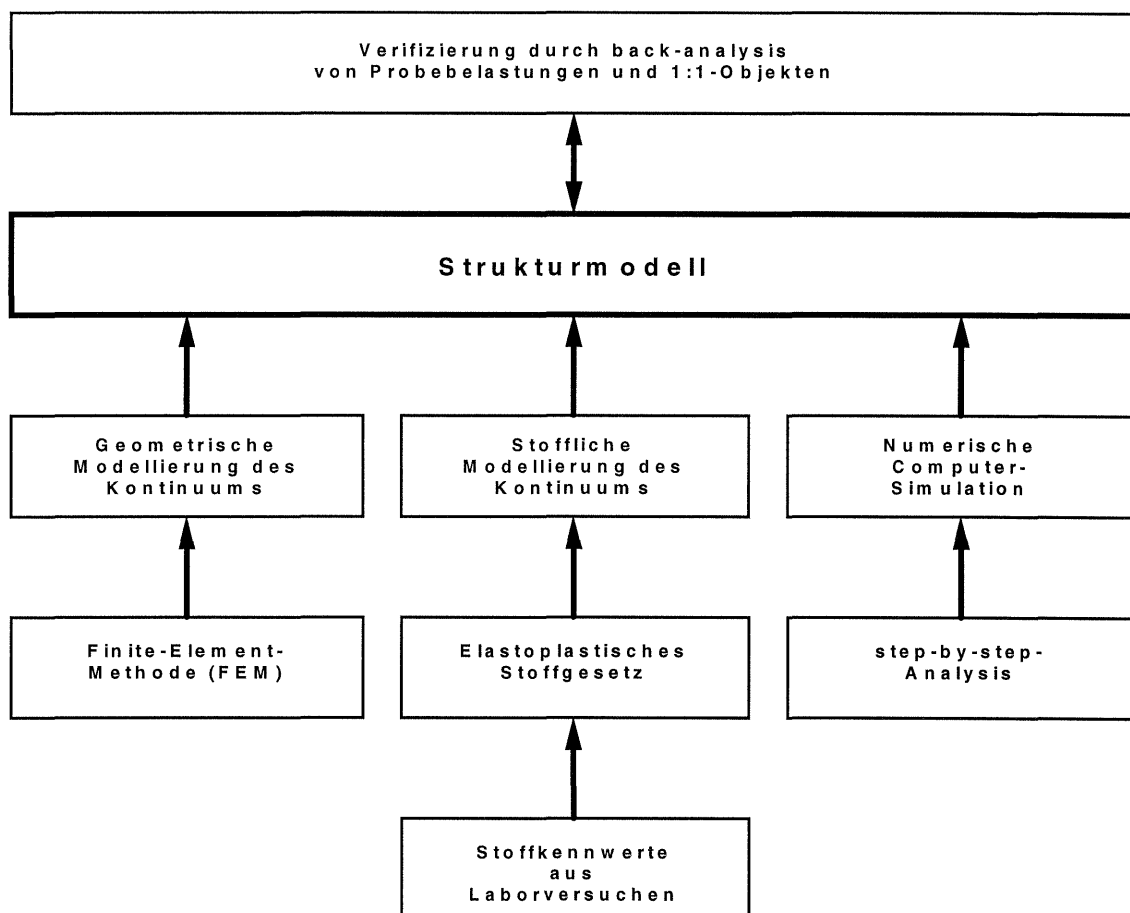


Bild 3 Strukturmodell

Beispielhaft für diese Untersuchungsstrategie zeigt Bild 4 die meßtechnisch ermittelte Widerstandssetzungslinie des Probepfahls P4 der Pfahlversuche in der Taunusanlage in Frankfurt (Breth, 1970) im Vergleich mit der im Rahmen einer back-analysis numerisch ermittelten Widerstandssetzungslinie. Für die stoffliche Modellierung des Frankfurter Tons wurde ein elastoplastisches Stoffmodell angewendet, das auf den von Arslan (1994)

beschriebenen Ansätzen beruht. Dieses Stoffmodell ermöglicht es, dilatantes Materialverhalten wie auch plastische, aufgrund hydrostatischer Belastungsvorgänge auftretende Volumendehnungen abzubilden. Mit dem entwickelten numerischen Computersimulationsmodell können sowohl der Schervorgang am Pfahlmantel, im Bild 4 erkennbar am Verlauf des Mantelwiderstandes, wie auch die sukzessive, mit der größer werdenden Setzung zunehmende Kompression des Bodens unter dem Pfahlfuß und das allmähliche Ansteigen des Pfahlfußwiderstandes zutreffend modelliert werden.

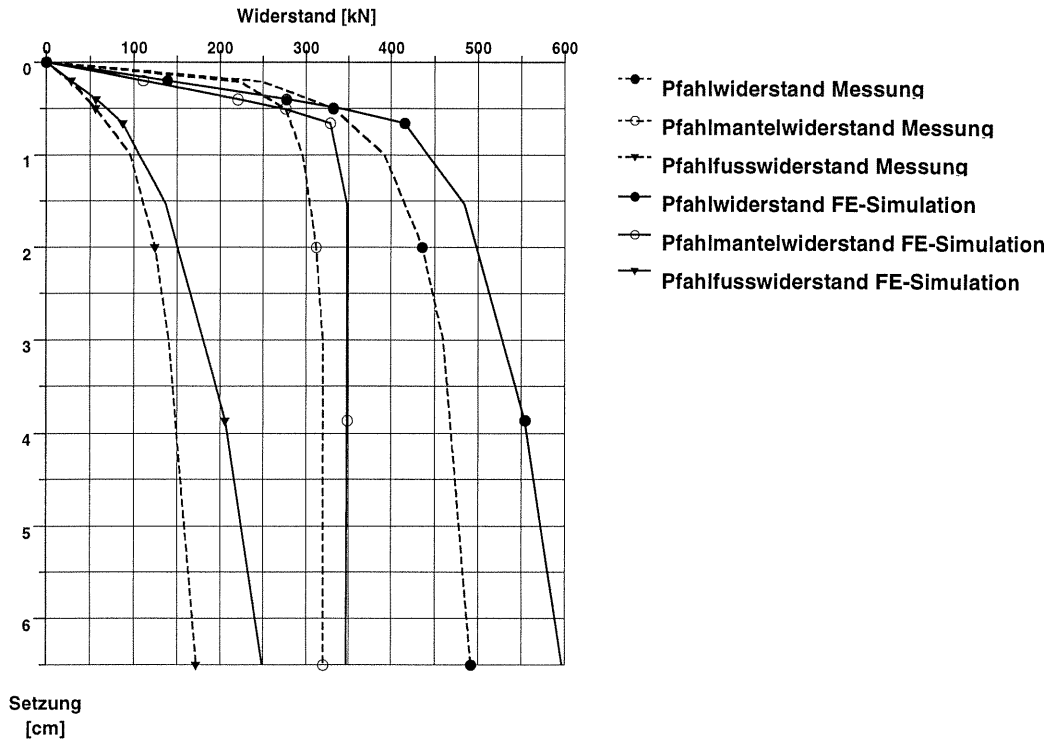


Bild 4 Pfahlversuche Taunusanlage · Probepfahl P4
Gemessene und numerisch ermittelte Widerstandssetzungslinie

2.3 Interaktionseinflüsse

Beim Entwurf und bei der Bemessung der KPP sind die folgenden Interaktionen zu berücksichtigen:

- Interaktion Pfähle-Boden,
- Interaktion Pfähle-Platte,
- Interaktion Pfähle-Pfähle.

In diesem Zusammenhang verdeutlicht Bild 5 für das Beispiel einer KPP, die aus 36 Pfählen ($l = 25$ m, $\varnothing = 1,2$ m) und einer 25 m x 25 m großen und 1,5 m dicken Fundamentplatte besteht, die Abhängigkeit des Tragverhaltens der Gründungspfähle der KPP

von ihrem Standort innerhalb der Pfahlgruppe. Unter Gebrauchslast tragen die Eckpfähle am meisten, während die Tragfähigkeit und damit auch die Federsteifigkeit der Innenpfähle deutlich geringer ist, ein Effekt der darauf zurückzuführen ist, daß bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung infolge der gemeinsamen Blockverformung von Platte, Pfählen und Boden die Mantelreibung im Inneren der Pfahlgruppe wegen der fehlenden bzw. vergleichsweise geringen Relativverschiebung am Pfahlmantel der Innenpfähle nur zu einem deutlich geringeren Maße aktiviert werden kann als am Rand und in der Ecke der Pfahlgruppe. Im Vergleich zu einem freistehenden Einzelpfahl führt die Pfahlgruppenwirkung zu einer deutlichen Reduktion der Pfahlfedersteifigkeiten, während zugleich auch infolge des Einflusses der Sohlspannungen auf das Spannungsniveau im Boden die Pfahltragfähigkeit deutlich erhöht wird (Katzenbach et al., 1996a). Die Prägnanz der Interaktionseinflüsse ist stets abhängig von der Systemkonfiguration der KPP, d.h. insbesondere von der Pfahlzahl und vom Pfahlachsabstand sowie von der Steifigkeit der Fundamentplatte und wird maßgeblich durch die Baugrundeigenschaften bestimmt.

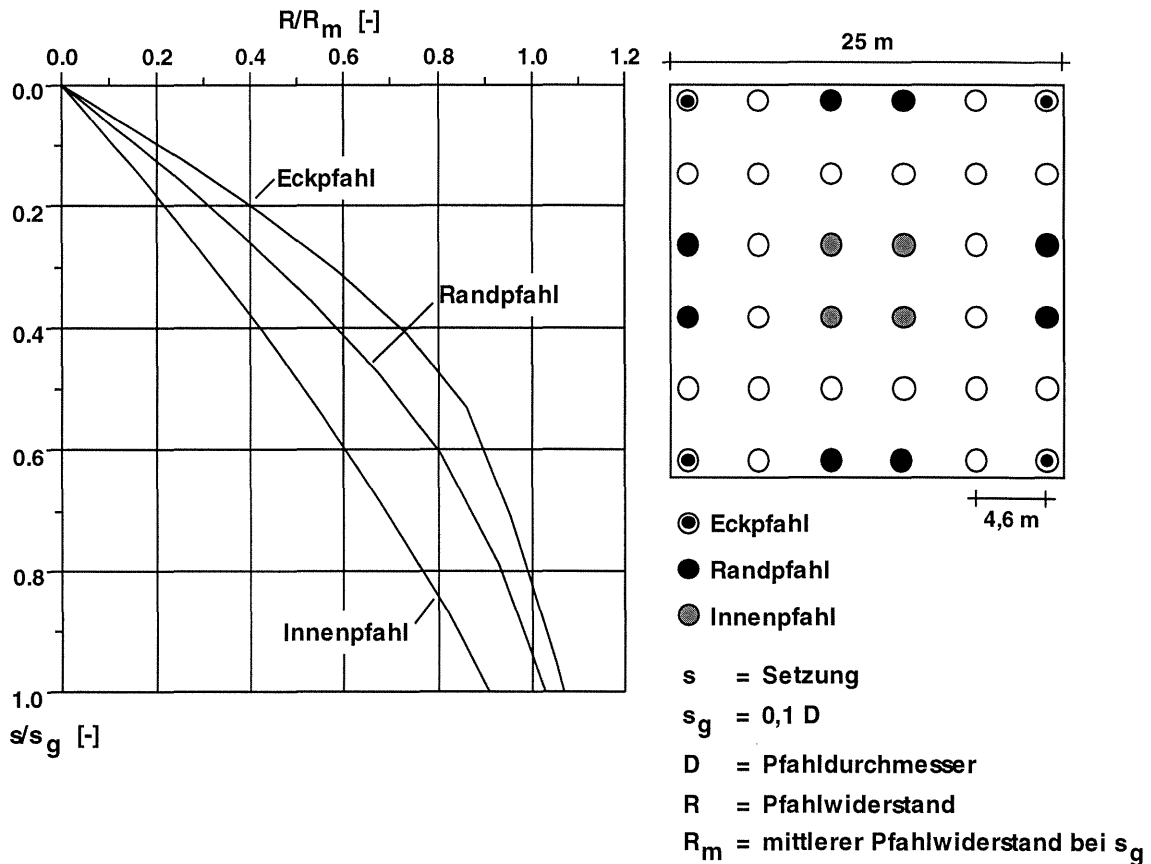


Bild 5 Pfahlwiderstand R in Abhängigkeit vom Pfahlstandort innerhalb der KPP

2.4 Nachweis- und Sicherheitskonzept für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung

Basierend auf den vorgestellten Erkenntnissen zum Tragverhalten der KPP wird nachfolgend das aktuelle Nachweis- und Sicherheitskonzept für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung vorgestellt, wie es derzeit im Arbeitskreis „Kombinierte Pfahl-Plattengründung“ des Deutschen Institutes für Bautechnik erörtert wird und im Rahmen eines interdisziplinären Forschungsvorhabens am Lehrstuhl für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Leipzig unter Leitung von Professor König und am Institut für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt unter Leitung von Professor Katzenbach weiter erforscht wird.

Bild 6 stellt das Nachweiskonzept für den Nachweis der Tragfähigkeit (GZ 1) zusammenfassend dar. Grundlage aller Nachweise ist die vollständige Erkundung und Untersuchung des Baugrundes im Feld und im Labor in einem Umfang, der in jedem Fall den aktuellen geotechnischen, an die Spezifika der Nachweise für die KPP angepaßten Standards entsprechen muß.

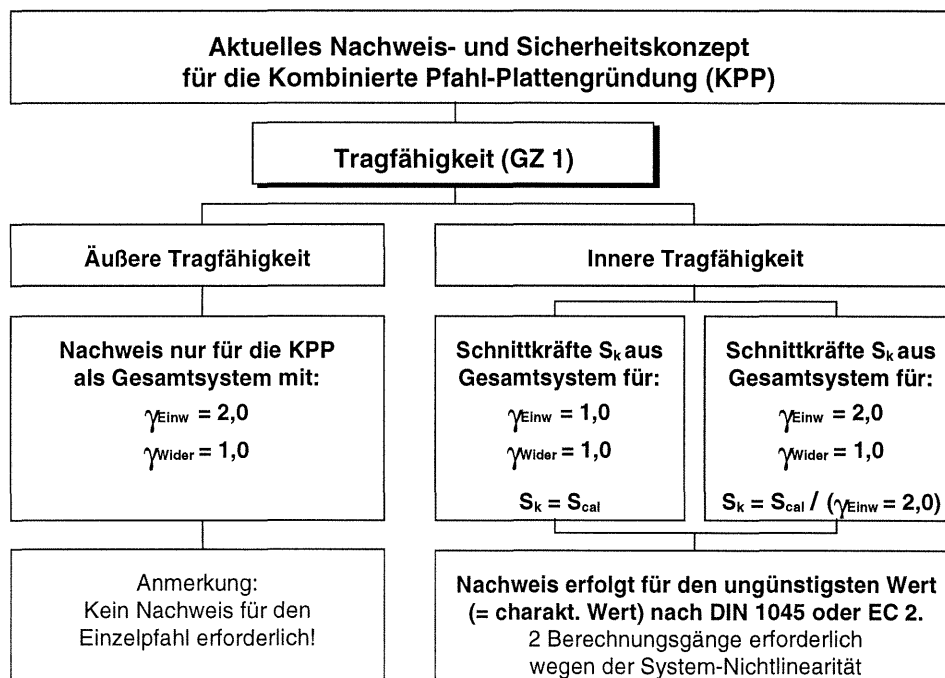


Bild 6 Nachweis- und Sicherheitskonzept für die KPP für den Nachweis der Tragfähigkeit (Grenzzustand 1)

Mit äußerer Tragfähigkeit ist die Tragfähigkeit des Werkstoffes Boden, mit innerer Tragfähigkeit die Tragfähigkeit der Bauteilwerkstoffe, hier im wesentlichen des Stahlbetons der Gründungspfähle und der Fundamentplatte gemeint. Der Nachweis der äußeren Trag-

fähigkeit für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung erfolgt auf der Einwirkungsseite mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{Einw}} = 2,0$, was die rechnerische Beaufschlagung des Gesamtsystems mit der doppelten Gebrauchslast bedingt, während die Widerstandsseite mit $\gamma_{\text{Wider}} = 1,0$, d.h. mit den charakteristischen Werten erfaßt wird. Beim Nachweis der äußeren Tragfähigkeit ist kein Nachweis für den Einzelpfahl erforderlich. Das ist entscheidend und der wesentliche Unterschied zwischen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und der konventionellen Pfahlgründung. Diese Vorgehensweise ist neu und innovativ, denn nur so ist es möglich, daß "Bauprodukt" Gründungskörper um 60 % und mehr kostengünstiger als die konventionelle Pfahlgründung herzustellen, ohne Einbußen bezüglich der Sicherheitsanforderungen in Kauf nehmen zu müssen.

Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit erfolgt zweigleisig. Zum Nachweis der inneren Tragfähigkeit werden die Schnittkräfte in den Bauteilen ermittelt, indem das Gesamtsystem sowohl für die $\gamma_{\text{Einw}} = 1,0$ -fache als auch für die $\gamma_{\text{Einw}} = 2,0$ -fache Einwirkungen berechnet wird. In beiden Fällen bleibt die Widerstandsseite $\gamma_{\text{Wider}} = 1,0$ -fach. Die charakteristische Größe der Schnittkraft S_K ergibt sich im erstgenannten Fall aus der $\gamma = 1,0$ -fachen Einwirkung auf das Gesamtsystem und den daraus berechneten Schnittkräften S_{cal} , im zweitgenannten Fall, bei dem die Einwirkungsgröße verdoppelt wurde, derart, daß die Schnittkraft S_{cal} durch $\gamma = 2,0$ geteilt wird. Der Nachweis des jeweiligen Bauteils erfolgt für die ungünstigsten Schnittgrößen dieser beiden Berechnungsgänge, also für die charakteristischen Werte, entweder nach DIN 1045 oder nach Eurocode 2. Die doppelgleisige Berechnung der Schnittgrößen ist zur Erfassung der Auswirkungen der System-Nichtlinearität im Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung erforderlich.

Den Nachweisen der inneren und der äußeren Tragfähigkeit liegen somit auf der Widerstandsseite grundsätzlich die charakteristischen Größen zugrunde. Die Bemessung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit fiktiven, mit Teilsicherheitsbeiwerten faktorisierten Widerstandssetzungslinien führt wegen der System-Nichtlinearitäten insbesondere beim Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Stahlbetontragglieder zu unrealistischen Ergebnissen.

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) erfolgt nach Bild 7 in der bekannten Art und Weise, also derart, daß weder die Einwirkungen noch die Widerstände mit Teilsicherheitsbeiwerten faktorisiert werden, die ungleich eins sind. Die Berechnung erfolgt für die charakteristischen Werte der Einwirkungs- und der Widerstandsseite.

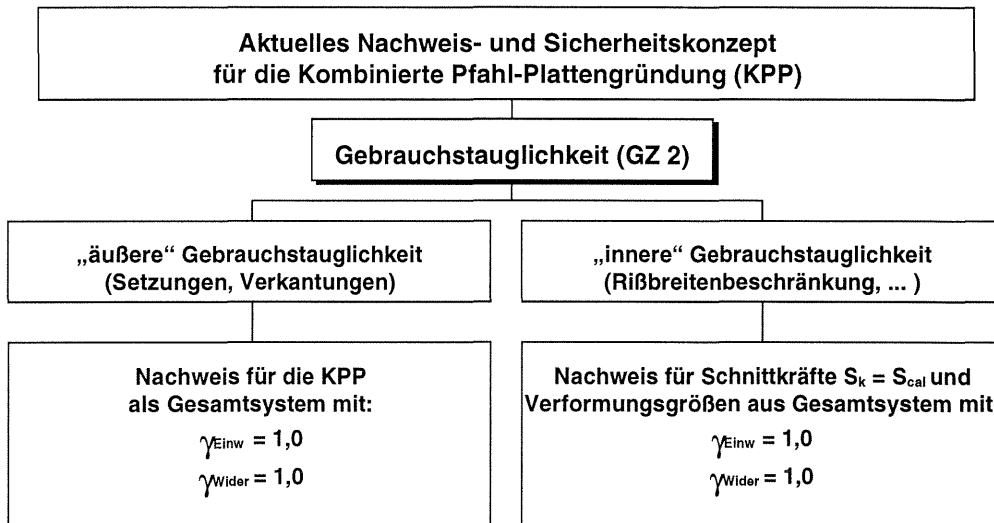


Bild 7 Nachweis- und Sicherheitskonzept für die KPP für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Grenzzustand 2)

3 Anwendungsmöglichkeit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

3.1 Zielsetzung und Anwendungsgebiete der KPP

Mit dem Einsatz der Kombinierten Pfahl-Plattengründung als Gründungskonzept können insbesondere die folgenden Ziele realisiert werden:

- Verbesserung der Wirtschaftlichkeit einer Tiefgründung, da im Vergleich zu einer nach DIN 4014 bemessenen konventionellen Pfahlgründung erhebliche Pfahlmassen eingespart werden. Erfahrungsgemäß liegen diese Einsparungen in der Größenordnung von 60 % und mehr.
- Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit einer Flachgründung durch Reduzierung der Setzungen und der damit einhergehenden Verkantungen. Hier wirkt die Kombinierte Pfahl-Plattengründung als Setzungsbremse (Burland et al. 1977).
- Erhöhung der Wirtschaftlichkeit einer Flachgründung durch Reduzierung der inneren Beanspruchung der Fundamentplatte, da durch eine sinnvolle Wahl von Anzahl und Anordnung der Pfähle die Biegebeanspruchung der Platte reduziert werden kann.
- Gewährleistung der Standsicherheit einer Flachgründung, also eine Fundamentverstärkung durch Pfähle, ohne unmittelbar das System einer normgerechten konventionellen Pfahlgründung in Anspruch nehmen zu müssen.

- Reduzierung der Hebungen innerhalb und außerhalb der Baugrube während der Ausschachtungsarbeiten, da die Pfähle im Sinne einer Bodenverbesserung die Entspannung des Baugrundes beim Aushub behindern.
- Bei exzentrisch beanspruchten Gründungskörpern: Schaffung eines allen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit genügenden Gründungskonzeptes durch Zentrierung der Reaktionskräfte der Kombinierten Pfahl-Plattengründung unter der resultierenden Bauwerkslast, unter anderem auch zur Vermeidung von Bauteil- bzw. Bauwerksfugen.

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung kann insbesondere dann wirtschaftlich eingesetzt werden, wenn die Steifigkeit des Baugrundes mit der Tiefe zunimmt, was durch die natürliche Genese des Baugrundes häufig gegeben ist. Aus unseren Hochhausmessungen wissen wir, daß bei Flachgründungen 60 % bis 80 % der Setzungen im oberen Drittel der Einflußtiefe auftreten. Dies ist darauf zurückzuführen, daß dort große Spannungen auf vergleichsweise kleine Steifemoduli treffen (Bild 8).

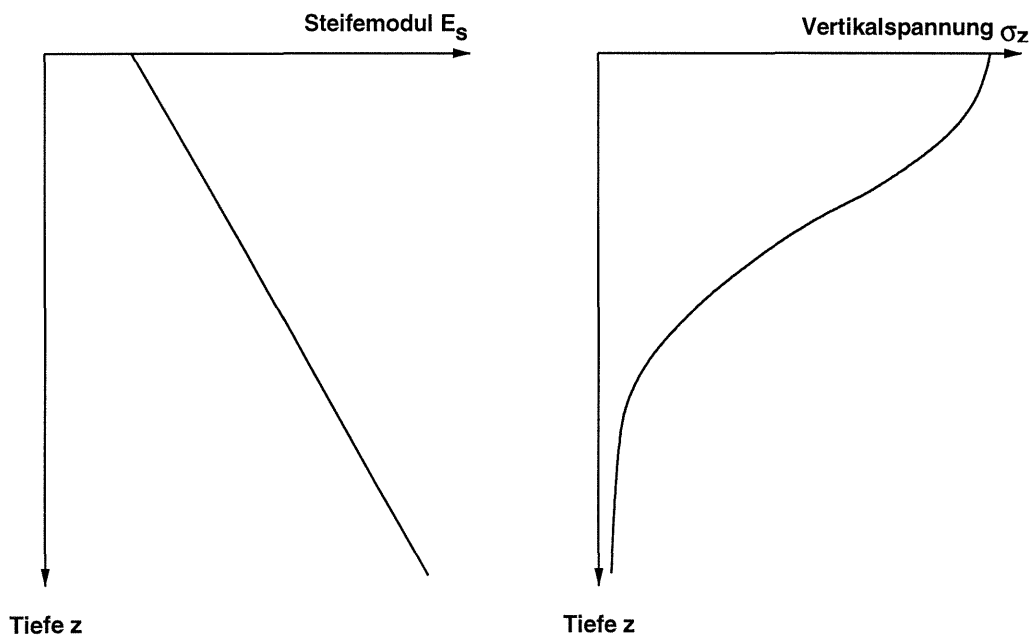


Bild 8 Verteilung des Steifemoduls und der Vertikalspannungen über die Tiefe

Gleichung 4 beschreibt die Abhängigkeit der Setzung s von der Vertikalspannung $\sigma_z(z)$ und dem Steifemodul $E_s(z)$, die mit der Tiefe z veränderlich sind:

$$s = \int_{z=0}^{z=z_c} \left[\sigma_z(z) / E_s(z) \right] dz \quad (\text{Gl. 4})$$

Die Wirkungsweise der KPP besteht darin, die Lasten setzungsminimierend über die Gründungspfähle in tiefere, weniger verformbare Schichten zu transferieren, ohne die mittragende Wirkung der Fundamentplatte beim Nachweis des Gesamtsystems aufzugeben.

3.2 Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung für die Gründung von Hochhäusern · Aktuelle Anwendungsbeispiele

Nachdem das Gründungskonzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung zunächst zur Sicherstellung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit für hochbelastete Gründungen in setzungsaktiven bindigen Böden, wie z.B. dem Frankfurter Ton entwickelt und fortgeschrieben wurde, gewinnt die KPP zunehmend auch bei den Bauvorhaben in Berlin mit seinen in Oberflächennähe oft locker gelagerten Sanden an Bedeutung (Richter et al., 1996).

Beispiele für ausgeführte oder zur Zeit im Bau befindliche Hochhäuser mit Kombinierten Pfahl-Plattengründungen sind:

Berlin:

- Hochhaus Pyramide
- Hochhaus Sony Center am Potsdamer Platz
- Hochhaus TREPTOWERS

Frankfurt am Main:

- American-Express-Hochhaus
- Bürogebäude Deutsche Postreklame
- Congress-Center Messe Frankfurt
- DG-Hochhaus
- Forum (Kastor und Pollux)
- Japan-Center
- Messeturhaus
- Messeturm
- MAIN TOWER
- Hochhaus EUROTHEUM

Offenbach am Main:

- Haus der Wirtschaft

Hannover:

- Deutsche Messe AG · Hochhaus Verwaltungsgebäude Nord

Göteborg · Schweden:

- Appartementhaus (Hansbo, 1984; Jendeby 1986)

Perth · Australien:

- QV1-Gebäude (Randolph, 1994)

Moskau · Rußland:

- Spar-Bank

Das Anwendungsspektrum der Kombinierten Pfahl-Plattengründung erstreckt sich jedoch nicht nur auf schwere Hochhausgründungen. Auch im Verkehrswegebau kann die KPP für die Foundation der Stützpfeiler von Autobahnbrücken oder für die Aufständigung der Trassen von schienen- oder anderen spurgebundenen Verkehrsmitteln erfolgreich eingesetzt werden, um so eine besonders wirtschaftliche und verformungsoptimierte Gründung zu erzielen.

3.2.1 TREPTOWERS · Berlin-Treptow

Das auf dem ehemaligen Werksgelände der Elektro-Anlagen-Werke in Berlin-Treptow zur Zeit im Bau befindliche 121 m hohe Gebäude mit einer Grundfläche von 37 m x 37 m liegt in direkter Nachbarschaft zur Spree (Bild 9).



Bild 9 TREPTOWERS - Bauwerk nach Rohbauende im Februar 1997

Mit der ausgeführten KPP wird ein Teil der Bauwerkslasten von 780 MN im Gebrauchszustand in die unter den oberflächennahen, locker gelagerten, verformungsaktiven Sanden anstehenden mitteldicht bis dicht gelagerten Sande abgetragen und so auf wirtschaftliche Weise eine Reduktion der Setzungen erzielt. Eine Tiefenverdichtung der oberflächennahen Sande ist wegen der Auswirkungen auf die nahegelegenen Verkehrsanlagen nicht möglich.

Unter der 2 m bis 3 m dicken Gründungsplatte, die unter Ansatz eines Pfahlplattenkoeffizienten von $\alpha_{KPP} = 0,67$ entworfen wurde, sind insgesamt 54 mantelverpreßte Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 88 cm und Längen von 12,5 m bis 16 m angeordnet (Bild 10). Die Gründungssohle des Bauwerkes befindet sich im Bereich der Aufzugsunterfahrten 8 m, in den übrigen Bereichen 4 m tief unter der Geländeoberfläche und damit bis zu 5 m tief unter dem Grundwasserspiegel.

Zur Überwachung des Tragverhaltens der KPP im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN V ENV 1997-1 (EC 7) und DIN V 1054-100 sind 3 Bauwerkspfähle mit Kraftmeßdosen am Pfahlkopf und Integralmeßelementen im Pfahlschaft ausgestattet und 5 Sohlendruckgeber unter der Gründungsplatte installiert. Die Bauwerkssetzungen werden durch regelmäßige geodätische Messungen registriert. Die gemessenen Setzungen infolge der Lasten der aufgehenden Konstruktion betragen kurz vor Fertigstellung des Bauwerkes im Mittel 5,8 cm.

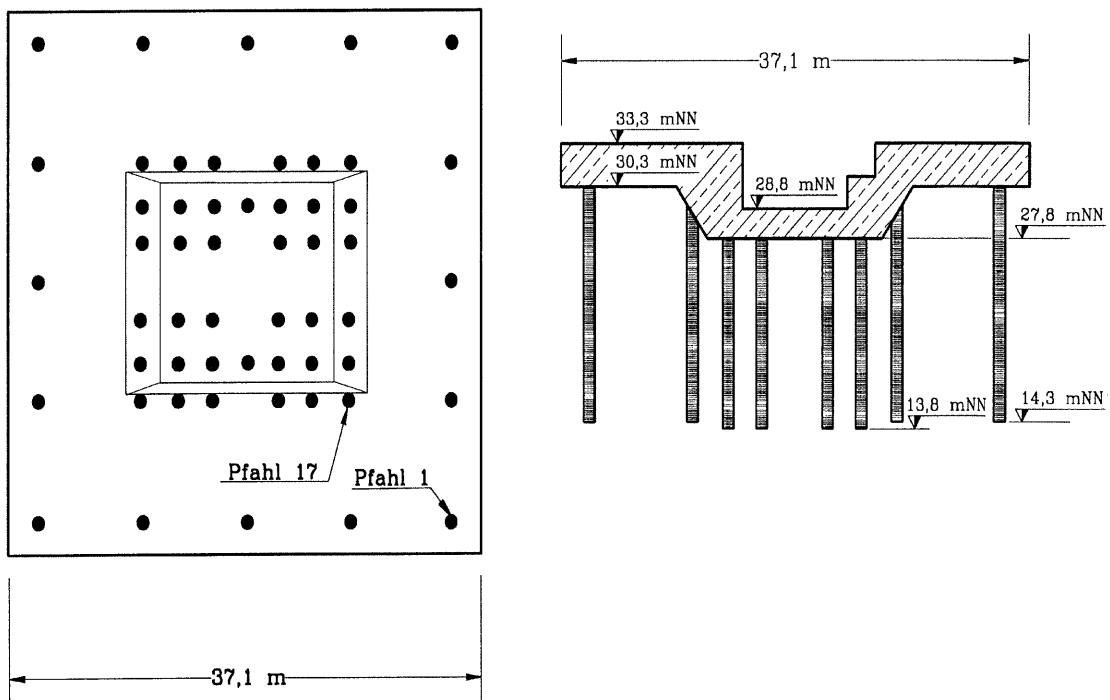


Bild 10 TREPTOWERS - KPP im Schnitt und im Grundriß

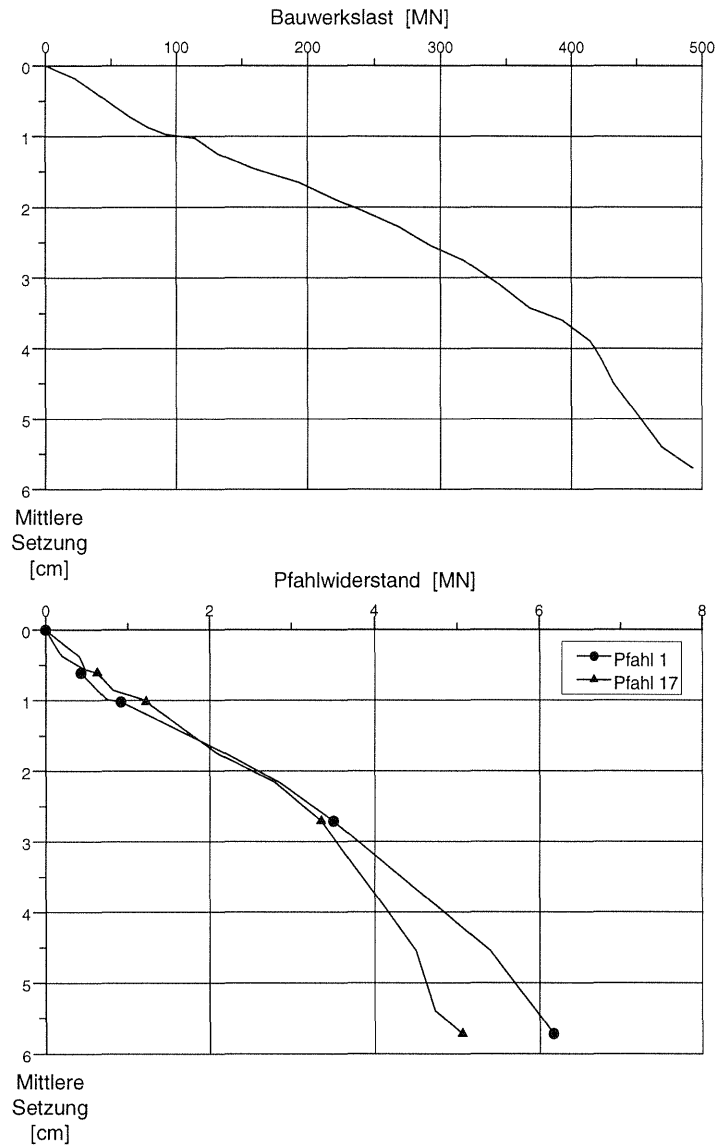


Bild 11 TREPTOWERS - Gemessene Widerstandssetzungslinien

In Bild 11 ist die Widerstandssetzungslinie des Gesamtsystems sowie die Widerstandssetzungslinien von Pfahl 1 und Pfahl 17, jeweils bezogen auf den Beginn der Setzungsmessungen dargestellt.

3.2.2 Hochhaus Sony Center am Potsdamer Platz · Berlin

Am östlichen Rand des multifunktionalen Gebäudekomplexes Sony Center am Potsdamer Platz Berlin ist das 103 m hohe Bürohochhaus des Sony Center im Bau (Bild 12). Das Hochhaus mit einer Grundfläche von 2.600 m² steht mit seinen beiden Tiefgeschossen in direkter Verbindung zum benachbarten Regionalbahnhof Potsdamer Platz. Die Bauwerkslast beträgt im Gebrauchszustand 1000 MN.

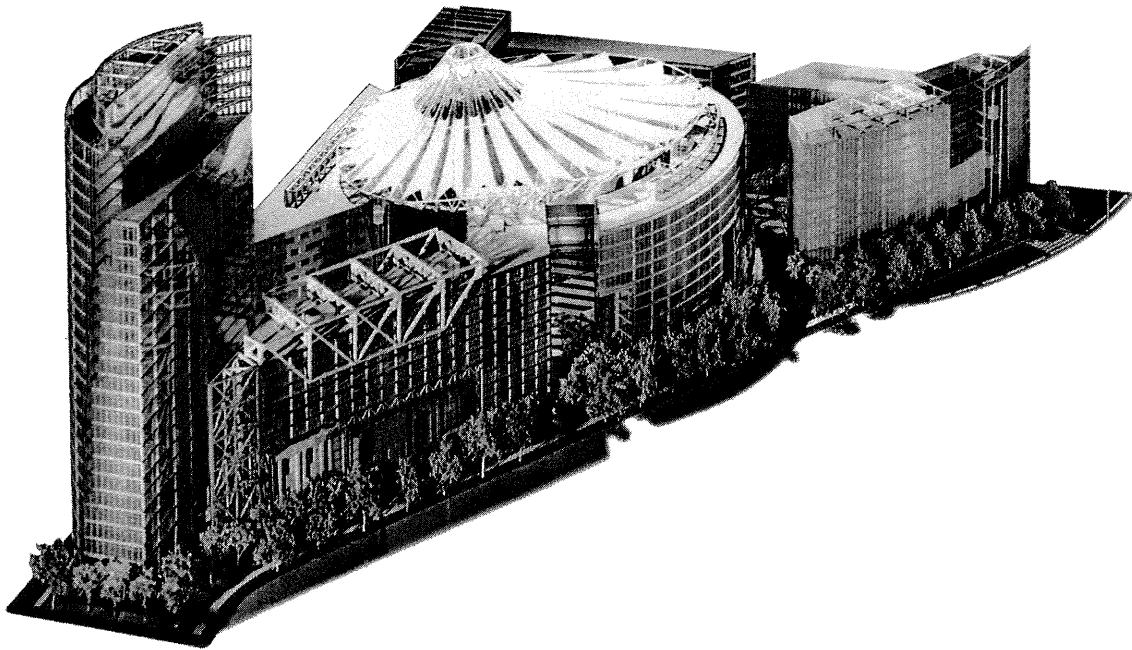


Bild 12 Hochhaus Sony Center - Modell

Ausschlaggebend für die Ausführung der Gründung als KPP war, neben der Nähe zu dem Regionalbahnhof Potsdamer Platz, die unmittelbar unter der in 11 m bis 12 m Tiefe unter der Geländeoberfläche liegenden Gründungssohle anstehende 2 m bis 5 m dicke Geschiebemergelschicht, die eine steife bis halbsteife, örtlich feste Konsistenz aufweist. Unter der Geschiebemergelschicht stehen mitteldicht bis dicht gelagerte Sande an.

Unter der 1,5 m bis 2,5 m dicken Fundamentplatte sind insgesamt 44 Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,5 m, die zwischen 15 m und 25 m lang sind, angeordnet. Die Bohrpfähle, von denen 4 zur Bestimmung der Pfahlkräfte mit Integralmeßelementen am Pfahlkopf ausgestattet sind, werden während der Bauphase auch zur Auftriebssicherung des Bauwerkes, das sich mit seiner Gründungssohle bis zu 9 m tief unter dem Grundwasserspiegel befindet, herangezogen. Die durch den Anteil der Fundamentplatte am Lastabtrag hervorgerufenen Sohlspannungen werden mit insgesamt 8 Sohldruckgebern gemessen. Im Gebrauchszustand beträgt der Pfahlplattenkoeffizient $\alpha_{KPP} = 0,46$.

Grundlage für den Entwurf der KPP war eine im Baufeld durchgeführte statische Pfahl-Probepbelastung an einem 23 m langen, auf den oberen 11,6 m mit einer die Mantelreibung ausschließenden Hülse versehenen Bohrfahl ($\varnothing 88$ cm). Vor Ausführung der Pfahlprobepbelastung wurde das Tragverhalten des Probepfahles durch eine numerische Computersimulation abgeschätzt. Die gemessene Last-Setzungslinie lag innerhalb der prognostizierten Bandbreite (Bild 13).

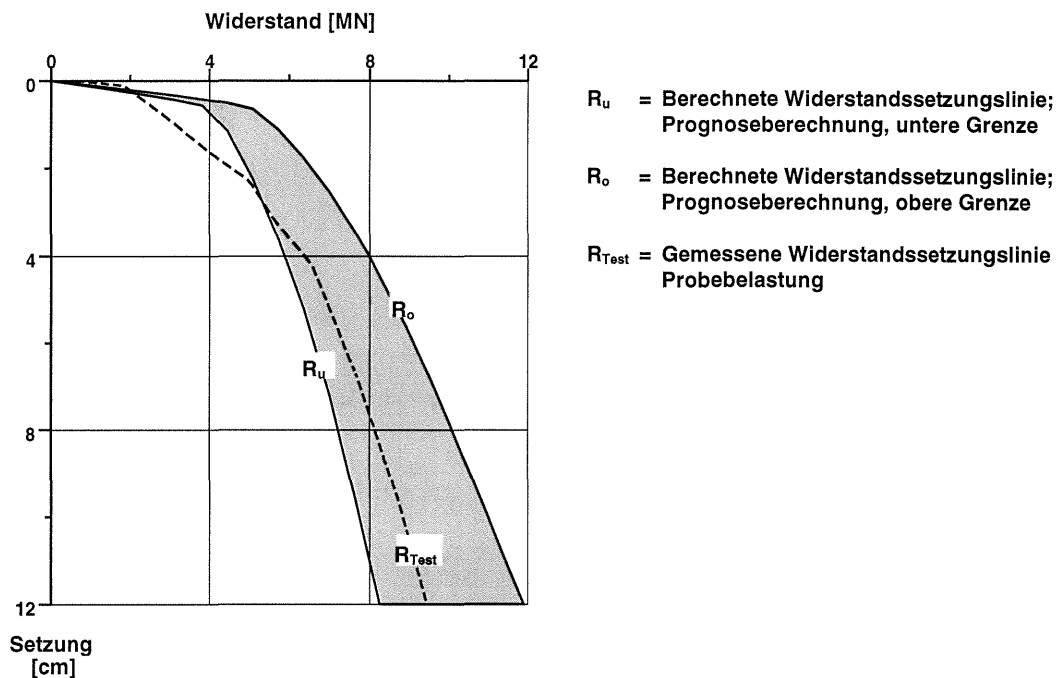


Bild 13 Berechnete und gemessene Widerstandssetzungslinien

3.2.3 MAIN TOWER · Frankfurt am Main

Im Zentrum des Bankenviertels von Frankfurt am Main wird das 198 m hohe Hochhaus MAIN TOWER auf einem 52 m x 85 m großen Areal errichtet, das von hochsensibler innerstädtischer Bausubstanz umgeben ist. Im Süden grenzt der Neubau unmittelbar an das bestehende, rund 130 m hohe Hochhaus der Landesbank Hessen-Thüringen an (Bild 14).

Bedingt durch die vollflächige fünfgeschossige Unterkellerung liegt das Gründungsniveau der 3,0 m bis 3,8 m dicken Fundamentplatte bis zu 21 m tief unter der Geländeoberfläche und damit im verformungsaktiven tertiären Frankfurter Ton. Zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit des neuen Hochhauses und zur Minimierung der Beeinträchtigung des benachbarten, flach gegründeten Hochhauses der Landesbank Hessen-Thüringen infolge der Hebungen und der Mitnahmesetzungen aus der Neubaulast wird für die Gründung des MAIN TOWER eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung ausgeführt.

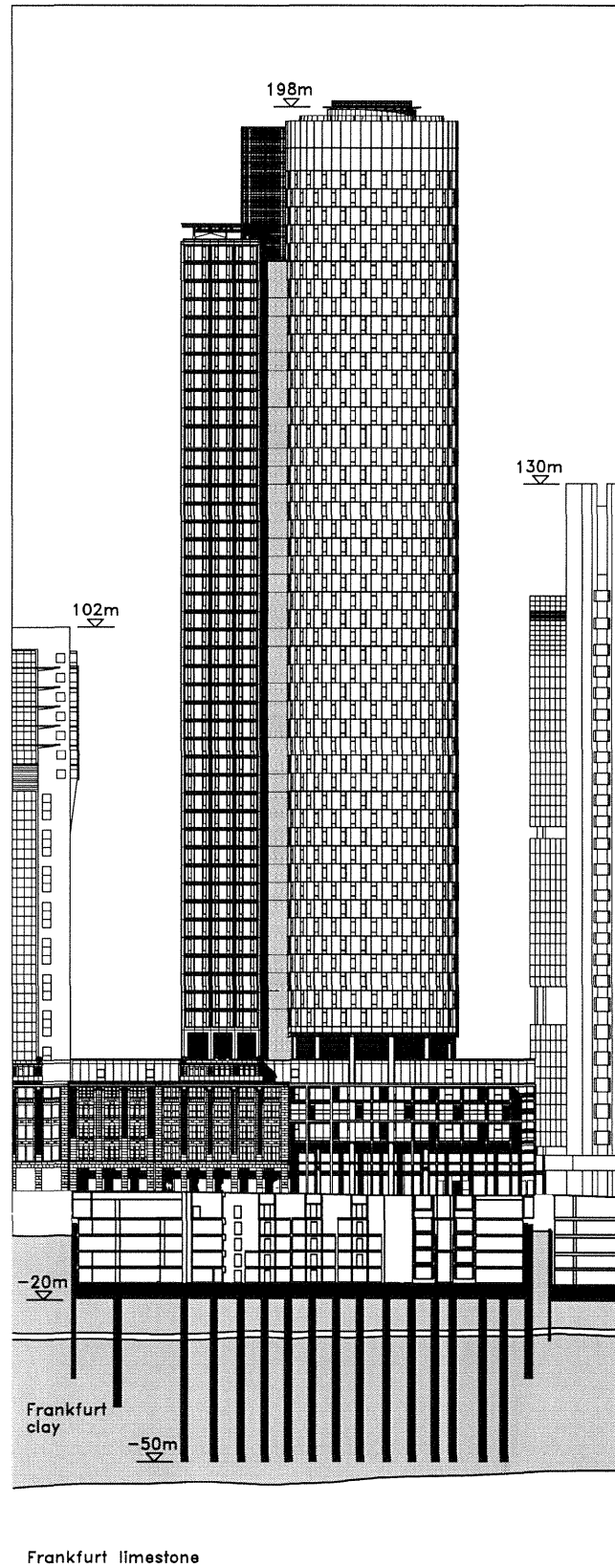


Bild 14 MAIN TOWER - Längsschnitt

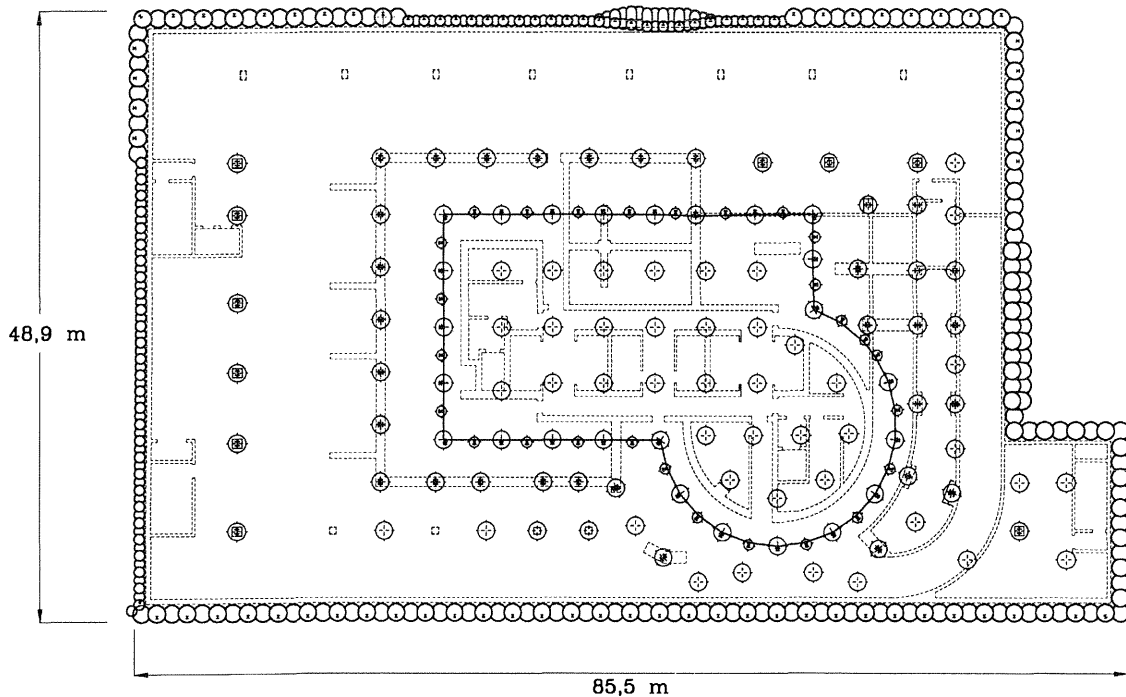


Bild 15 MAIN TOWER - Grundriß mit Darstellung von Verbauwand und Gründungspfählen

Insgesamt 112 Großbohrpfähle mit einem Pfahldurchmesser von 1,50 m und Pfahllängen von 30 m ab Gründungsebene leiten die Gebäudelast von $Q_{\text{total}} = G + P = 1.900 \text{ MN}$ in die mit der Tiefe zunehmenden steiferen Schichten des Frankfurter Tons ein. Zugleich wurde das Design der Kombinierten Pfahl-Plattengründung dergestalt optimiert, daß die aus dem exzentrisch angeordneten Hochhauskörper resultierende Last-Asymmetrie durch eine entsprechende Asymmetrie der installierten Pfahllast kompensiert wird (Bild 15).

Die bis zu 21 m tiefe Baugrube wird in modifizierter Deckelbauweise mit vorlaufender Verbaugrube hergestellt. Durch den kraftschlüssigen Verbund der Bohrpfahlwand mit der Fundamentplatte wirkt die Verbauwand als weiteres lastabtragendes Tiefgründungselement. Dies führt zu einem äußerst komplexen Kraftfluß in dem hochgradig statisch unbestimmten Gründungskörper.

Die beim MAIN TOWER angewandte Kombination des Bauverfahrens der Deckelbauweise mit dem Gründungskonzept der KPP bedingt ein sehr wirtschaftliches und im Hinblick auf die verformungsminimierte Herstellung von Baugrube und Gründung optimales Gesamtkonzept für die Erstellung von Bürogebäuden im innerstädtischen Bereich. Die Pfähle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung werden während der Phase der Deckelbauweise als Gründungspfähle für die Primärstützen des Kellerkastens und des aufgehenden Tragwerkes genutzt, wodurch bereits in diesem Bauzustand hohe Vertikallastensetzungsarm in den Baugrund eingeleitet werden. Während die Gründungspfähle in dieser Bauphase in ihrer Tragwirkung einer freistehenden Pfahlgruppe entsprechen, werden

die Pfähle nach Fertigstellung des Kellerkastens durch das Betonieren der Fundamentplatte in die Kombinierte Pfahl-Plattengründung integriert.

Die Kombination von Deckelbauweise und Kombiniertes Pfahl-Plattengründung bietet zugleich den Vorteil, daß durch die frühzeitige, vor dem Aushub der Baugrube erfolgende Erstellung der Gründungspfähle eine signifikante Reduktion der durch den Aushubvorgang verursachten Hebungen innerhalb und außerhalb der Baugrube erzielt wird, da die Pfähle eine den Entspannungshebungen entgegenwirkende Verdübelung des Bodens bewirken.

Beim MAIN TOWER werden der Baugrund und das Grundwassers als saisonaler Thermospeicher zur Gebäudekühlung genutzt. Zu diesem Zweck werden die Verbauwandpfähle und die Pfähle der KPP mit Wärmetauscherrohren bestückt, in denen Wasser zirkuliert. Im Winter wird dem Baugrund über die durch die Außenluft abgekühlten Wärmetauscherrohre Kälte zugeführt und im Baugrund gespeichert, bis in den Sommermonaten dem gekühlten Baugrund die Kälte entzogen und über die Kühldecken dem Gebäudebetrieb zugeführt wird.

Baugrube und Gründung des MAIN TOWER werden wie alle anderen mit der KPP ausgeführten Hochhäuser im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN V ENV 1997-1 (EC 7) und DIN V 1054-100 durch geotechnische und geodätische Messungen bis 5 Jahre nach Fertigstellung überwacht.

3.2.4 Haus der Wirtschaft · Offenbach

Der zur Zeit im Bau befindliche Gebäudekomplex Haus der Wirtschaft (Bild 16) grenzt südlich an den S-Bahn-Tunnel der City-Trasse Offenbach in der Berliner Straße an. Das setzungsempfindliche unterirdische Linienbauwerk war in den Jahren 1990 bis 1993 errichtet worden (Schultz 1994; Zabel et al. 1994).

Die 5.000 m² große, 1 m bis 2 m dicke Fundamentplatte wird durch das aufgehende Bauwerk, bestehend aus zwei 14- bzw. 16-geschossigen Hochhäusern und 2- bis 6-geschossiger Randbebauung in hohem Maße exzentrisch belastet. Durch 47 Großbohrpfähle mit einer Länge von 25 m und einem Durchmesser von 1,20 m, die unter den beiden Hochhaustürmen angeordnet sind, werden die Reaktionskräfte der KPP unter der resultierenden Bauwerkslast zentriert. Nur durch diese Maßnahme kann die Fundamentplatte als fugenloses wasserdichtes Bauelement ausgeführt werden.

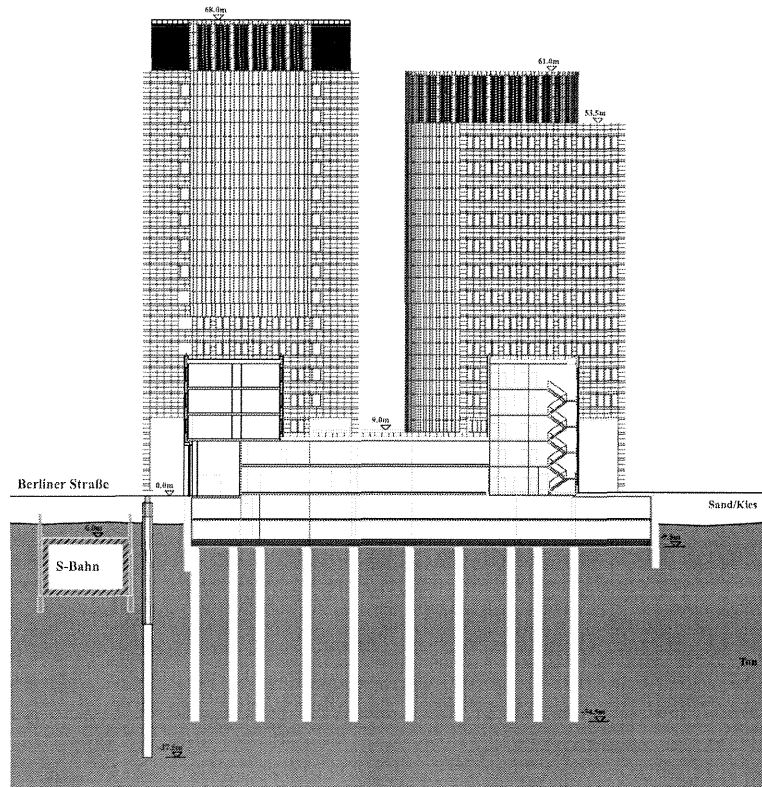


Bild 16 Haus der Wirtschaft - Nord-Süd-Schnitt

Die Gründungsebene des durchgehend zweigeschossig unterkellerten Bauwerkes befindet sich in einer Tiefe von 7,5 m bis 8,5 m unter der Geländeoberfläche und damit vollständig in den tertiären Ablagerungen des Rupeltons, einem überkonsolidierten schluffigen Ton mit steifplastischer bis halbfester Konsistenz, der im Bereich des Bauwerkes bis in große Tiefen ansteht (Mader, 1988).

Der in den Gehwegbereich der Berliner Straße auskragende Teil des nordwestlichen Hochhauses wird mit einer konventionellen Pfahlgründung auf 6 Großbohrpfählen mit einer Länge von 37,5 m bzw. 41 m und einem Durchmesser von 1,20 m gegründet. Um eine Beeinflussung des benachbarten, verformungsempfindlichen S-Bahn-Tunnels zu minimieren, wird der Lastabtrag der Pfähle bis zu einer Tiefe von 4 m unter die Tunnelsohle, die sich 16 m tief unter der Geländeoberfläche befindet, mittels einer Hülsenkonstruktion verhindert.

4 Anwendungsgrenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung ist zwischen die konventionelle Pfahlgründung und die Flachgründung einzuordnen. Zur Verdeutlichung der Anwendungsgrenzen zeigt das nachfolgende Beispiel exemplarisch den Übergang einer geotechnischen Verbund-

konstruktion bestehend aus Pfahl und Platte, die beide in ungefähr gleichem Maß am Lastabtrag beteiligt sind, hin zu einem Tragsystem, bei dem der Lastabtrag allein durch den Pfahl erfolgt.

Mit dem vorgestellten Strukturmodell wurde dabei unter Ansatz eines elastoplastischen Stoffgesetzes das Tragverhalten eines 25 m langen Pfahles mit einer Kopfplatte von 12 m Durchmesser und einer Dicke von 1 m in einem geschichteten Bodenkörper untersucht (Bild 17). Der Pfahl mit einem Durchmesser von 1,50 m bindet 15 m tief in die Schicht S1 mit dem Elastizitätsmodul E_1 und 10 m tief in die Schicht S2 mit dem Elastizitätsmodul E_2 ein. Im Rahmen von numerischen Computersimulationen wurde die Steifigkeit der Schicht S1 durch die Änderung des Elastizitätsmodules unter Beibehaltung der übrigen Bodenkennwerte variiert. Ausgehend von homogenen Baugrundverhältnissen ($E_1/E_2 = 1$) wird der Grenzfall untersucht, daß oberflächennah unter der Kopfplatte eine Schicht sehr geringer Steifigkeit ansteht.

Wie aus den in Bild 17 dargestellten Widerstandssetzungslinien für die Steifigkeitsverhältnisse $E_1/E_2 = 1$, $E_1/E_2 = 1/10$ und $E_1/E_2 = 1/100$ zu erkennen ist, nähert sich das Tragverhalten des Systems aus Pfahl und Kopfplatte mit kleiner werdendem Verhältnis E_1/E_2 dem Tragverhalten eines Einzelpfahles an, wie es z.B. in Bild 4 für den Probepfahl P4 der Pfahlversuche in der Taunusanlage dokumentiert ist. Der abnehmende Anteil der Kopfplatte am Lastabtrag wird durch die Abhängigkeit des Pfahl-Plattenkoeffizienten α_{KPP} von der Setzung deutlich. Während bei einem Steifigkeitsverhältniss von $E_1/E_2 = 1$ und

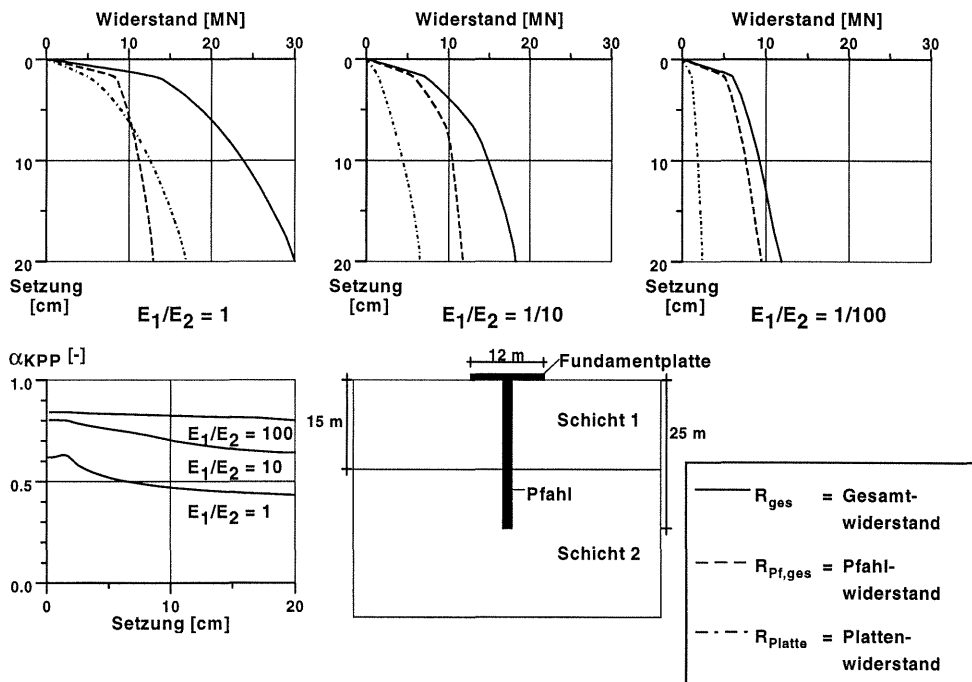


Bild 17 Tragverhalten eines Einzelpfahles mit Kopfplatte in geschichtetem Untergrund in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses E_1/E_2

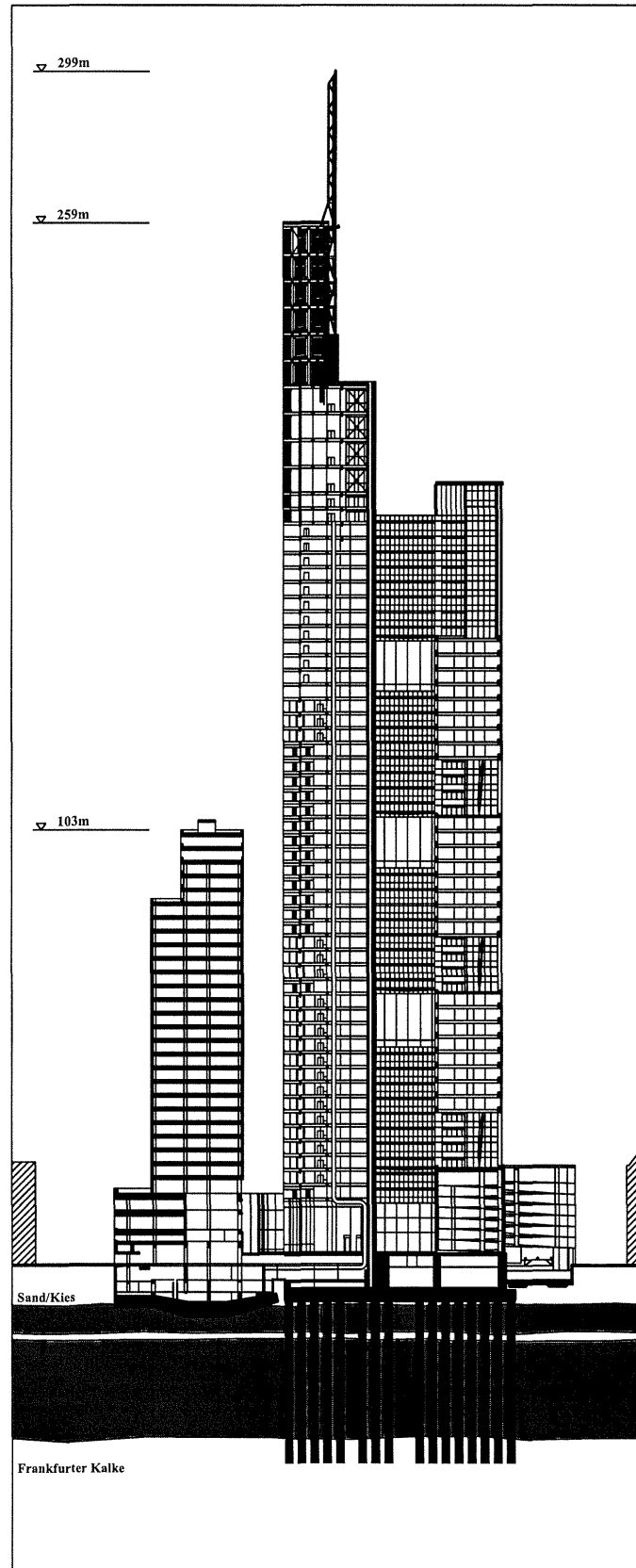


Bild 18 Commerzbank-Hochhaus - Schnitt

einer Setzung von 10 cm der Anteil der Kopflatte am Lastabtrag noch 47 % beträgt, reduziert sich dieser Wert für ein Steifigkeitsverhältnis $E_1/E_2 = 1/100$ bei gleicher Setzung auf 18 %. Mit zunehmender Setzung zeigt der Kurvenverlauf für $E_1/E_2 = 1$ die für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen typische Abnahme des Pfahl-Plattenkoeffizienten, die auf eine zunehmende Beteiligung der Platte am Lastabtrag zurückzuführen ist. Durch diese Beteiligung der Platte am Lastabtrag wird das abrupte Systemversagen, wie es für einen Einzelpfahl typisch ist, verhindert. Hingegen kann für ein Steifigkeitsverhältnis von $E_1/E_2 = 1/100$ die durch die Bodenplatte mögliche Tragreserve nur zu einem wesentlich geringeren Anteil aktiviert werden. Die Ausführung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung ist dann nicht möglich und nicht zulässig.

Ein solcher Fall mit einem großen Steifigkeitsunterschied zwischen dem Baugrund unmittelbar unter der Fundamentplatte und tieferliegenden Bodenschichten, für den die Ausführung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung nicht möglich ist, ist beim neuen 300 m hohen Commerzbank-Hochhaus (Bild 18 und Bild 19) gegeben.

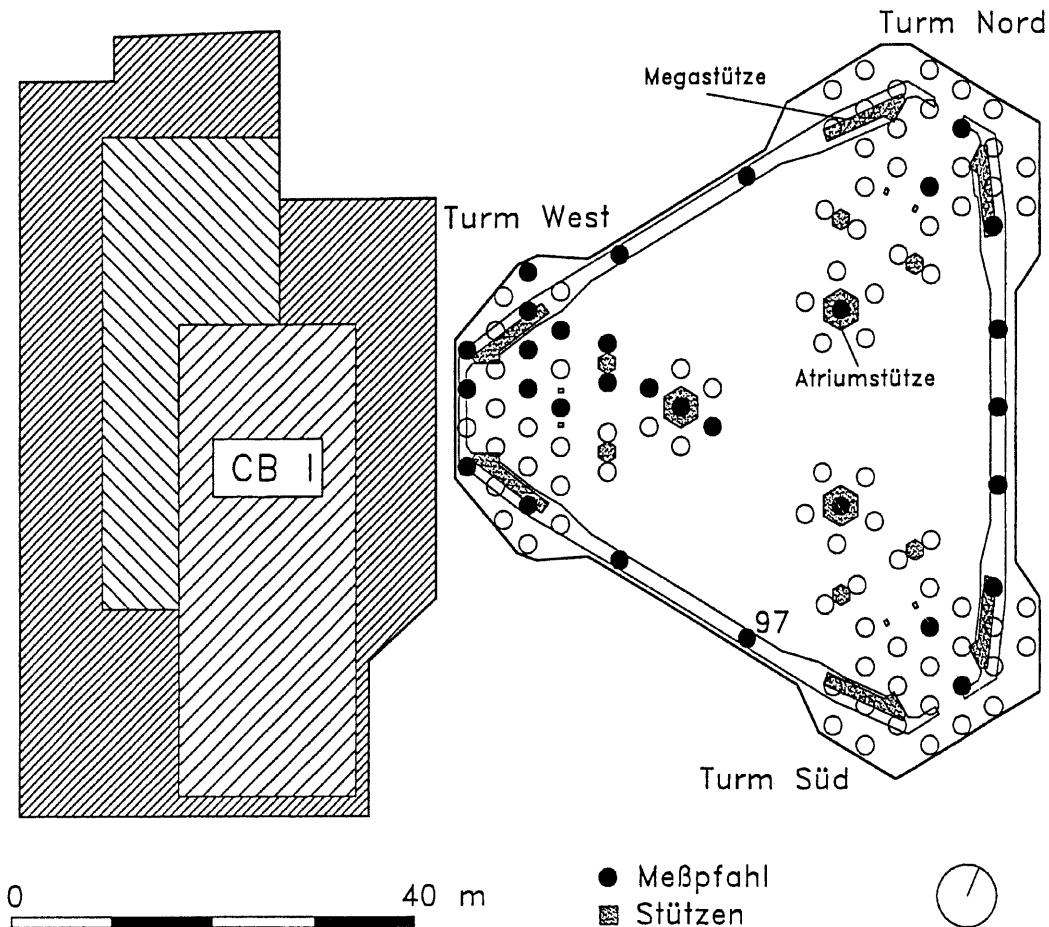


Bild 19 Commerzbank-Hochhaus - Grundriß (Holzhäuser, 1996)

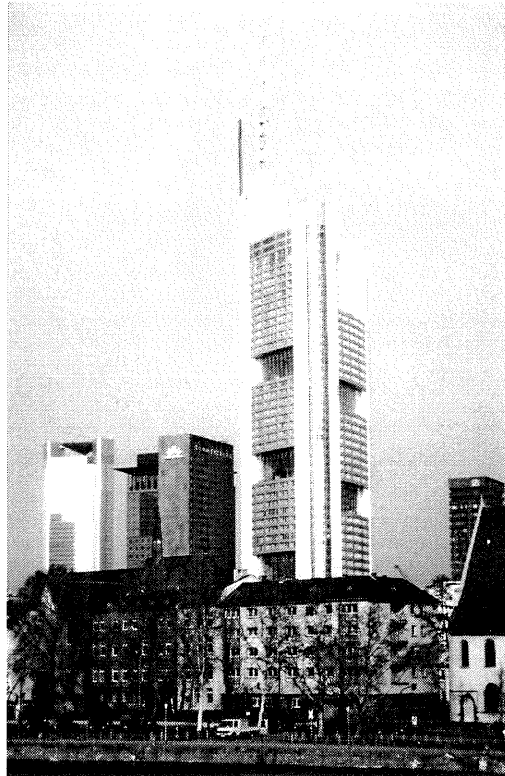


Bild 20 Commerzbank-Hochhaus nach der Fertigstellung im März 1997

Das direkt neben dem höchsten Turm des neuen Commerzbank-Hochhauses befindliche 100 m hohe, flach gegründete alte Commerzbank-Hochhaus, das sich ca. 13 cm gesetzt hat, darf nur geringen Mitnahmesetzungen ausgesetzt werden. Wegen der daher notwendigen Setzungsminimierung wurde für das neue Hochhaus eine Felspfahlgründung aus 111 Großbohrpfählen entworfen, die in die in 45 m Tiefe unter der Geländeoberfläche anstehenden felsigen Frankfurter Kalke, in Bild 18 rot markiert, einbinden. Die Felspfahlgruppe ist auf die globale äußere Standsicherheit von $\eta \geq 2,0$ dimensioniert. Das mittlerweile fertiggestellte Commerzbank-Hochhaus (Bild 20) erfüllt hinsichtlich des Trag- und Setzungsverhaltens alle Anforderungen, die an den geotechnischen Entwurf gestellt worden sind (Katzenbach et al., 1996b).

Die Setzungen des Hochhausturmes betragen 1,5 cm bis 2 cm (Bild 21) und sind damit die geringsten Setzungen, die ein Frankfurter Hochhaus bis dato erfahren hat.

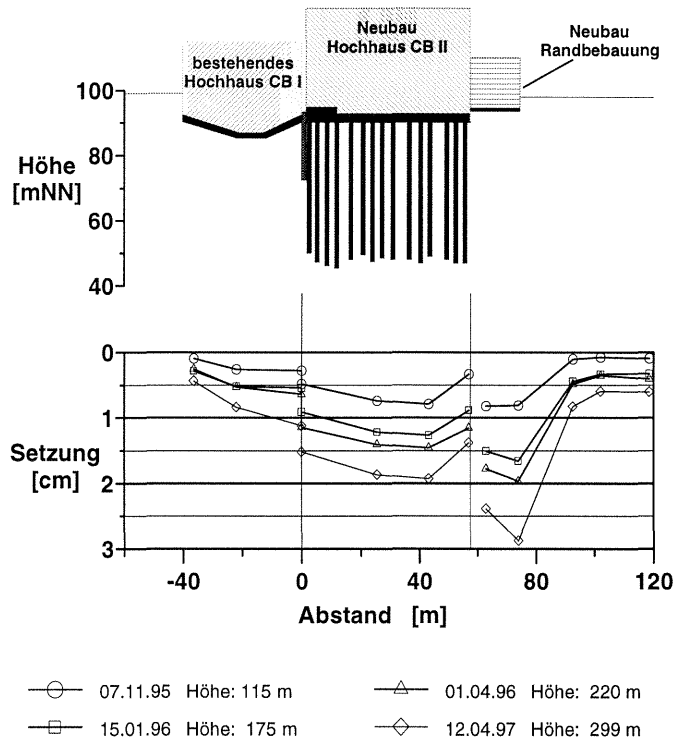


Bild 21 Commerzbank-Hochhaus - Setzungen im West-Ost-Schnitt

5 Schlußbemerkungen

Solange zum Tragverhalten und zum Kraftfluß von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen nur punktuelle Erfahrungen vorliegen, müssen diese Gründungen durch geotechnische Messungen nach dem Konzept der Beobachtungsmethode gemäß Eurocode 7 und DIN V 1054-100 meßtechnisch überwacht werden. Den erheblichen Einsparungen bei den Pfahlherstellungskosten stehen somit geringfügige Mehraufwendungen im Controlling gegenüber. Es ist klar, daß angesichts der Komplexität der Sachverhalte der Entwurf und die Bemessung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung durch Hinzuziehung des Geotechnischen Fachprüfers im Zusammenwirken mit dem Prüflingenieur im Zuge des Baugenehmigungsverfahrens geprüft werden muß.

Literatur

- Arslan, U. (1994)
Baugrund-Tragwerk-Interaktion. 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 33, 29-49

- Arslan, U., Katzenbach, R., Quick, H., Gutwald, J. (1994)
Dreidimensionale Interaktionsberechnung zur Gründung der vier neuen Hochhaus-
türme in Frankfurt am Main. Vorträge der Baugrundtagung 1994 in Köln, Deutsche
Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen, 425-437
- Breth, H. (1970)
Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchun-
gen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und der Technischen
Hochschule Darmstadt, Heft 4
- Burland, J.B., Broms, B.B., De Mello, V.F.B. (1977)
Behaviour of Foundations and Structures. General-Report. Proc. of the 9th ICSMFE,
Tokyo 1977, Vol. 2, 495-546
- Hansbo, S. (1984)
Foundation on friction creep piles in soft clays. Proc. Intern. Conf. on Case
Histories in Geot. Engg, St. Louis, Vol. 2, 913-922
- Holzhäuser, J. (1996)
Geotechnische Messungen an einer Felspfahlgründung mit 111 Großbohrpfählen.
24. Baugrundtagung 1996, Berlin, Spezialsitzung "Forum für junge Geotechniker",
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen, 17-18
- Jendeby, L. (1986)
Friction piled foundations in soft clay. A study of load transfer and settlements.
Ph. D. Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg.
- Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Chr. (1996a)
Nachweiskonzept für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP).
Geotechnik 19 (1996), Nr. 4, 280-290
- Katzenbach, R., Quick, H., Arslan, U. (1996b)
Commerzbank-Hochhaus Frankfurt am Main: Kostenoptimierte und setzungsarme
Gründung. Bauingenieur 71, 345-354
- Katzenbach, R., Moormann, Chr. (1997)
Design of axially loaded piles and pile groups in Germany Actual practice and
recent research results. Design of axially loaded piles European practice, Interna-
tional Seminar, ISSMFE ERTC3, Brüssel, 17.-18. April 1997, Balkema,
Rotterdam, 177-201
- Mader, H. (1988)
Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten
Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes. Mitteilungen des Institutes für
Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt, Heft Nr. 29
- Randolph, M.F. (1994)
Design methods for pile groups and piled rafts. XIII ICSMFE, 1994, New Delhi,
India, 61-82
- Richter, Th., Savidis, S., Katzenbach, R., Quick, H. (1996)
Wirtschaftlich optimierte Hochhausgründungen im Berliner Sand. Vorträge der
Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.,
Essen, 129-146

Schultz, E.W. (1994)

Eine lange Baugrube im Grundwasser. Erfahrungen beim Bau des 4 km langen S-Bahn-Tunnels in Offenbach. 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, 1994, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft Nr. 33, 137-161

Wise, C. M., Bridges, H. W., Smith, C. J., Walsh, S. R., Krebs, A., Reußner, K. (1996)

Commerzbank-Hochhaus Frankfurt am Main. Bauingenieur 71, 471-479

Zabel, J., Amann, P., Krajewski, W., Weiß, J. (1994)

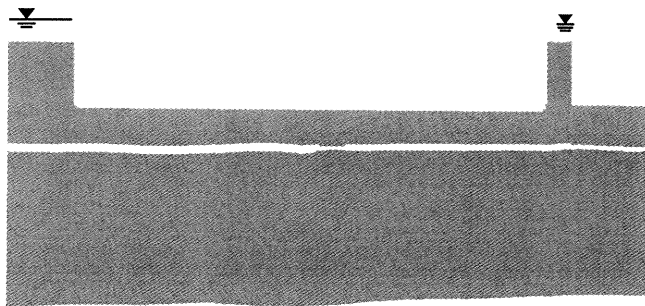
Geotechnische Erfahrungen beim S-Bahnbau im Rhein-Main-Gebiet. Vorträge der Baugrundtagung 1994 in Köln, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Essen, 271-293

**MÖGLICHKEITEN UND GRENZEN DER
KOMBINIERTEN PFAHL-PLATTENGRÜNDUNG**

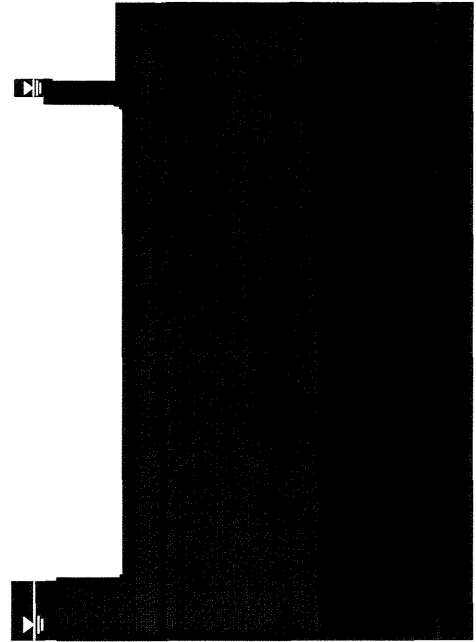


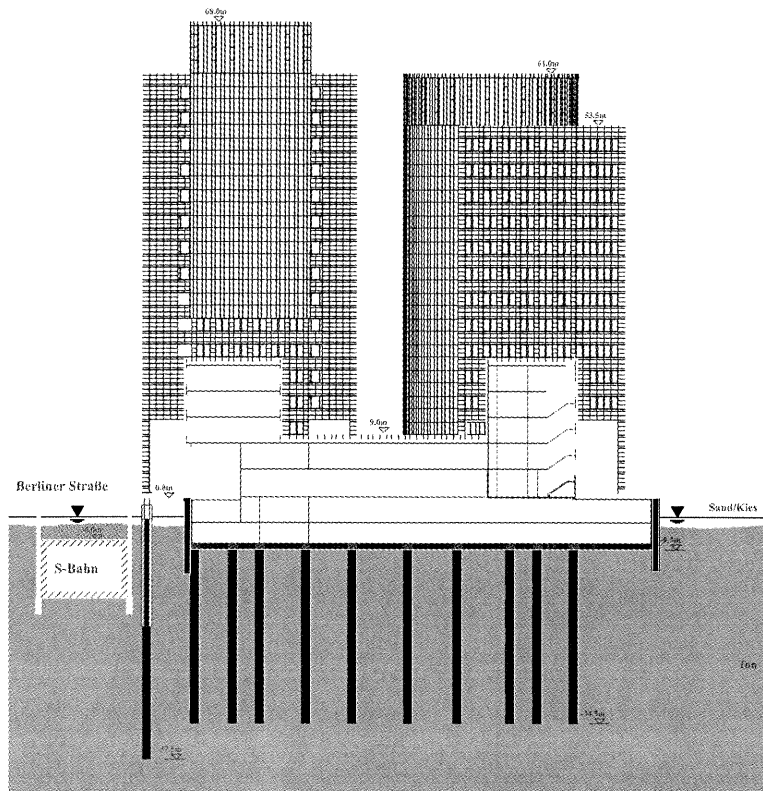


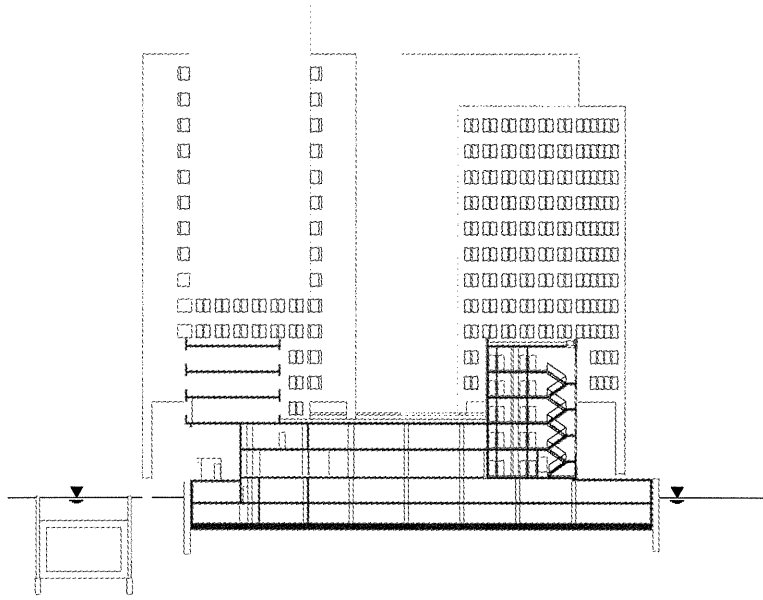


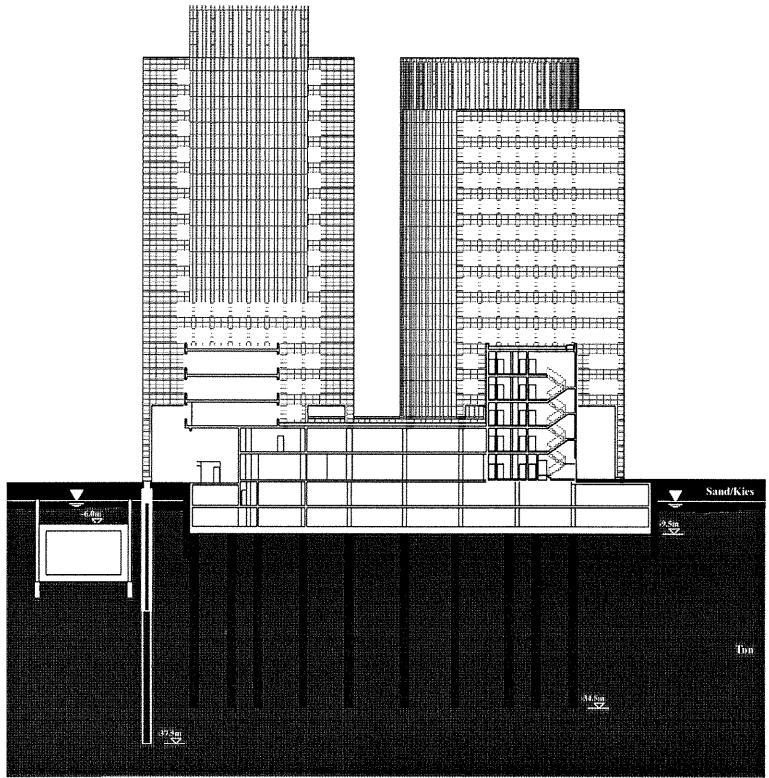


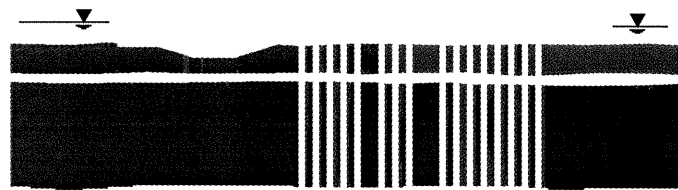


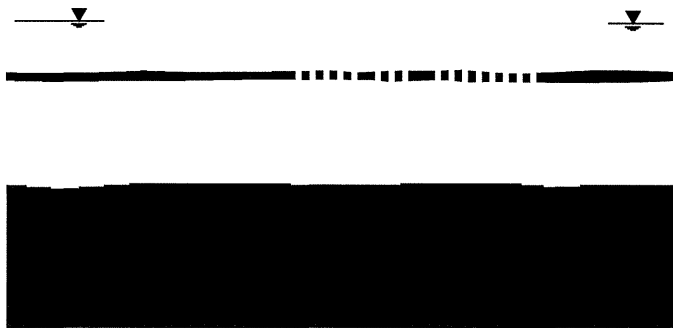


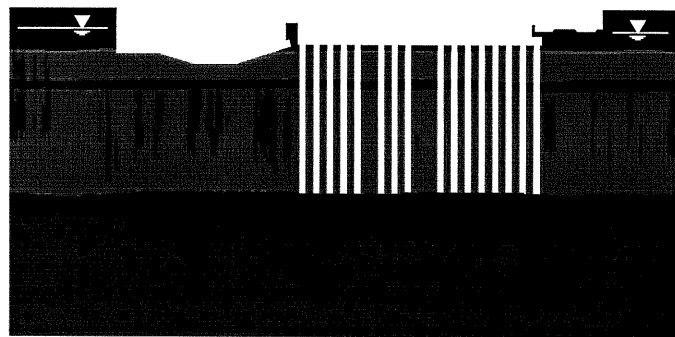


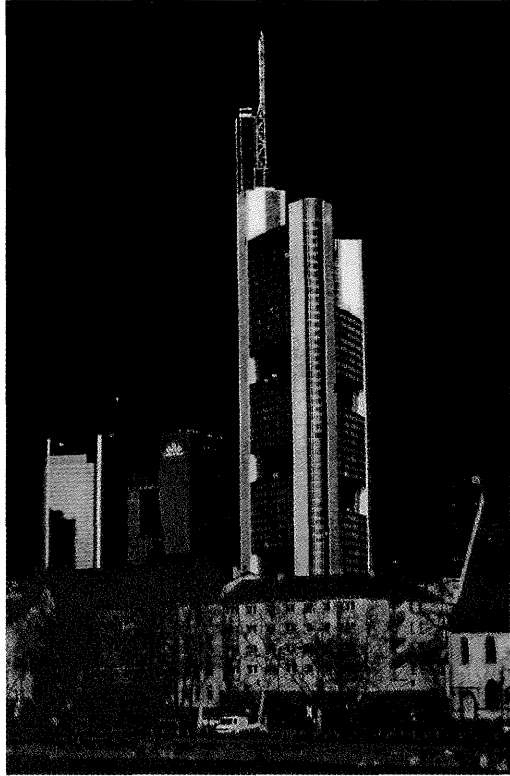


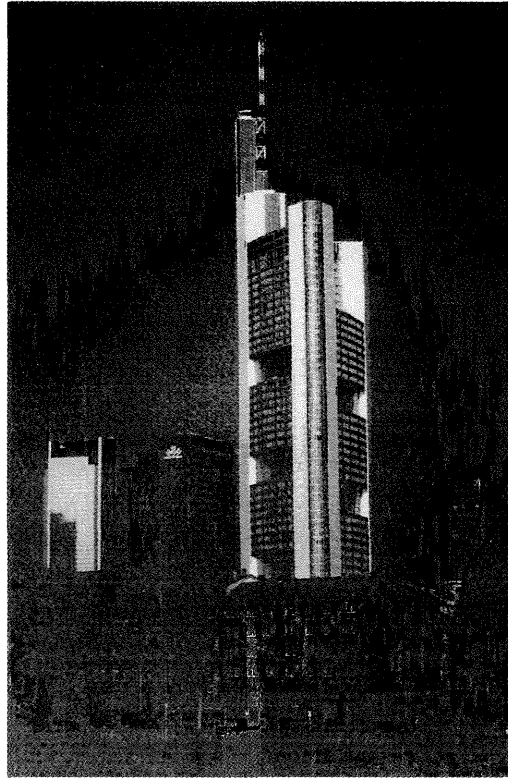


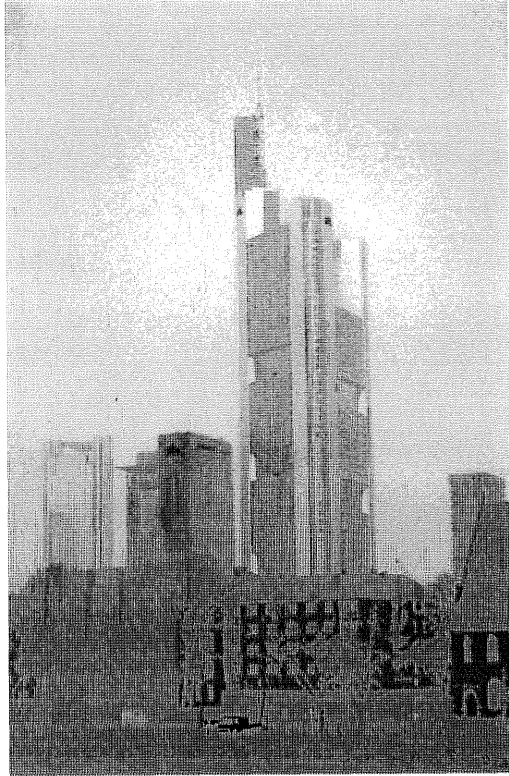












Congress Center Messe Frankfurt · Kombinierte Pfahl- Plattengründung zur Beherrschung der großen Lastexzentrizitäten

Dipl.-Ing. Ulrich Barth

Philipp Holzmann AG, Neu Isenburg

Dipl.-Ing. Oliver Reul

Institut für Geotechnik, Technische Hochschule Darmstadt

1 Beschreibung der Baumaßnahme

Das neue Congress-Center Messe Frankfurt (CMF) besteht aus einem 13geschossigen Hotelkomplex mit darin integriertem Veranstaltungssaal mit 2300 Sitzplätzen und aus einem an den Hoteltrakt nach Westen hin anschließenden 14 geschossigen Bürogebäude (Bild 1).

Das CMF, das an der Stelle der alten Kongresshalle der Frankfurter Messe errichtet worden ist, umschließt die bestehende Messehalle 5 L-förmig und grenzt unmittelbar an das Kopfbauwerk des Personentransportsystems Via Mobile an. Der kreisringförmig angelegte Hotelbau überspannt die Via Mobile brückenartig.

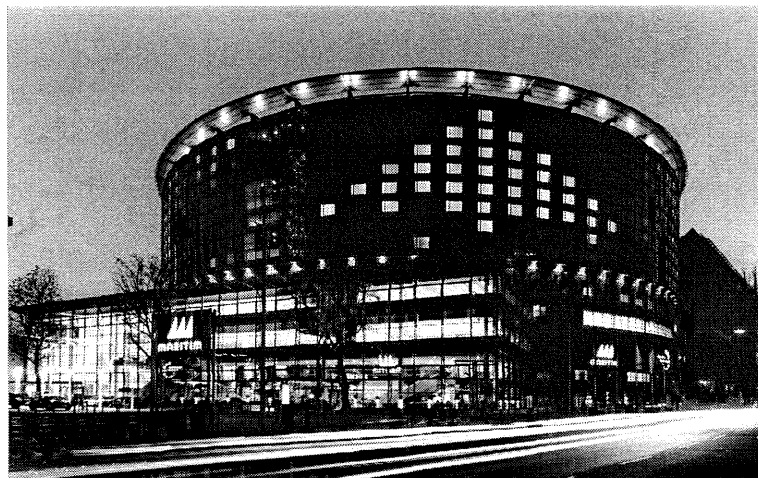


Bild 1 Congress Center Messe Frankfurt - Ansicht von Osten

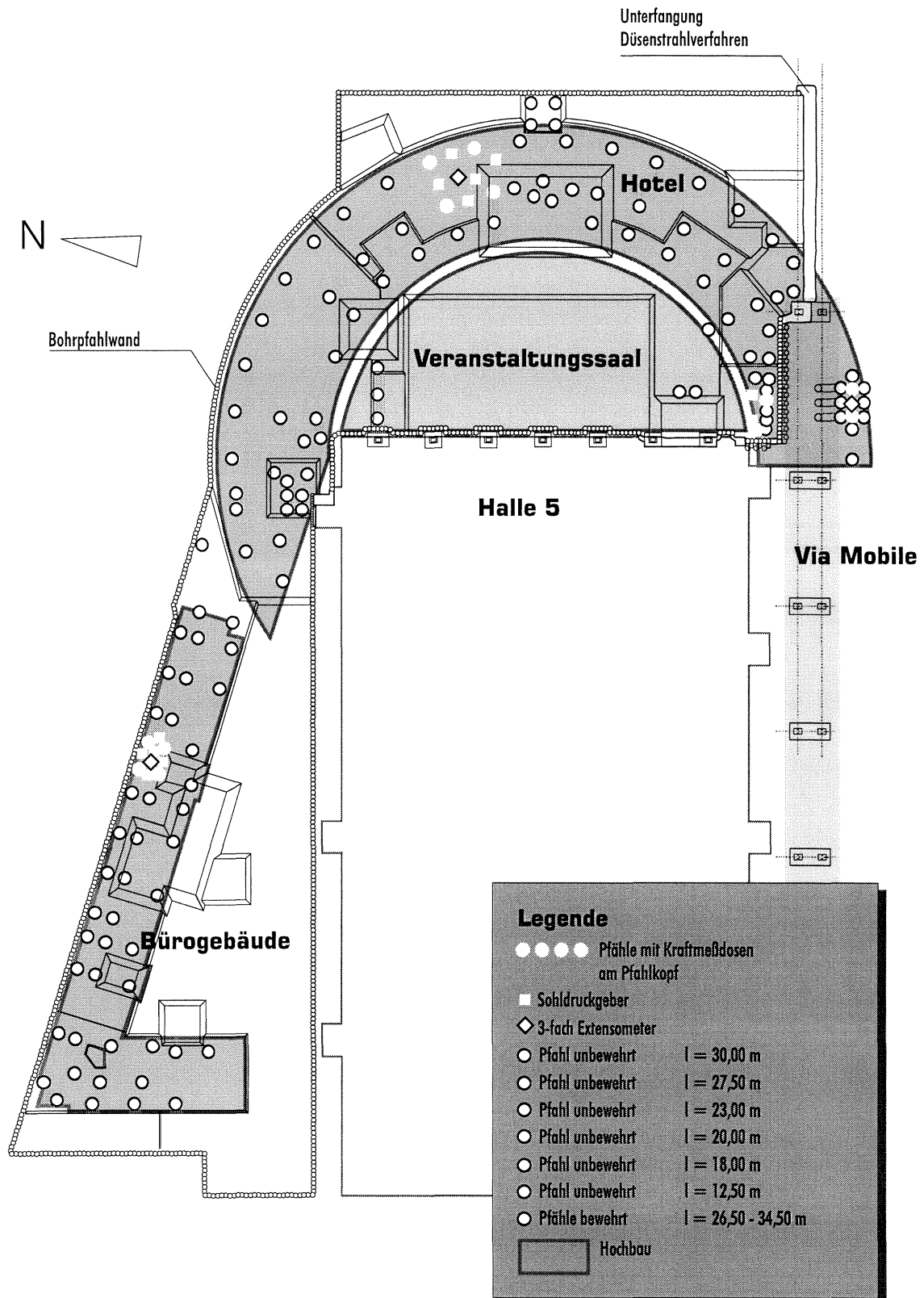


Bild 2 Grundrißplan mit Gründungspfählen und geotechnischen Meßeinrichtungen

Das gesamte Bauwerk ist zweifach unterkellert und auf einer fugenlosen, monolithischen und druckwasserdichten 10.200 m² großen und 0,8 m bis 2,7 m dicken Gründungsplatte gegründet. Unter der Gründungsplatte sind wegen der exzentrischen Lastkonfiguration zur Vermeidung unzulässiger Verkantungen insgesamt 141 Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 130 cm und Längen von 12,5 m bis 34,5 m angeordnet, die zusammen mit der Fundamentplatte die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) bilden (Bild 2). Die Bauwerkslasten betragen im Bereich der KPP im Gebrauchszustand $Q = G + P = 1800 \text{ MN}$.

Die Gründungssohle liegt etwa im Niveau der Schichtgrenze der quartären zu den tertiären Bodenschichten in 8 m Tiefe unter der Geländeoberfläche. Bei den quartären Schichten handelt es sich um die Sande und Kiese der Mainterrasse. Die tertiären Ablagerungen bestehen hier bis in große Tiefen aus dem Frankfurter Ton, einer Wechsellagerung aus steifplastischen Tonen, schluffigen Sanden und Kalk- und Dolomitsteinbänken. Das Grundwasser steht in 4,5 m Tiefe unter der Geländeoberfläche an.

2 Entwurf der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

In den Ausschreibungsunterlagen war eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) mit insgesamt 312 Bohrpfählen, $\varnothing 90 \text{ cm}$, die in einem festen Raster von 5,0 m x 5,0 m unter den hochbelasteten Bereichen des Gebäudes angeordnet werden sollten, als Alternative zu einer Flachgründung beschrieben.

Das Gründungskonzept mit einer Flachgründung wurde nicht weiterverfolgt, da dies zu unzulässig großen Setzungen und Setzungsunterschieden geführt hätte.

In einem von der Technischen Abteilung der Philipp Holzmann AG durchgeführten Optimierungsprozeß wurden im Rahmen der Ausführungsplanung Pfahlanzahl, Pfahldurchmesser und Pfahlanordnung modifiziert.

Im Rahmen dieses Optimierungsprozesses der KPP wurden vom Institut für Geotechnik der Technische Hochschule Darmstadt mit dem von Arslan et al. (1994) beschriebenen Strukturmodell mit einem elastoplastischen Stoffansatz für den Boden numerische Computersimulationen zum Tragverhalten der Gründungspfähle durchgeführt.

Das Tragverhalten der Pfähle der KPP wurde in den durchgeführten Finite Elemente-Simulationen zum einen mit einem rotationssymmetrischen Modell, in dem ein Einzelpfahl mit Bodenplatte abgebildet wurde, zum anderen mit einem 3D-Modell, das unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften einen Streifen aus der Gründungsplatte mit 3 Pfählen darstellt, untersucht.

Unter der Annahme, daß das Tragverhalten eines Pfahles der KPP von den beiden oben beschriebenen Modellen eingegrenzt wird, wurde durch Auswertung der mittels der numerischen Computersimulationen für verschiedene Pfahllängen erzeugten Last-Setzungslinien (Bild 3) eine Abhängigkeit zwischen Pfahllänge, Pfahllast und Setzung gewonnen (Bild 4).

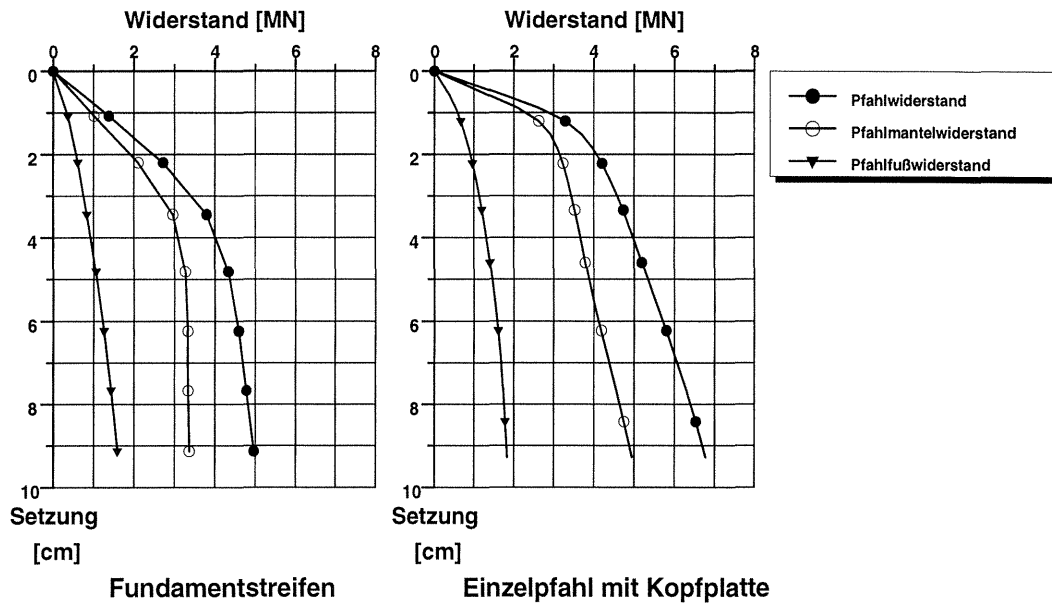


Bild 3 Last-Setzungslinie eines 15 m langen Pfahles mit Kopfplatte und eines 15 m langen Pfahles unter dem Fundamentstreifen

Bei der anschließenden Bemessung der Gründungsplatte mit dem Bettungsmodulverfahren wurden die Pfähle als konstante von unten nach oben wirkende Kraftgrößen in das Berechnungsmodell eingeführt (Thaer, 1991). Die Pfahlreaktionen wurden dabei so gewählt, daß ein vorgegebenes Setzungsmaß von 5 cm nicht überschritten wurde. Mit der jeweiligen Pfahllast und der aus der Berechnung gewonnenen Setzung wurde aus dem in Bild 4 dargestellten Diagramm die Pfahllänge bestimmt, wobei Zwischenwerte interpoliert werden konnten.

Als Ergebnis des durchgeführten Entwurfs- und Optimierungsprozesses der KPP konnte die ursprüngliche Pfahlanzahl von 312 Pfählen, \varnothing 90 cm, auf 130 Pfähle, \varnothing 130 cm, reduziert werden.

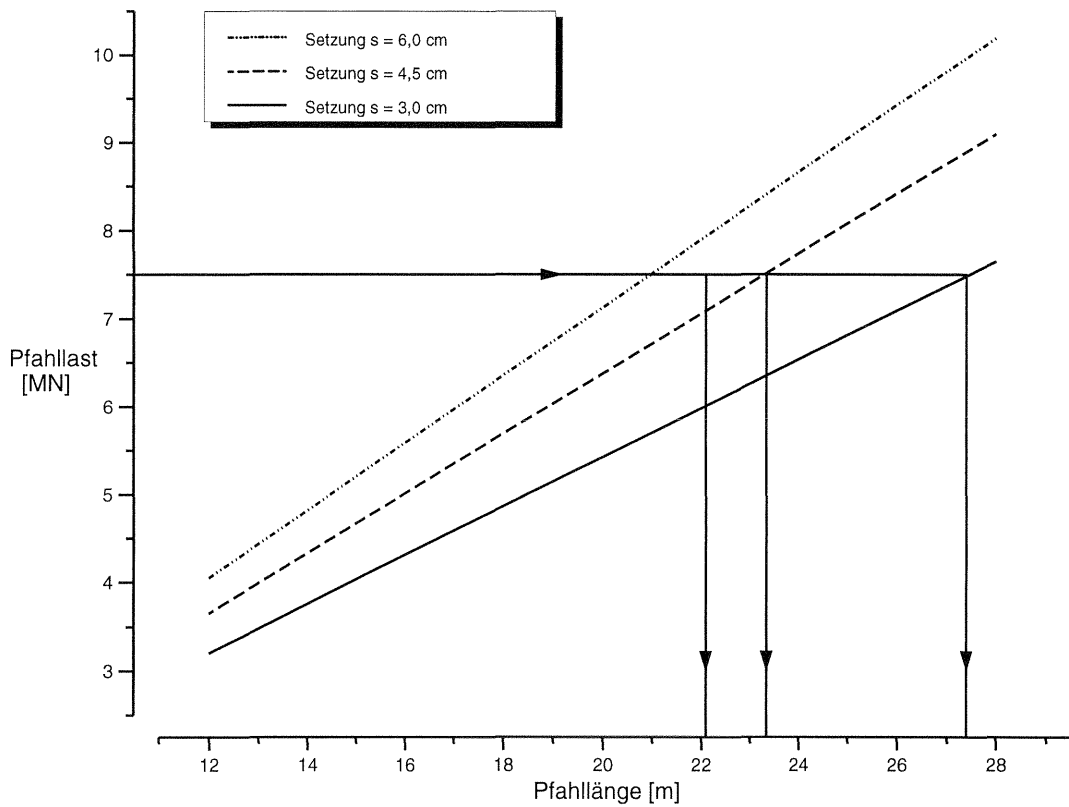


Bild 4 Pfahllast in Abhängigkeit der Pfahllänge und der Setzung

Der Pfahlplattenkoeffizient α_{KPP} , der den Anteil der Bauwerkslast, der von den Pfählen abgetragen wird angibt, beträgt für den Bereich des Hotels $\alpha_{KPP} = 0,42$ und für den Bereich des Bürogebäudes $\alpha_{KPP} = 0,41$ und liegt damit in dem von Katzenbach (1995) angegebenen Bereich von $\alpha_{KPP} = 0,4 \div 0,6$ der bisher in Frankfurt ausgeführten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen.

Bild 5 und Bild 6 zeigen das Bauwerk mit KPP im Bereich des Hotels und des Bürogebäudes.

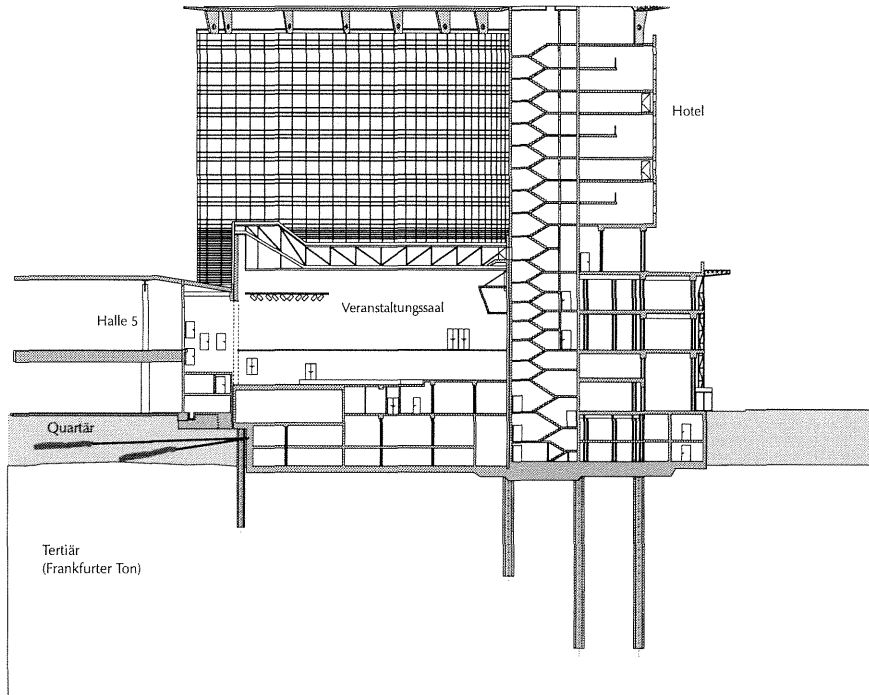


Bild 5 Schnitt durch das Hotel

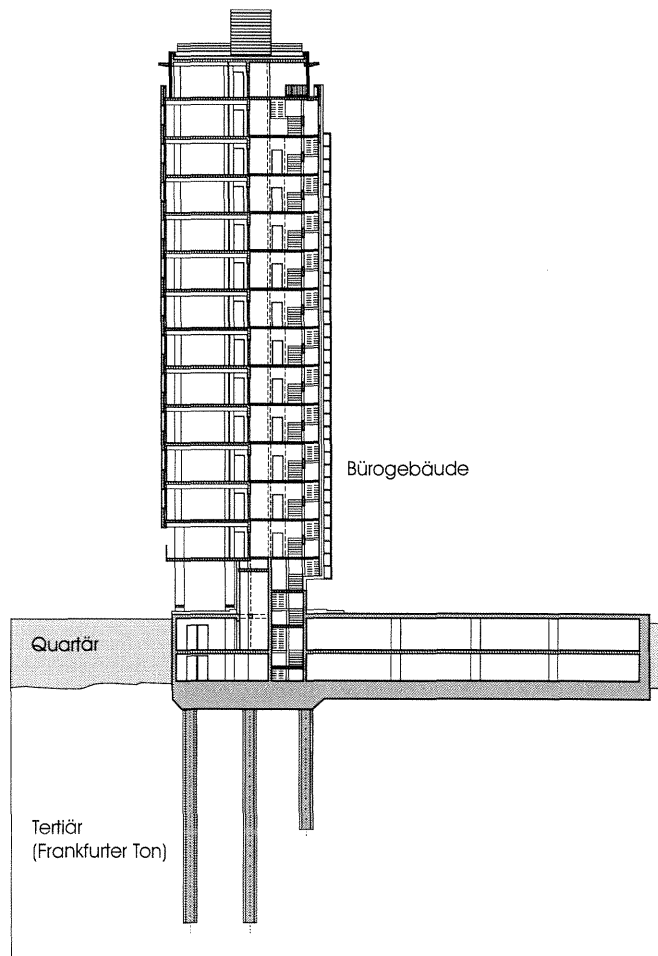


Bild 6
Schnitt durch
das Bürogebäude

3 Sonderbereich Via Mobile-Überbauung

Der kreisringförmige Hotelbau überspannt an der Südseite des Gebäudes mit den Obergeschossen das Personentransportsystem Via Mobile und ist hier selbst als Brückenbau angelegt (Bild 7 und Bild 8). Die Spannweite der 9geschossigen Überbauung beträgt 15 m. An den Auflagerpunkten im Gebäude und jenseits der Via Mobile sind Lasten von 48 MN abzutragen. Das südliche Auflager der Brückenkonstruktion über die Via Mobile wird durch zwei Stützen gebildet, die eine Belastung von 42 MN über zehn Großbohrpfähle, \varnothing 130 cm mit Längen von 26,5 m und 32 m, bzw. 6 MN über einen Großbohrpfahl, \varnothing 130 cm und einer Länge von 34,5 m, in den Baugrund abtragen.



Bild 7 Brückenüberbau über die Via Mobile im Bauzustand

Die Grenztragfähigkeit der Pfahlgruppe, die als konventionelle Pfahlgründung gegründet wurde, wurde aus der numerischen Computersimulation mit dem Strukturmodell gewonnen. Die Pfahlgruppe wurde dabei unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften als 3D-Finite Elemente Struktur modelliert.

Im Lasteinleitungsbereich der Via Mobil-Überbauung unter dem Hotel wurde ein wandartiges Gründungselement aus 6 Pfählen, \varnothing 130 cm mit einer Länge von 30 m, ausgeführt, dessen Tragverhalten ebenfalls mit dem Strukturmodell in einer 3D-Finite Elemente Berechnung untersucht wurde.

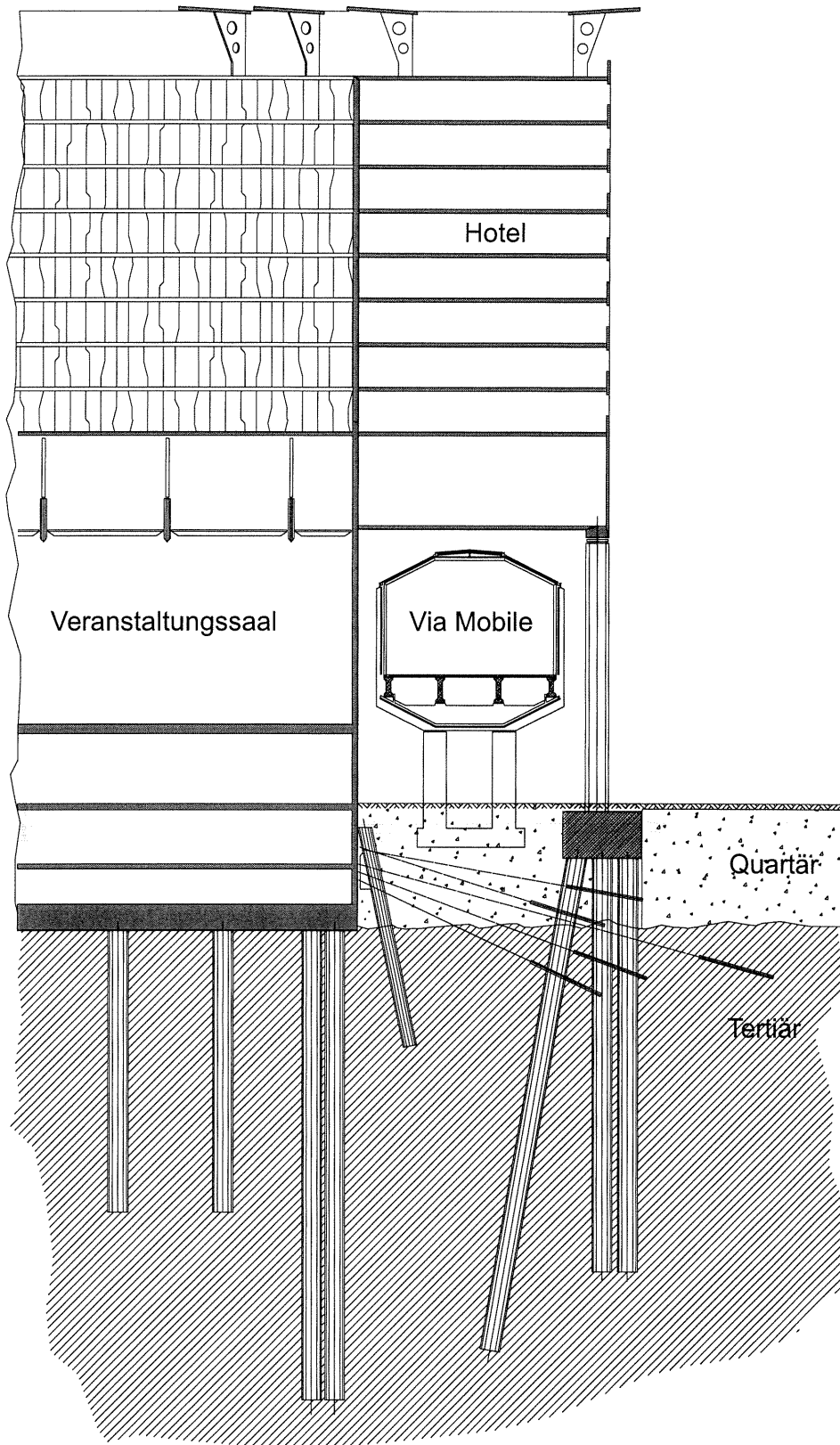


Bild 8 Brückenüberbau über die Via Mobile im Schnitt

Zur Aufnahme der Setzungsdifferenzen zwischen der KPP im Bereich des Hotels und der Pfahlgründung der Stützen der Via Mobile-Überbauung wurden über den Stützenköpfen nachstellbare Brückenlager eingebaut (Bild 9).

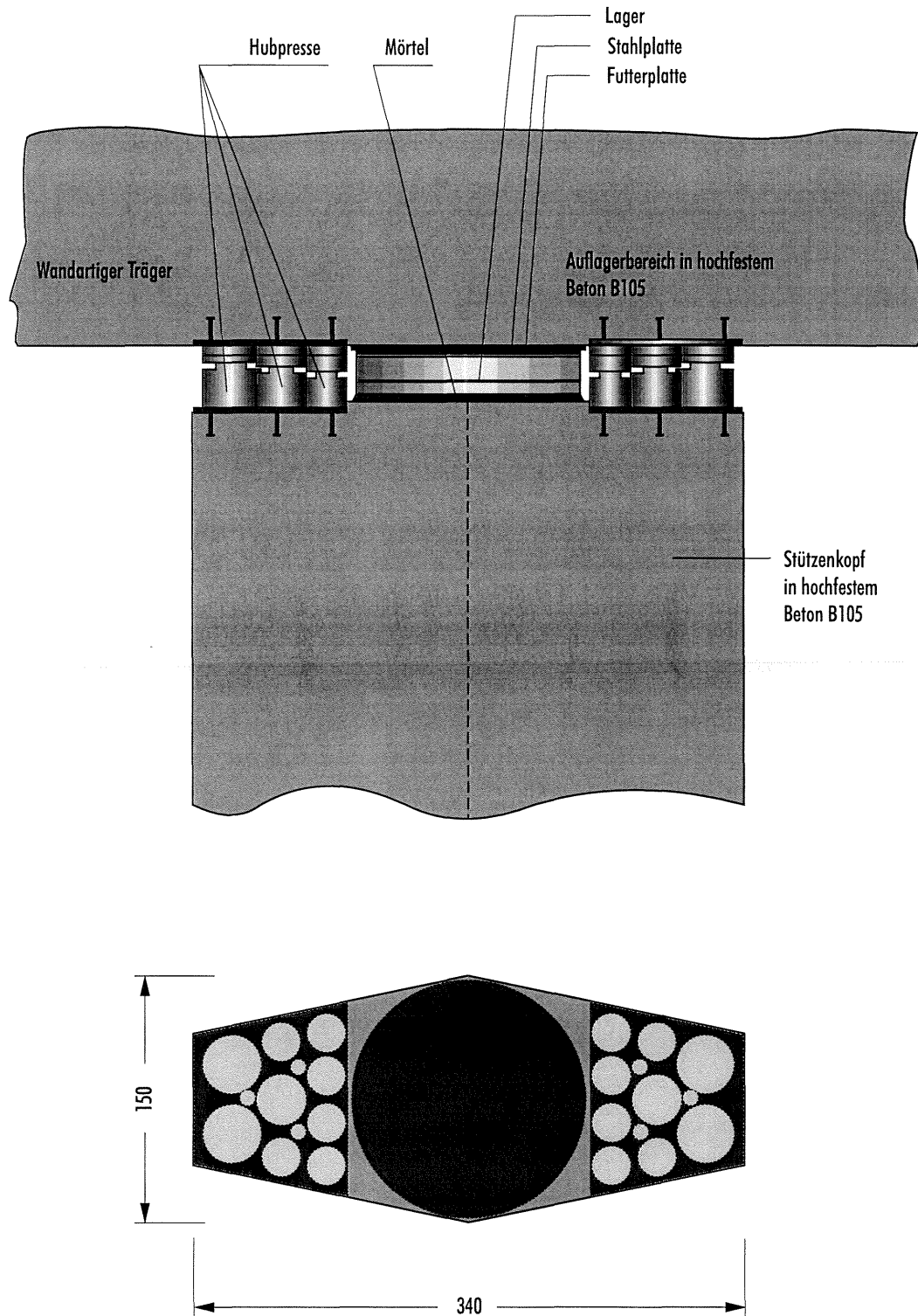


Bild 9 Brückenlager mit Stütze

4 Pfahlherstellung

Die Gründungspfähle wurden von dem 3 m tief unter der Geländeoberfläche liegenden Voraushubniveau gebohrt. Pfähle bis 20 m Länge wurden mit Drehbohrgeräten in verrohrter Bohrung ausgeführt, während die übrigen bis 34,5 m langen Pfähle mit Greifergeräten und Verrohrungsmaschine gebohrt worden sind (Bild 10).

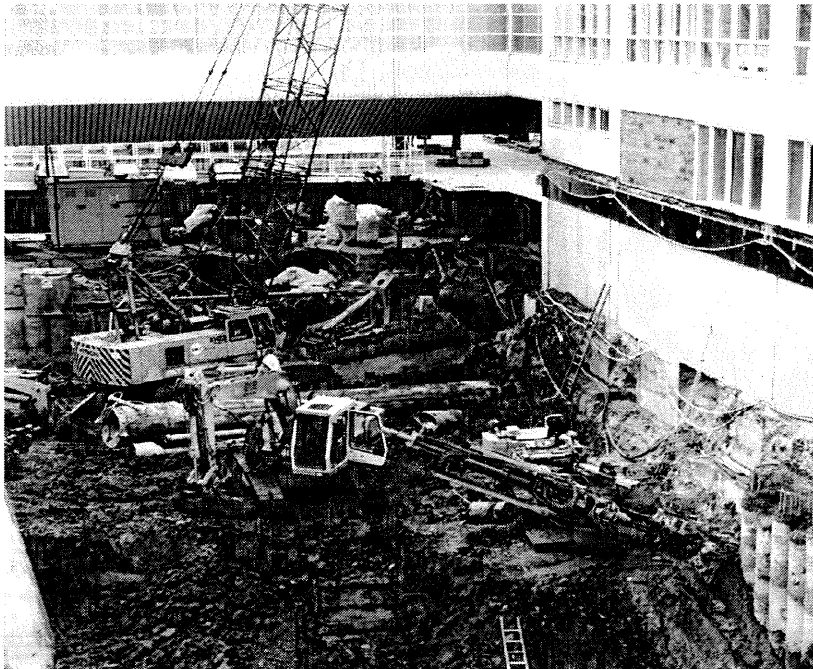


Bild 10 Gründungsarbeiten im Bereich der Via Mobile-Überbauung

Durch Überwachung der Pfahlherstellung nach einem hierfür entworfenen Qualitätsmanagement-Plan konnten systematische Herstellungsfehler vermieden werden.

Nach Beurteilung des Überbetons und des Schaftbetons eines nach der Herstellung freigelegten Pfahles mußte dieser durch Überbohren vollständig ersetzt werden, da trotz Einbringen des Pfahlbetons im Kontraktorverfahren Entmischungen aufgetreten waren. Diese Entmischungen waren zum einen auf nicht entspannte wasserführende Schichten, die einen Wasserzutritt in den Pfahlbeton hervorrufen können, zum anderen auf entspannte, aber hochdurchlässige Schichten, die zum Feinteilenzug aus dem Pfahlbeton führen können, zurückzuführen.

Aufgrund dieser Erkenntnisse wurden die Pfähle nach Erreichen des Endaushubes und dem Absprengen des Überbetons mit hydraulischen Spaltgeräten mit Hilfe der Low-Strain-Methode (Hammerschlagmethode) hinsichtlich der Integrität des Pfahlbetons untersucht. Mit dieser Untersuchungsmethode können Pfahlimperfectionen wie eine unzureichende Pfahllänge, Einschnürungen und Ausbauchungen des Schafts erkannt werden (Klingmüller, 1993).

Zwei Pfähle, bei denen aufgrund der Ergebnisse der Integritätsprüfung mit der Low-Strain-Methode Fehlstellen zu vermuten waren, wurden mittels Kernbohrungen im Schaft weitergehend untersucht. Erkannte Fehlstellen wurden mit Feinstzement verpreßt.

An weiteren Pfählen konnten Fehlstellen als Risse und Einschnürungen eingestuft werden. Es wurde nachgewiesen, daß die unter Berücksichtigung des Lastabtrags durch die Mantelreibung verbliebene Pfahlkraft durch den Restquerschnitt aufgenommen werden kann.

5 Geotechnische Meßeinrichtungen

Da die Kombinierte Pfahl-Plattengründung über die derzeit gültigen Regelwerke hinausgeht, wurde die Gründung des CMF im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN V ENV 1997-1 (EC 7) und DIN V 1054-100 mit geotechnischen Meßeinrichtungen bestückt.

Dies sind im einzelnen (Bild 2):

- 3 dreifach Extensometer
- 12 Sohldruckgeber
- 12 Kraftmeßdosen am Pfahlkopf

Zur Überwachung der Horizontalverschiebungen der Baugrubenwände wurden 5 Verbau-pfähle mit Inklinometern bestückt.

Der Grundwasserstand im Bereich des CMF wird mit insgesamt 15 Grundwassermeß-pegeln beobachtet.

Zur Überwachung der Setzungen sind im gesamten Gebäude 37 Nivellementpunkte ange-ordnet.

Die geotechnischen Meßeinrichtungen zur Überwachung des Tragverhaltens der Grün-dung sind in 4 verschiedenen Gründungsbereichen angeordnet. Unter dem Hotel und dem Bürogebäude wurde jeweils eine Gruppe von vier Pfählen mit Kraftmeßdosen am Pfahl-kopf ausgestattet. Im Bereich um diese Meßpfähle wurden jeweils 5 Sohldruckgeber an-geordnet. Mit Hilfe eines dreifach Extensometers im Zentrum der Pfahlgruppe kann die Setzungsverteilung über die Tiefe bestimmt werden. In der Pfahlgruppe der KPP, die das nördliche Wiederlager der Via Mobile Überbauung bildet, wurden an zwei Pfählen Kraft-meßdosen installiert. In diesem Bereich wurden zwei Sohldruckgeber eingebaut. In der Pfahlgruppe des südlichen Wiederlagers der Via Mobile Überbauung wurden zwei Pfähle mit Kraftmeßdosen ausgestattet sowie ein dreifach Extensometer gesetzt.

Am Beispiel des Hotels und des Bürogebäudes sollen die Ergebnisse der durchgeführten geotechnischen Messungen, soweit sie zum jetzigen Zeitpunkt vorliegen, vorgestellt werden (Bild 11).

Im Bereich des Hotels betragen die mittleren Pfahlkräfte in der Meßgruppe 6,5 MN (Planmäßige Pfahllast = 7,5 MN) und die mittleren Sohlspannungen 75 kN/m², während sich im geringer belasteten Bereich des Bürogebäudes in der Meßgruppe mittlere Pfahlkräfte von 4,2 MN (Planmäßige Pfahllast = 5,7 MN) und mittlere Sohlspannungen von 65 kN/m² eingestellt haben.

Die Setzungen betragen im Bereich der Meßgruppe des Hotels 5,8 cm und im Bereich der Meßgruppe des Bürogebäudes 4,2 cm.

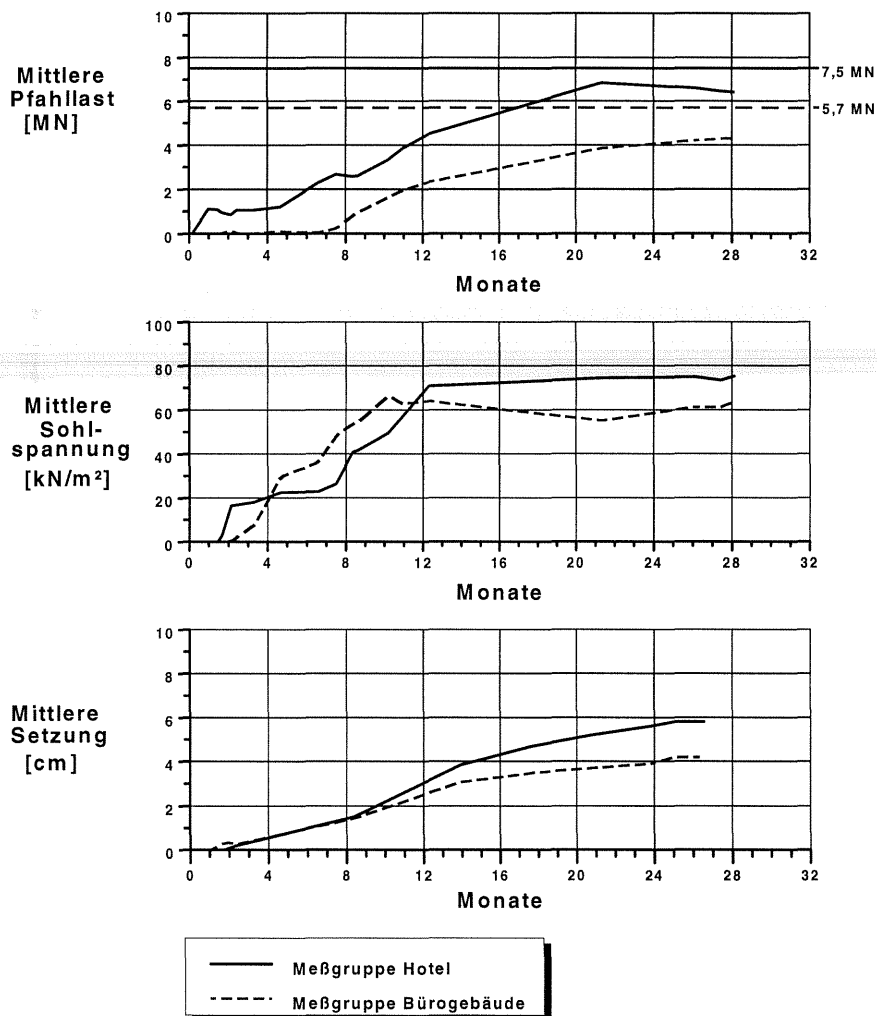


Bild 11 Zeitliche Entwicklung der Pfahlkräfte, Sohlspannungen und Setzungen im Bereich des Hotels und des Bürogebäudes

Am Beispiel des Hotels und des Bürogebäudes sollen die Ergebnisse der durchgeführten geotechnischen Messungen, soweit sie zum jetzigen Zeitpunkt vorliegen, vorgestellt werden (Bild 11).

Im Bereich des Hotels betragen die mittleren Pfahlkräfte in der Meßgruppe 6,5 MN (Planmäßige Pfahllast = 7,5 MN) und die mittleren Sohlspannungen 75 kN/m², während sich im geringer belasteten Bereich des Bürogebäudes in der Meßgruppe mittlere Pfahlkräfte von 4,2 MN (Planmäßige Pfahllast = 5,7 MN) und mittlere Sohlspannungen von 65 kN/m² eingestellt haben.

Die Setzungen betragen im Bereich der Meßgruppe des Hotels 5,8 cm und im Bereich der Meßgruppe des Bürogebäudes 4,2 cm.

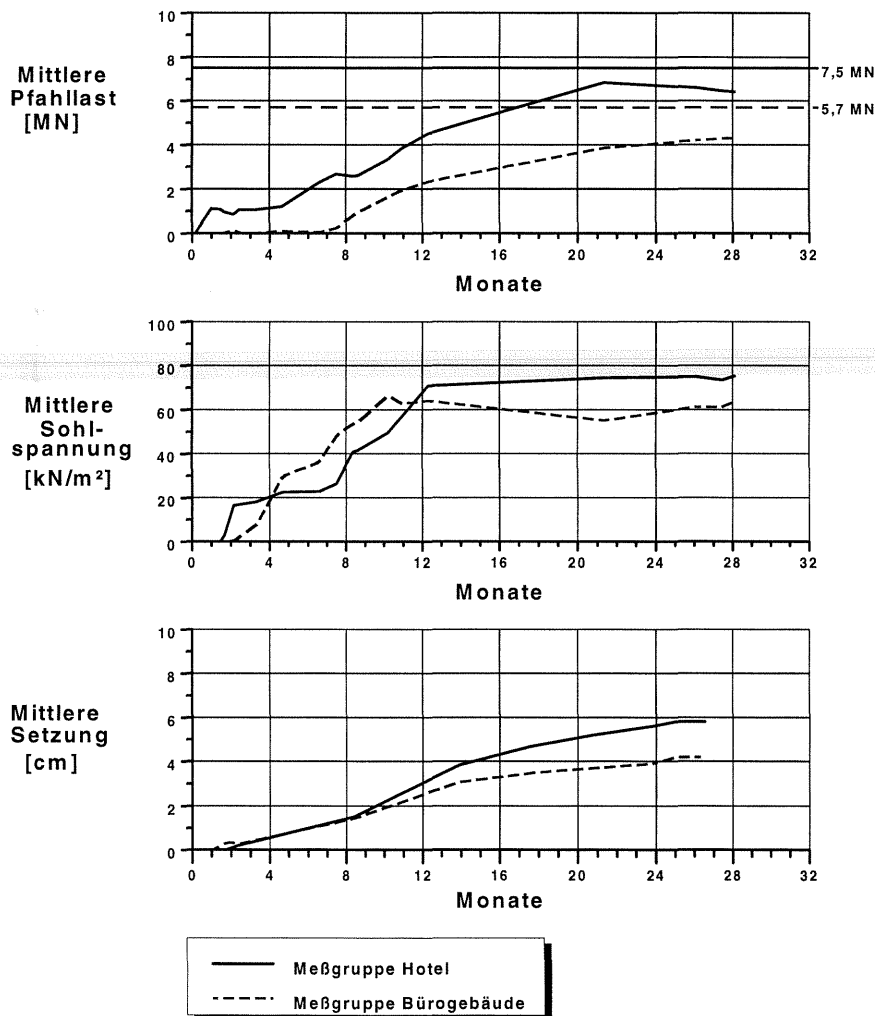


Bild 11 Zeitliche Entwicklung der Pfahlkräfte, Sohlspannungen und Setzungen im Bereich des Hotels und des Bürogebäudes

6 **Schlußbemerkungen**

Das Congress Center Messe steht in der Reihe von Hochhäusern in Frankfurt am Main, wie z.B. dem Messeturm und dem Japan-Center (Lutz et al., 1996), deren Gründung als KPP ausgeführt wurde.

Im Gegensatz zu diesen Bauwerken mit relativ gedrunenen Gründungskörpern ist die hier vorgestellte Gründung von flächenhafter Ausdehnung, wobei nur unter den hochbelasteten Bereichen der Bodenplatte Pfähle angeordnet sind, um ein vorgegebenes Setzungsmaß einzuhalten und Schiefstellungen zu minimieren.

Zur Erzeugung großer Stützwirkungen unter hochbelasteten Bereichen kamen im Rahmen dieses Bauvorhabens auch wandartige Gründungselemente aus tangierend in Reihe gestellten Pfählen zum Einsatz.

Literatur

- Arslan, U., Katzenbach, R., Quick, H., Gutwald, J. (1994)
Dreidimensionale Interaktionsberechnung zur Gründung der vier neuen Hochhaus-türme in Frankfurt am Main. Vorträge der Baugrundtagung 1994 in Köln, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 425-437
- Katzenbach, R. (1995)
Hochhausgründungen im setzungsaktiven Frankfurter Ton - Innovationen für neue Gründungstechniken. Beiträge zum 10. Christian Veder Kolloquium, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz, Mitteilungsheft Nr. 13, 44-58
- Klingmüller, O. (1993)
Dynamische Integritätsprüfung und Qualitätssicherung bei Bohrpfählen.
Geotechnik 16, Nr. 2, 72-80
- Lutz, B., Wittmann, P., El-Mossallamy, Y., Katzenbach, R. (1996)
Die Anwendung von Pfahl-Plattengründungen - Entwurfspraxis, Dimensionierung und Erfahrungen mit Gründungen in überkonsolidierten Tönen auf der Grundlage von Messungen. Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 153-164
- Thaher, M. (1991)
Tragverhalten von Pfahl-Plattengründungen im bindigen Baugrund, Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche.
Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Serie Grundbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 15

Neue Zentrifugen-Modellversuche an Pfahl-Plattengründungen zum Einfluß des Pfahlabstands auf die Mantelreibung

Dipl.-Ing. Thomas Bott, Prof. Dr.-Ing. H.L. Jessberger

Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum

Kurzfassung: Der Einfluß auf die Größe der Mantelreibung ist Gegenstand eines aktuellen Forschungsvorhabens zur Untersuchung von Pfahlplattengründungen unter Verwendung der Zentrifugenmodelltechnik. Im Rahmen dieses Aufsatzes steht die Beschreibung des Versuchsaufbaus und der Versuchsdurchführung im Vordergrund. Ferner werden erste Ergebnisse zur Entwicklung der Mantelreibung in Abhängigkeit der Lage der Pfähle innerhalb der Pfahlgruppe vorgestellt.

1 Einleitung

Pfahlplattengründungen werden insbesondere bei turmartigen Bauwerken eingesetzt, bei denen eine Flächengründung zu nicht vertretbaren Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen führen würde. Durch die Verwendung von Pfählen wird ein Teil der Bauwerkslasten in tiefere, meist steifere Schichten abgetragen und dabei der Setzungsvorgang des Bauwerks verlangsamt und ausgeglichen. Das bedeutet, daß durch das Pfahlplatten-System Bauwerksschiefstellungen sicher vermieden werden.

Die Verteilung der Lastanteile auf die verschiedenen Tragelemente - Pfähle und Platte - wird dabei von den geometrischen und bodenmechanischen Randbedingungen beeinflusst.

Die Untersuchung des Verlaufes der Kräfte entlang der Pfähle ist Gegenstand eines zur Zeit am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum bearbeiteten DFG-Forschungsvorhabens. Im Zentrifugenmodellversuch können einzelne Parameter - unter sonst gleichen Randbedingungen - gezielt variiert und deren Einflüsse auf den Pfahlkraftverlauf beobachtet werden. Bei entsprechenden In-situ-Messungen sind

aufgrund der unterschiedlichen Systeme und Randbedingungen nur eingeschränkt Vergleiche des Pfahlkraftverlaufs möglich.

Bei der Entwicklung des Zentrifugenmodells und der Versuchsdurchführung konnte auf die Erfahrungen aus den Forschungsarbeiten von Thaher (1991) an der Bochumer geotechnischen Großzentrifuge aufgebaut werden. Thaher hat den Anteil der Pfahlkräfte innerhalb der Pfahlgruppe im Verhältnis zur Gesamtlast in Abhängigkeit der Anzahl der Pfähle sowie der Pfahlgeometrie (Länge und Durchmesser) untersucht. Mit diesen Kenntnissen konnte ein Berechnungsverfahren zur Lastabtragung innerhalb von Pfahlplatten Gründungen gefunden werden. Das Verfahren beruht auf der Lastabtragung in den Baugrund in mehreren Lastabtragungsebenen und wird von Thaher (1991) detailliert vorgestellt. Im Rahmen des aktuellen Forschungsvorhabens ist die Einbeziehung der aus den neuen Versuchen gewonnenen Erkenntnisse in dieses Verfahren geplant.

Ziel des aktuellen Forschungsvorhabens ist die Ermittlung der Pfahlkraftverteilung und insbesondere der aktivierbaren Mantelreibung bei verschiedenen Pfahlabständen. Die Gründungsfläche und die Pfahlabmessungen bleiben bei den Versuchen konstant, so daß nur der bezogene Pfahlabstand und somit auch der Randabstand der Pfahlgruppe variiert werden.

Aus dem derzeitigen Bearbeitungsstand des Forschungsvorhabens werden hier erste Ergebnisse vorgestellt.

2 Zentrifugenmodelltechnik

Für die Untersuchung von Pfahlplattengründungen wirken sich in der Zentrifugenmodelltechnik der im Vergleich zu In-situ-Messungen geringe Aufwand für die Herstellung des Modells, die kurze Versuchsdauer und insbesondere die relativ problemlose Variation der Versuchsanordnung und deren Randbedingungen positiv aus.

Der Prototyp, der die wesentlichen Elemente des realen Projekts enthält, wird maßstabsgerecht in einem physikalischen Modell nachgebildet, das in ein um den Faktor n gegenüber der normalen Erdbeschleunigung erhöhtes Schwerfeld ($n \cdot g$) gebracht wird.

Das Schwerfeld wirkt auf jedes Massenelement innerhalb des Modells. Die dadurch hervorgerufenen Eigengewichtsspannungen summieren sich so auf, daß im Modell an geometrisch im Verhältnis zum Prototyp gleichen Orten der gleiche Spannungszustand herrscht. Darüberhinaus ergibt sich eine Spannungsverteilung über die Schichtdicke, die dem Prototyp entspricht (siehe Bild 1). In Tabelle 1 sind Maßstabsfaktoren für die Übertragung zwischen Modell- und Prototypmaßstab aufgelistet.

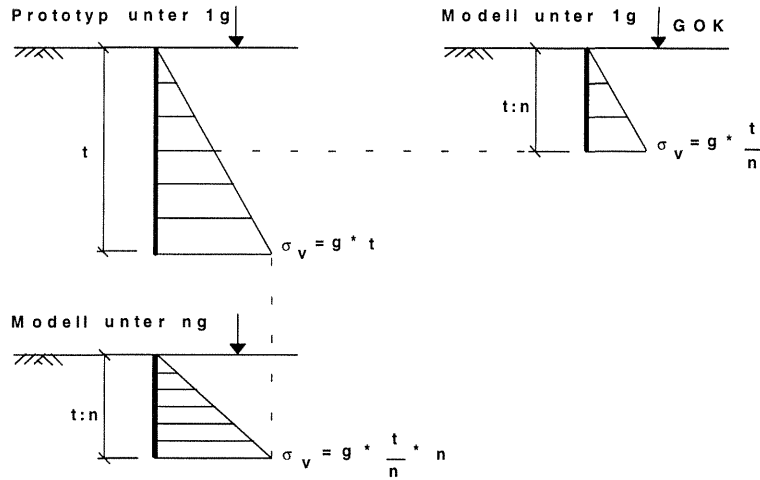


Bild 1 Vergleich der Modellspannungszustände im 1g- und ng-Schwerefeld

Kenngröße	Prototyp	Modell	
		1g	ng
lineare Abmessungen	1	1/n	1/n
Fläche	1	1/n ²	1/n ²
Volumen	1	1/n ³	1/n ³
Masse	1	1/n ³	1/n ³
Kohäsion (Spannungswerte)	1	1/n	1
Elastizitätsmodul	1	1/n	1
Kraft	1	1/n ³	1/n ²
Spannung	1	1/n	1
Zeit bei Konsolidierungsvorgängen (Theorie v. Terzaghi)	1	1/n	1/n ²

Tabelle 1 Maßstabsfaktoren

Die Geotechnische Großzentrifuge Z1 (Jessberger, Güttler 1988) verfügt über 132 Schleifringe zur Signalübertragung sowie Drehdurchführungen zur Kühlung bzw. Erhitzung eines Modells (-196 bis +200 °C) und zur Übertragung von pneumatisch oder hydraulisch erzeugten Drücken von bis zu 300 bar. Die Z1 erreicht eine maximale Radialbeschleunigung von 250 g. Mit der Modellmasse von 2 t ergibt sich eine Kapazität von 500 t.

3 Pfahlplattengründungsmodell

Im Zentrifugenmodellversuch besteht das Bauwerksmodell der Pfahlplattengründung aus Gründungsplatte und Bohrpfählen als tragenden Komponenten und dem Modellboden. Hinzu kommen Meßgrößenaufnehmer und die Belastungseinrichtung. Auf den Modellboden und die tragenden Komponenten soll im folgenden näher eingegangen werden.

Modellboden

Der Modellboden besteht aus einem technisch aufbereiteten Rohkaolin 2069d. Die bodenmechanischen Parameter des Modellbodens sind Tab. 2 zu entnehmen.

Wichte unter Auftrieb γ'	9,13 kN/m ³
Wassergehalt	35,64 %
Schlämmkorn <0,002 mm	60 %
Schlämmkorn <0,06 mm	100 %
Steifemodul E_s	174,88 + 835,22·z [MN/m ²]
Scherparameter φ'	15,3°
Scherparameter c'	26,1 kN/m ²
Einaxiale Druckfestigkeit	0,15 MN/m ²

Tabelle 2 Bodenkenngrößen des Modellbodens

Pfähle

Die Modellpfähle bestehen aus einer Aluminiumlegierung und sind mit einer Sandbeschichtung versehen, mit der eine Oberflächenrauigkeit vergleichbar der eines Ortbetonpfahls erzeugt wird (Kotthaus 1992). Der Rohrquerschnitt ist so gewählt, daß seine Dehnsteifigkeit EA in etwa der eines B25 Beton-Vollquerschnitts entspricht. An der Innenseite des Pfahls sind in gleichmäßigen Abständen 6 DMS-Meßquerschnitte angeordnet, die die Bestimmung des Pfahlkraftverlaufs ermöglichen (siehe Bild 2). Die Prototypabmessungen der Pfähle betragen: $D_p = 1.50$ m, $L_p/D_p = 10$ und $x/D_p = 4$. Der Einsatz der Meßpfähle und Druckmeßdosen erfolgt an repräsentativen Positionen (siehe Bild 3).

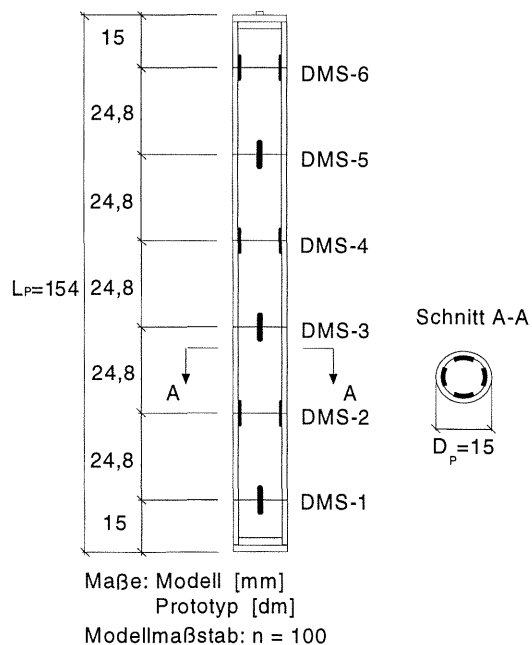


Bild 2 Meßpfahl

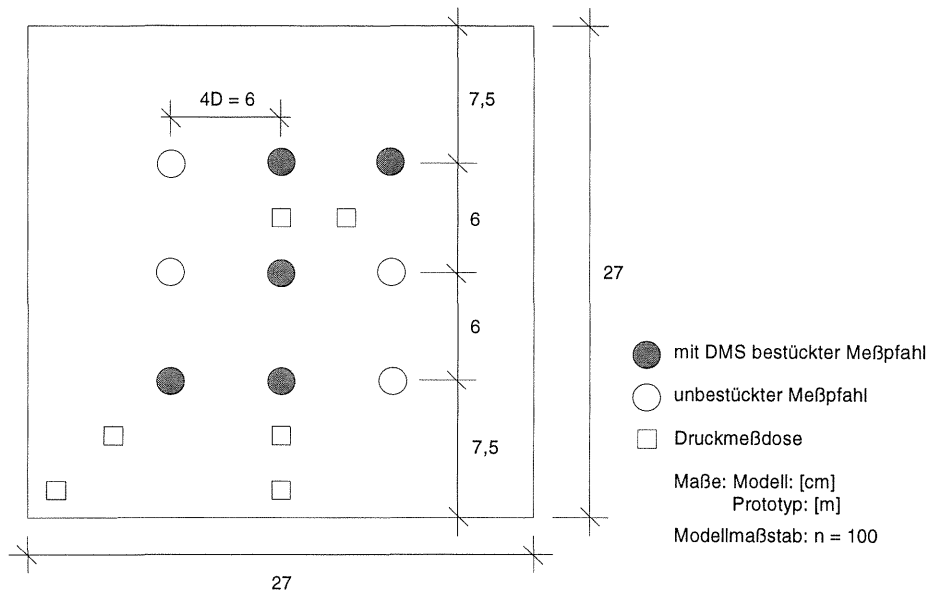


Bild 3 Anordnung der Pfähle und Druckmeßdosen

Gründungsplatte

Die Gründungsplatte besteht aus einer Aluminiumlegierung. Sie entspricht einem Prototyp mit den Maßen 27 m x 27 m x 2,5 m. Sie ist im Vergleich zum Boden als starr zu betrachten.

4 Versuchsdurchführung

Die Belastung wird mit einem Hydraulikzylinder aufgebracht, an dem die Gründungsplatte mit einem Belastungsgestänge angehängt ist. Als Höchstlast stehen mit Zylinder und Eigengewicht der Platte bei 100g etwa 20 kN (Prototyp: 200 MN) zur Verfügung. Der Hydraulikzylinder verfügt über einen internen Wegaufnehmer und eine Kraftmeßdose.

Desweiteren besteht das Meßprogramm aus Wegaufnehmern zur Erfassung der vertikalen Gelände- und Modellverformungen, Druckmeßdosen zur Messung der Sohlspannungen und Porenwasserdruckaufnehmern zur Messung des Grundwasserspiegels und zur Kontrolle des Konsolidierungszustandes. Eine Videokamera dient zur Beobachtung des Versuchsablaufes.

Modellherstellung

Im Modellbehälter wird eine Schlämme aus Kaolin 2069d mit einem Wassergehalt von 61,5% hergestellt und im Großödometer konsolidiert. Es werden 5 Laststufen durchlaufen, wobei in der letzten Laststufe ein Stempeldruck von 1131 kN/m² als Konsolidierungs-

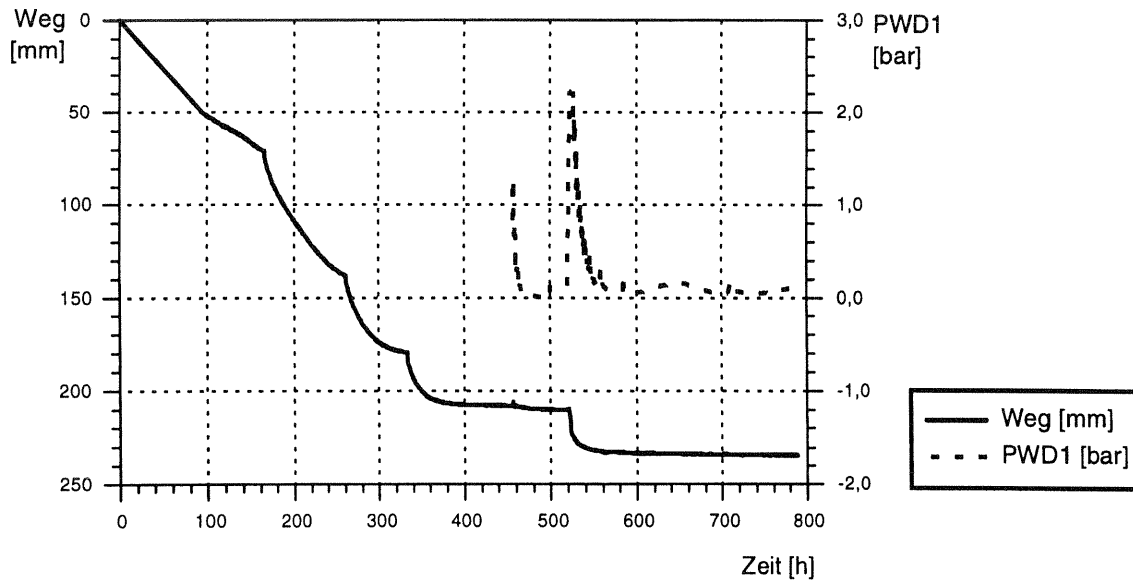


Bild 4 Konsolidierung im Großödometer

druck auf den Modellboden wirkt (siehe Bild 4). Die Konsolidierung wird mit Porenwasserdruckaufnehmern überwacht.

Nach dem Einbau des Modells, der Meßgrößenaufnehmer und der erforderlichen Aufbauten wird der Versuchsaufbau in die Zentrifuge gestellt und angeschlossen.

Versuchsablauf

Nach Erreichen einer Drehzahl von $151,2 \text{ min}^{-1}$ wirkt auf das Modell die 100-fache Erdbeschleunigung (bezogen auf $1/3$ Schichtdicke). Damit beginnt die zweite Konsolidierungsphase, die etwa 16,5 Stunden dauert; dies entspricht einer Prototypkonsolidierungszeit von etwa 20 Jahren. Während dieser Zeit kann sich ein dem Spannungszustand entsprechender Konsolidierungszustand einstellen, der mit Hilfe der Porenwasserdruckaufnehmer beobachtet werden kann. In Bezug auf die Vorkonsolidierungsspannung im Ödometer liegt die in Bild 5 dargestellte Überkonsolidierungsrate (OCR) vor.

Nach Abschluß der zweiten Konsolidierungsphase wird die Gründungsplatte auf Kraftkontakt auf die Pfähle abgesenkt. Die weggesteuerte Belastung wird mit einer Belastungsgeschwindigkeit im Modell von $15 \text{ mm} / 30 \text{ min}$ gefahren.

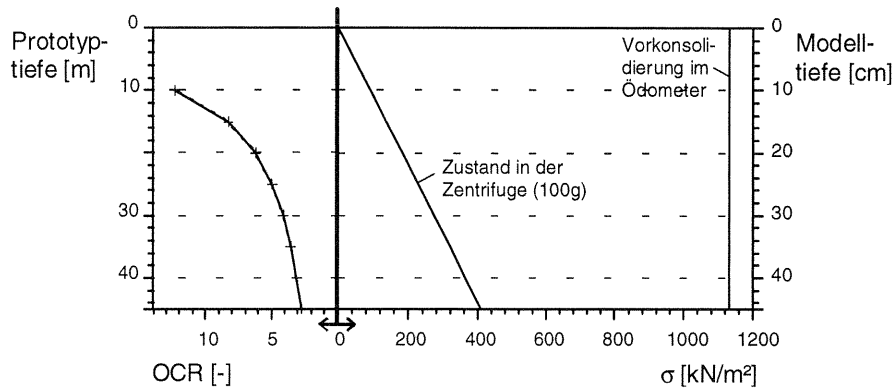


Bild 5 Spannungs- und OCR-Verlauf des Modellbodens über die Tiefe

Die Pfähle stehen 7,25 mm aus der Geländeoberfläche hervor und sie werden zu Beginn der Belastungsphase um diesen Weg in den Untergrund gedrückt. Somit ist gewährleistet, daß sich die Pfähle beim Aufsetzen der Platte auf den Boden vollständig im Grenzzustand befinden (Hansbo, Källström 1983; Hansbo, Jendeby 1983; Jendeby 1986, Randolph 1993).

Das Modell wird anschließend bis zu einer Gesamtlast von etwa 17 kN (Prototyp: 170 MN) belastet. In Bild 6a ist die Verteilung der Lasten zwischen der Platte Q_R und den Pfählen Q_P über die bezogene Setzung des Gesamtsystems aufgetragen. Die Summe der Pfahllasten Q_P bleibt über die gesamte Versuchsdauer nahezu konstant (Q_P in Bild 6a). Der Lastzuwachs wird fast vollständig über die Kontaktfläche Platte-Boden übertragen. Der Pfahlkraftanteil an der Gesamtlast (Q_P/Q) fällt kontinuierlich ab. Mit zunehmender Laststeigerung stellt sich ein Grenzwert von $Q_P = 0,2 Q$ ein (siehe Bild 6b).

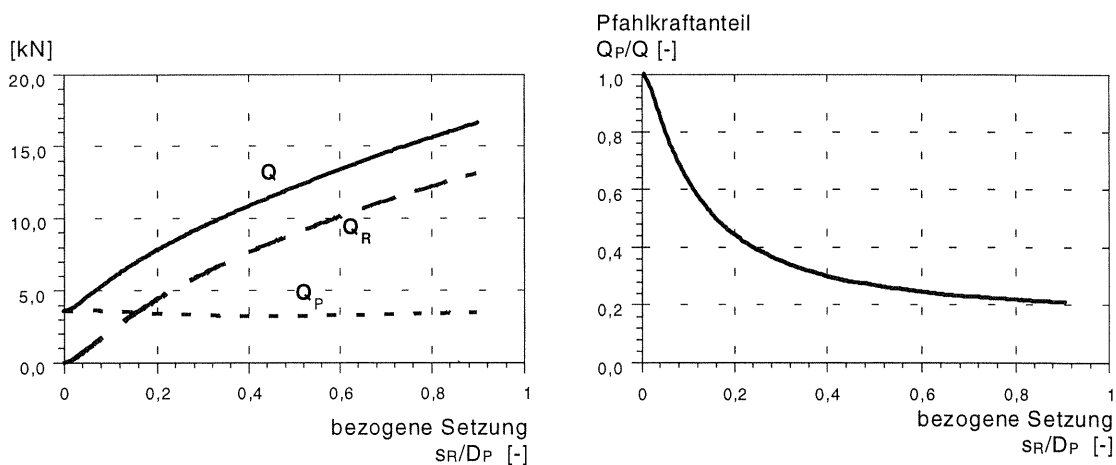


Bild 6 (a) Verlauf der Lastanteile Gesamtlast Q , Summe der Pfahllasten Q_P und Lastanteil der Platte Q_R ;
 (b) Pfahlkraftanteil Q_P an der Gesamtlast Q . Jeweils gegen die auf den Pfahldurchmesser D_P bezogene Setzung s_R ab dem Kontakt Platte-Boden aufgetragen

Pfahlkräfte

Bei genauerer Betrachtung der Entwicklung der Pfahlkräfte gegen die bezogene Setzung (siehe Bild 7) zeigt sich, daß die Pfahlkräfte mit zunehmendem Lasteintrag nicht konstant sind, sondern nach dem Kontakt Platte-Boden bei $s_p/D_p = 0,48$ (A) zunächst abfallen und nach Durchschreiten eines Minimums (B) zum Ende des Versuches hin (C) weiter ansteigen (A, B, C nach Bild 7). (A) kennzeichnet als Anfangspunkt den Kontakt Platte-Boden. Der Abfall der Pfahlkraft ist beim Randpfahl stärker ausgeprägt ($Q_B/Q_A = 0,85$) als beim Mittelpfahl ($Q_B/Q_A = 0,90$). Bezogen auf den Mittelpfahl werden für den Randpfahl bis zum Kontakt Platte - Boden (A) um 20 % größere Pfahlkräfte gemessen. Bis zu (B) fällt dieser Faktor auf 12 % ab und bleibt auf diesem Niveau. Für den Eckpfahl liegen die Werte geringfügig höher, zeigen aber einen ähnlichen Verlauf.

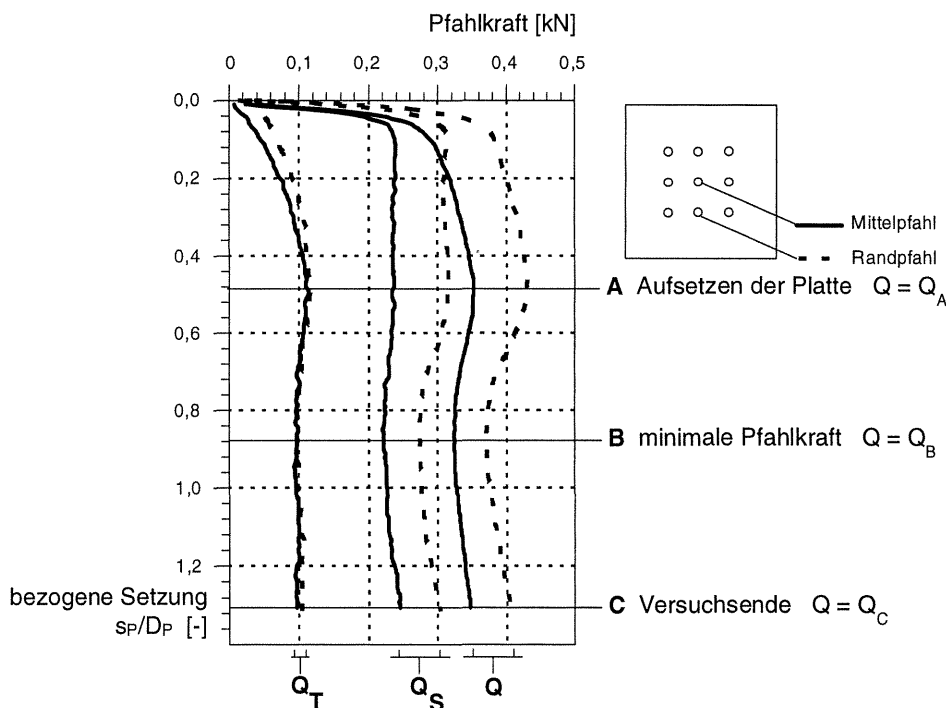


Abb. 7 Pfahlkräfte

Die Pfahlposition hat bei dem hier gewählten Pfahlabstand von $x/D_p = 4$ keinen Einfluß auf den Verlauf der Spitzendruckkraft Q_T . Sie fällt nach dem Kontakt Platte-Boden (A) auf einen konstanten Wert. Die gemessenen Werte ergeben für beide Pfähle eine Flächenpressung in (A) von $q_T = 0,65 \text{ MN/m}^2$ und in (B) von $q_T = 0,57 \text{ MN/m}^2$.

Bei der Mantelreibungskraft Q_S zeigt sich ein weiteres Phänomen. Am Mittelpfahl kann nur eine deutlich geringere Mantelreibungskraft mobilisiert werden. Dieser Effekt wird von dem Verbundsystem Pfahlgruppe-Boden (Blockbildung) verursacht, das am Mittelpfahl zu einer verminderten Relativverschiebung zwischen Pfahlmantel und Boden führt. Im Mittel beträgt die aktivierte Mantelreibung q_S für den Mittelpfahl $0,04 \text{ MN/m}^2$ und für

den Randpfahl $0,05 \text{ MN/m}^2$. Die Blockbildung ist ebenfalls für den geringeren Abfall der Pfahlkraft beim Mittelpfahl verantwortlich.

Pfahlkraftverteilung

Nach Bild 8 kann die Verteilung der Pfahlkraft über die Pfahllänge näherungsweise als linear angenommen werden. Die sich aus einer linear verteilten Pfahlkraft ergebenden konstanten Mantelreibungsspannungen liegen jedoch unter den gemessenen Werten. Kubische und exponentielle Ansätze für die Pfahlkraft liefern kleinere Fehler in der Pfahlkraftverteilung, aber bei dem bisherigen Stand der Versuchsauswertung ist keine genauere Aussage über die Funktionen möglich. Aus diesen Ansätzen berechnete Mantelreibungen zeigen einen nichtlinearen Verlauf, der mit den gemessenen Werten genauer übereinstimmt und die Verteilung der horizontalen Bodenspannungen widerspiegelt.

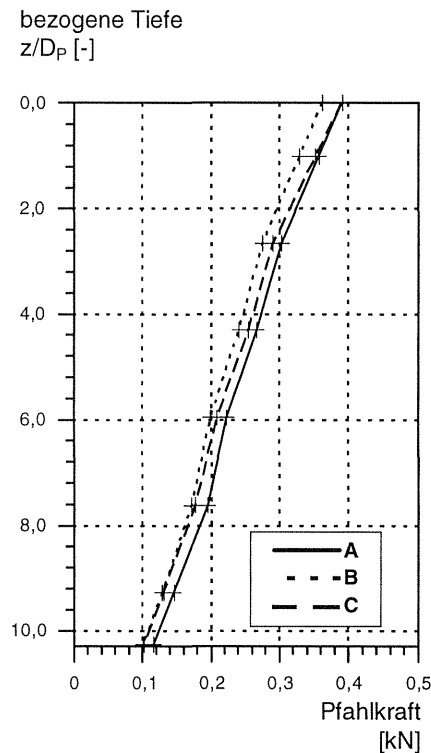


Bild 8 Pfahlkraftverteilung zu (A) - (C) nach Bild 7

Aus den Pfahlkraftverteilungen wurden abschnittsweise die Mantelreibungsspannungen q_s ermittelt. Werden die Spannungen auf ihren Wert q_{sA} beim Kontakt Platte-Boden (A) bezogen, kann ihr relativer Verlauf dargestellt werden (siehe Bild 9). Es zeigt sich, daß der Abfall der Pfahlkraft (A)-(B), neben dem geringeren Spitzendruck, auf die Verringerung der Mantelreibungsspannungen im unteren Bereich des Pfahls zurückzuführen ist. Der Anstieg der Pfahlkraft (B)-(C) beruht auf einer Steigerung im oberen und mittleren Bereich des Pfahls. Dies deutet auf eine Erhöhung der Steifigkeit durch die zunehmend eingeleiteten Sohlspannungen hin.

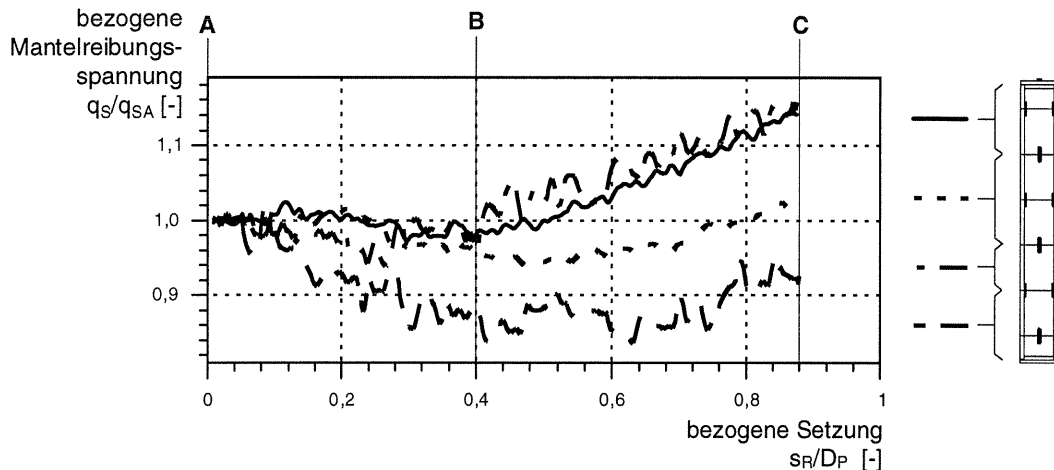


Bild 9 Entwicklung der Mantelreibung

5 Zusammenfassung und Ausblick

Für die Untersuchung des Lastabtragungsverhaltens in Pfahlplattengründungen stellt die Zentrifugenmodelltechnik eine geeignete Methode dar. Ziel der hier beschriebenen Versuche ist eine Untersuchung der Pfahlkraftverteilung und der Mantelreibungsentwicklung in Abhängigkeit vom Pfahlabstand. Als Modellboden wird ein überkonsolidierter Ton verwendet. In einem umfangreichen Meßprogramm wird die Lastabtragung in den Baugrund über Pfähle und Gründungsplatte beobachtet. Der Verlauf der Pfahlkräfte, der Mantelreibung und des Spitzendrucks wird beschrieben und die Entwicklung der Mantelreibung über die Pfahllänge aufgezeigt.

Aus dem aktuellen Bearbeitungsstand des Projektes kann ersehen werden, daß die Pfahlkraftverteilung nicht linear ist. Die Auswertung weiterer Versuche wird eine genauere mathematische Beschreibung der Größen in Abhängigkeit der Pfahlkonfiguration ermöglichen. Die dann gewonnenen Erkenntnisse können zur Beschreibung der Mantelreibungsverteilung in vorhandene Berechnungsansätze für Pfahlplattengründungen eingearbeitet werden. Weitere Betrachtungen werden den Einfluß der Belastungsgeschichte auf die Pfahl- und Mantelreibungskräfte zeigen.

Literatur

- Hansbo, H., Källström, R. (1983)
Creep piles - a cost-effective alternative to conventional friction piles.
Vag- och vattenbyggaren, 7-8, 23-27
- Hansbo, H., Jendeby, L. (1983)
A case study of two alternative foundation principles: conventional friction piling and creep piling. Vag- och vattenbyggaren, 7-8, 29-31

- Jendeby, L. (1986)
Friction piled foundations in soft clay. A study of load transfer and settlement. Department of Geotechnical Engineering, University of Göteborg
- Jessberger, H.L., Güttler, U. (1988)
Geotechnische Großzentrifuge. Modellversuche im erhöhten Schwerfeld. Geotechnik Nr. 2, 85-97
- Kotthaus, M. (1992)
Zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfahlreihen aus langen Pfählen in Sand. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen der Ruhr-Universität Bochum, Serie Grundbau, Heft 18
- Randolph, M. F., Clancy, P. (1993)
Efficient design of piled rafts. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe (ed.), 1993 Balkema, Rotterdam
- Schofield, A. N. (1980)
Cambridge geotechnical centrifuge operation. Geotechnique 30 (3), 227-268
- Thaher, M. (1991)
Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen in bindigem Baugrund, Berechnungsmodelle und Zentrifugenmodellversuche. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen der Ruhr-Universität Bochum, Serie Grundbau, Heft 15

Sicherheitsaspekte bei der Bemessung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. e.h. G. König, Dr.-Ing. D. Soukhov, Dipl.-Ing. C. Ahner
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie i. Gr., Universität Leipzig

1 Einleitung

Probleme der Bemessung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung erlangten in den letzten Jahren mehr und mehr an Bedeutung, da viele Hochhäuser mit dieser Gründungsvariante in Deutschland gebaut wurden. Die meisten befinden sich in Frankfurt am Main, wo in den oberen Schichten der setzungsempfindliche Ton anzutreffen ist. Der tragfähigere Kalkstein befindet sich in Frankfurt im Mittel bei 40 m Tiefe.

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) kann eine gute wirtschaftliche Lösung für schwere Hochhäuser sein, weil sowohl die Tragfähigkeit der Pfähle als auch die Tragfähigkeit der Platte für die Lastabtragung mobilisiert werden kann. Seit 1984 wurden die folgenden Projekte entworfen und realisiert:

- Messeturhaus, Frankfurt am Main
- Messeturm, Frankfurt am Main
- American Express Hochhaus, Frankfurt am Main
- Bürogebäude Deutsche Post Reklame, Frankfurt am Main
- Landeskreditbank Baden-Württemberg, Stuttgart
- Südwestdeutsche Landesbank, Stuttgart
- Hochhaus Port of Singapur Authority
- Hochhaus Taunustor Japan-Center, Frankfurt am Main
- Hochhaus Büro- und Gewerbezentrum Landsberger Allee, Berlin
- Hochhaus Westendstraße 1, Frankfurt am Main
- Hochhauskomplex Kastor und Pollux, Frankfurt am Main.

Die Menge an bereits gebauten und geplanten Projekten zeigt die Notwendigkeit für die Erarbeitung eines allgemeingültigen Bemessungskonzeptes, welches von allen Bauingenieuren verwendet werden kann.

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung wirkt als Verbundkonstruktion, die aus 3 Tragelementen besteht:

- Pfähle,
- Platte und
- Baugrund.

Im Vergleich mit den üblichen Fundamentbemessungen, beschreibt die KPP eine ganz neue Dimension der Bauwerk-Baugrund-Wechselwirkung, da dank neuer Bemessungsphilosophie die Pfähle bis zur Grenztragfähigkeit ausgenutzt werden können. Das führt zu außerordentlich wirtschaftlichen und setzungsarmen Gründungskörpern, da i.a. die Steifigkeit des Baugrundes mit der Tiefe zunimmt (das beste Beispiel ist der Frankfurter Ton).

Für den Entwurf und die Bemessung einer KPP gibt es bisher keine allgemeingültigen bzw. allgemein anerkannten Verfahren und keine eindeutigen Entwurfs- und Nachweisstrategien. Dieses erfordert weitere Forschungen auf der Basis von Messungen, Modellversuchen und numerischen Computersimulationen.

Die Gründungstechnologie, das Bemessungskonzept und das Sicherheitskonzept der KPP stehen sicher erst am Anfang einer interessanten Entwicklung.

Die bisher veröffentlichten Forschungsarbeiten für den Entwurf der KPP [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9] können als Basis für die weitere Forschung betrachtet werden.

2 Ziel der Forschung

Ziel dieser Forschung ist die Entwicklung eines Sicherheitskonzeptes für die verschiedenen Elemente der KPP.

Das Sicherheitsniveau der KPP muß dem für einfache Pfahl- oder Plattengründungen entsprechen. Verfügbar sind Erfahrungen einer Bemessung von reinen Pfahl- und Plattengründungen. Aufgrund dieser Erfahrungen soll ein Sicherheits- und Bemessungskonzept entwickelt werden. Durch Analyse der Normen und der allgemein anerkannten Regeln für die Bemessung von Pfahl- und Plattengründungen mit den Mitteln der Sicherheitstheorie sollen die einzelnen Bausteine, aus denen sich der globale Sicherheitsbeiwert ergibt (z.B. die Mittelwerte und die Streuungen der Einwirkungen und der Widerstände, die System-sicherheit, das Umlagerungsvermögen, die Versagenskriterien usw.), möglichst genau

herausgearbeitet werden. Das Sicherheitsniveau kann durch den Sicherheitsindex beschrieben werden. Das Sicherheitsniveau muß von der Öffentlichkeit toleriert werden.

Nach der Analyse der einzelnen Bauteile der reinen Pfahl- und Plattengründung soll unter Berücksichtigung der Interaktion zwischen Boden und Bauwerk die Synthese erfolgen. Die verfügbaren Bemessungsmethoden können für das neue Sicherheits- und Bemessungskonzept benutzt werden. Dieses neue Konzept soll nicht im Widerspruch zu den heutigen Normen stehen.

Das neue Konzept für die KPP soll dasselbe Sicherheitsniveau wie für existierende Gründungen gewährleisten und den Übergang von der reinen Pfahlgründung über die Kombinierte Pfahl-Plattengründung zur reinen Plattengründung widerspruchsfrei beschreiben. Wenn in Zukunft mehr Erfahrungen mit der KPP vorliegen, sollten diese in die Normen einfließen.

3 Sicherheitskonzept

3.1 Bemessungskonzept mit globalem Sicherheitsfaktor

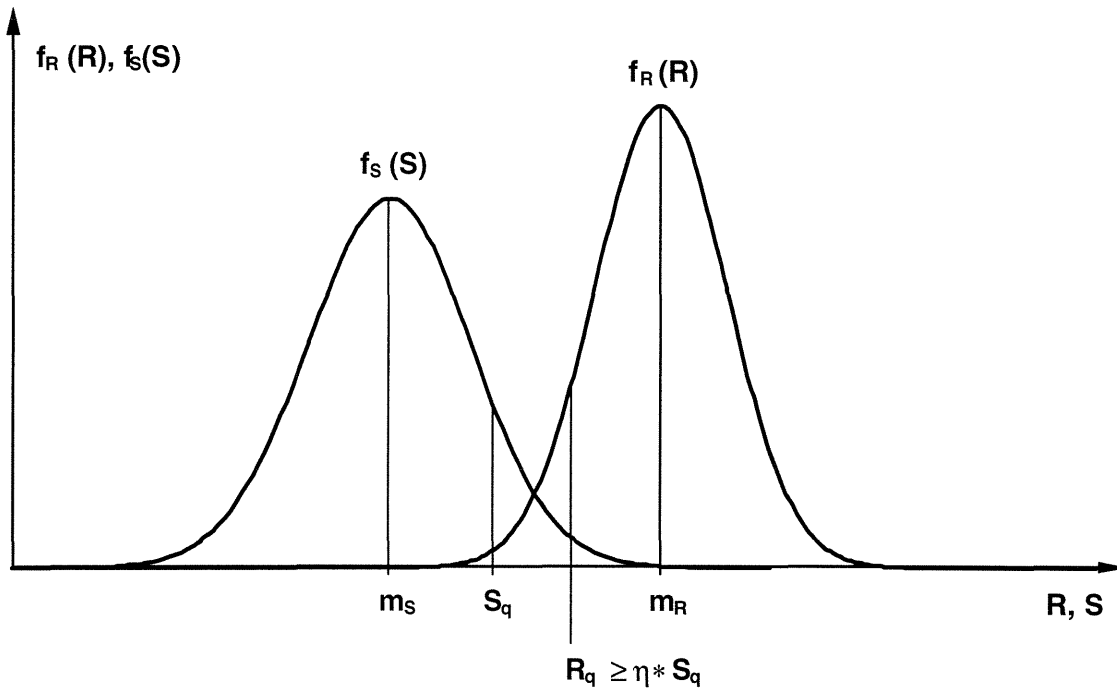
DIN 1054 "Zulässige Belastung des Baugrundes" gibt an, wie stark der Baugrund durch Flächen- oder Pfahlgründungen beansprucht werden darf.

Die derzeitigen Normen arbeiten mit globalen Sicherheitsbeiwerten η , die in Abhängigkeit mit dem Versagensmechanismus, der Wahrscheinlichkeit der auftretenden Last und der Art der Gründung mit Werten zwischen

$$\eta = 1,05 \dots 2,00$$

definiert sind.

Obere Fraktilewerte der zu erwartenden Lasten (S) werden mit einem globalen Sicherheitsbeiwert beaufschlagt. Diese η -fachen Lasten werden einem unteren Fraktilewert des zu erwartenden Widerstandes (R) gegenübergestellt (Siehe Bild 3.1.1),



wobei bedeuten:

- R - aufnehmbare Last = Widerstand,
- S - zu erwartende, aufzunehmende Last,
- S_q - oberer Fraktilwert der aufzunehmenden Last,
- R_q - unterer Fraktilwert des Widerstandes,
- f - Verteilungsdichte.

Bild 3.1.1 Globaler Sicherheitsbeiwert η

3.2 Anwendung der Sicherheitstheorie auf die KPP

Bei einer KPP handelt es sich um ein System mit ganz speziellen Eigenschaften. Vereinfacht lässt sich das Tragverhalten, wie im Bild 3.2.1 dargestellt, beschreiben.

Aufgetragen sind die mittleren (wahrscheinlichen) Last-Setzungslinien der einzelnen Komponenten der KPP, die Summe der Pfähle und die der Platte sowie die des Gesamtsystems. Die KPP soll für einen Erwartungswert der Setzung $s_{g, ULS}$ für ULS (ultimate limit state = Bruchzustand) und $s_{g, SLS}$ für SLS (serviceability limit state = Zustand der Gebrauchstauglichkeit) dimensioniert werden.

Die zugehörigen Bemessungswerte der einwirkenden Last S_q ist üblicherweise als ein oberer Fraktilwert der zu erwartenden auftretenden Last definiert. Zwischen diesem und einem unteren Fraktilwert des Widerstandes R_q ist der globale Sicherheitsbeiwert η einzuhalten (siehe Bild 3.1.1).

In der Sicherheitstheorie ist der Sicherheitsabstand ($\beta \cdot \sigma_Z$) zwischen dem Mittelwert der auftretenden Last m_S und dem Mittelwert des Widerstandes m_R einzuhalten.

Der Sicherheitsindex wird durch β beschrieben und s_Z setzt sich aus den Streuungen von Widerstand und Einwirkung zusammen.

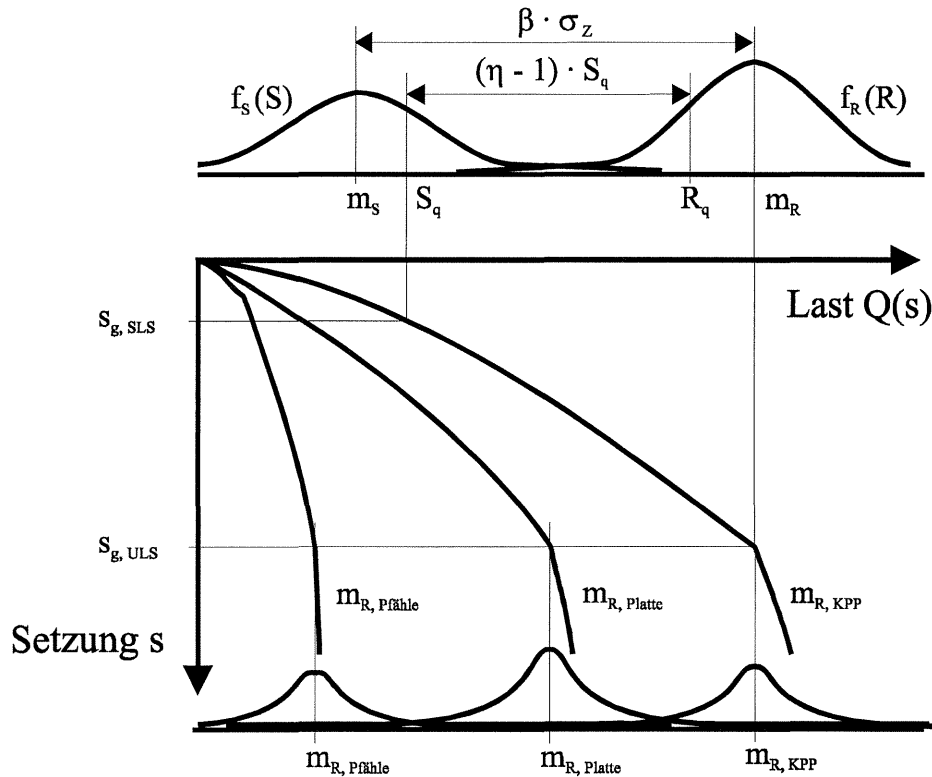


Bild 3.2.1 Systembild des Tragverhaltens der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Ein mögliches Sicherheitskonzept kann wie folgt beschrieben werden. Als Eingangsgröße muß bekannt sein:

- S_q - oberer Fraktilwert der zu erwartenden Last,
- Last-Setzungslinien der Pfähle und der Platte,
- σ_S - Streuung der einwirkenden Last,
- $\sigma_{R, Pfähle}$ - Streuung des Pfahlwiderstandes,
- $\sigma_{R, Platte}$ - Streuung des Plattenwiderstandes,
- β - Sicherheitsindex.

Der Mittelwert der erwartenden Last m_S wird aus S_q und σ_S ermittelt. Der Mittelwert des Widerstandes m_R ergibt sich aus:

$$m_R = m_S + \beta \cdot \sigma_Z = m_S + \beta \cdot \sqrt{(\sigma_S^2 + \sigma_{R,Platte}^2 + \sigma_{R,Pfähle}^2)} \quad \text{F 3.2.1}$$

Die Verteilung von m_R auf $m_{R,Platte}$ (Mittelwert des Widerstandes der Platte) und $m_{R,Pfahl}$ (Mittelwert des Widerstandes der Pfähle) wird entsprechend den Last-Setzungslinien ermittelt. Die Bemessung der inneren Tragfähigkeit der Pfähle und der Platte erfolgt mit der so gefundenen Verteilung.

3.3 Ermittlung des Widerstandes

Die angegebenen Last-Setzungslinien (Widerstandskurven) sind qualitativ. Konkrete Zahlenwerte ergeben sich erst mit den jeweiligen Bauteilabmessungen und Bodenarten durch Angabe über Probenentnahmen. Da die entsprechenden Bodeneigenschaften streuen, sind auch die Last-Setzungslinien mit Streuungen behaftet, die ihrerseits von der Setzung s abhängen.

Die folgenden Überlegungen gelten zunächst für das "1 Pfahlsystem".

$$m_{R,Pfahl}(s) = m_{R,Mantelreibung}(s) + m_{R,Sohldruck}(s) \quad \text{F 3.3.1}$$

$$\sigma_{R,Pfahl}(s) = \sqrt{\sigma_{R,Mantelreibung}(s)^2 + \sigma_{R,Sohldruck}(s)^2} \quad \text{F 3.3.2}$$

mit

$$m_{R,Mantelreibung}(s) = U \cdot t \cdot m_\tau(s) \quad \text{F 3.3.3}$$

$$m_{R,Sohldruck}(s) = A \cdot m_\sigma(s) \quad \text{F 3.3.4}$$

$$\sigma_{R,Mantelreibung}(s) = U \cdot t \cdot \sigma_\tau(s) \quad \text{F 3.3.5}$$

$$\sigma_{R,Sohldruck}(s) = A \cdot \sigma_\sigma(s) \quad \text{F 3.3.6}$$

wobei

s	-	Setzung
$m_{R,Pfahl}(s)$	-	Mittelwert der gesamten Pfahltragfähigkeit
$\sigma_{R,Pfahl}(s)$	-	Standardabweichung der gesamte Pfahltragfähigkeit
$m_{R,Mantelreibung}(s)$	-	Mittelwert der Tragfähigkeit der Pfähle durch Mantelreibung
$\sigma_{R,Mantelreibung}(s)$	-	Standardabweichung der Tragfähigkeit der Pfähle durch Mantelreibung
$m_{R,Sohldruck}(s)$	-	Mittelwert der Tragfähigkeit der Pfähle durch Sohldruck

$\sigma_{R, \text{Sohldruck}}(s)$	-	Standardabweichung der Tragfähigkeit der Pfähle durch Sohldruck
$m_{\tau}(s)$	-	Mittelwert der Mantelreibung
$\sigma_{\tau}(s)$	-	Standardabweichung der Mantelreibung
$m(s)$	-	Mittelwert des Sohldrucks
$\sigma_{\sigma}(s)$	-	Standardabweichung des Sohldrucks
U	-	Umfang des Pfahlschaftes
t	-	Einbindetiefe des Pfahles
A	-	Fußfläche des Pfahles.

3.4 Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte für die KPP

Gemäß [10, 11] ist es möglich, die Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand γ_R und für die Einwirkung γ_S als unabhängige Größen zu betrachten, wenn die Werte von den Wichtungsfaktoren α_R, α_S gegeben sind.

Für den Fall, daß der Widerstand R und die einwirkende Last S normal verteilt sind, gilt:

$$\gamma_S * S_q \leq \frac{R_q}{\gamma_R} \quad \text{F 3.4.1}$$

$$m_S \quad \tilde{\alpha}_S \quad \beta \quad \sigma_S \quad m_R \quad \tilde{\alpha}_R \quad \beta \quad \sigma_R \quad \text{F 3.4.2}$$

$$\tilde{\alpha}_S = 0,7$$

$$\tilde{\alpha}_R = -0,8 \quad (\text{siehe [11], [12]}),$$

wobei

$$m_R = m_{R, \text{Pfahl}} + m_{R, \text{Platte}} \quad \text{F 3.4.3}$$

$$\sigma_R = \sqrt{\sigma_{R, \text{Pfahl}}^2 + \sigma_{R, \text{Platte}}^2} \quad \text{F 3.4.4}$$

Wenn ($\sigma_{R, \text{Platte}} > \sigma_{R, \text{Pfahl}}$), dann siehe [10], [11]:

$$\sigma_R = \sigma_{R, \text{Platte}} + 0,4 * \sigma_{R, \text{Pfahl}} \quad \text{F 3.4.5}$$

$$\gamma_S * S_q \leq m_{R, \text{Platte}} * (1 + \tilde{\alpha}_R * \beta * V_{R, \text{Platte}}) + m_{R, \text{Pfahl}} * (1 + 0,4 * \tilde{\alpha}_R * \beta * V_{R, \text{Pfahl}}) \quad \text{F 3.4.6}$$

$$\gamma_S * S_q \leq R_{d, \text{Platte}} + R_{d, \text{Pfahl}} \quad \text{F 3.4.7}$$

$$\gamma_S * S_q \leq \frac{R_{q,Platte}}{\gamma_{R,Platte}} + \frac{R_{q,Pfahl}}{\gamma_{R,Pfahl}} \quad \text{F 3.4.8}$$

wobei

- $R_{d,Platte}$ - Bemessungswert der Tragfähigkeit der Platte
- $R_{d,Pfahl}$ - Bemessungswert der Tragfähigkeit der Pfähle
- $R_{q,Platte}$ - charakteristischer Wert der Tragfähigkeit der Platte
- $R_{q,Pfahl}$ - charakteristischer Wert der Tragfähigkeit der Pfähle
- $\gamma_{R,Platte}$ - Teilsicherheitsbeiwert für die Tragfähigkeit der Platte
- $\gamma_{R,Pfahl}$ - Teilsicherheitsbeiwert für die Tragfähigkeit der Pfähle.

Im Rahmen der vorgeschlagenen Methode wurde die Abschätzung (siehe [10], [11]) für die Wichtungsfaktoren $\alpha_{R, Platte} = 1$ und $\alpha_{R, Pfahl} = 0,4$ verwendet. Im nächsten Arbeitsschritt sollen die Wichtungsfaktoren α_R gemäß der Stufe II der Sicherheitsanalyse (z.B. mit FORM - First Order Reliability Method) für mögliche Verhältnisse von (R_{Platte} / R_{Pfahl}) genauer bestimmt werden.

Die angegebenen Vorschläge entsprechen nur der Normalverteilung von S und R. Wegen des großen Einflusses von der Art der Verteilung auf die Teilsicherheitsfaktoren, wird auch der Übergang zur logarithmischen Normalverteilung des Widerstandes R berücksichtigt werden. Wie in der ENV 1991, Teil 1 [11] wird der Sicherheitsindex ($\beta = 3,83$) verwendet für eine Lebensdauer von 50 Jahren.

Im Rahmen weiterer theoretischer Untersuchungen kann auch der Einfluß der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung berücksichtigt werden.

4 **Schlußfolgerungen**

Wegen der in der letzten Zeit entstandenen Bauprojekte, die eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung verwendeten, ist die Entwicklung eines Entwurfs- und Sicherheitskonzeptes für diese Art der Gründung notwendig. Die vorgeschlagene Vorgehensweise entspricht dem allgemeinen Sicherheitskonzept und ist für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung angepaßt. Parallel mit der Entwicklung des Bemessungskonzeptes der KPP muß auch das Sicherheitskonzept weiterentwickelt werden. Das kann im Rahmen der Stufe II der Sicherheitsanalyse geschehen. Dazu ist es notwendig, Daten über die Streuung der Bodeneigenschaften zu sammeln.

5 Literatur

- [1] Katzenbach, Rolf (1993)
Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, dargestellt am Beispiel schwerer Hochhäuser.
Bautechnik 70 (1993), Heft 3, 161-170
- [2] Katzenbach, R., Quick, H., Arslan, U. (1996)
Commerzbank-Hochhaus Frankfurt am Main: Kostenoptimierte und setzungsarme Gründung. Bauingenieur 71 (1996), 345-354
- [3] Sommer, H. (1987)
Kombinierte Pfahl-Plattengründung eines Hochhauses im Ton. Mitteilungen des Grundbauinstitut Prof. Dr.-Ing. H. Sommer und Partner GmbH, Heft 1, Dezember 1987
- [4] Voß, Th. (1989)
Messungen an einer Pfahl-Plattengründung in weichem Fels.
KTB, Bauingenieur 64 (1989), 207-208
- [5] Thaher, M. (1992)
Pfahlplattengründungen. Geotechnik Sonderausgabe 1992: Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugen-Modelltechnik im Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umwelttechnik, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen (1992)
- [6] Thaher, M., Jessberger; H.L. (1991)
The behaviour of pile-raft foundations, investigated in centrifuge model tests. Centrifuge 91, Balkema, 1991, 101-106
- [7] Cooke, R.W. (1986)
Piled Raft Foundations on stiff clays-A contribution to design philosophy. Geotechnique (UK), Vol. 36, No. 2, Mar. 1986, 169-203
- [8] Hooper, J. (1973)
A observation on the behaviour of a Piled Raft Foundation on London clay. Proceedings, Instit Civil Engr, part 2 (UK), Vol. 55, Dec. 1973, 855-877
- [9] Clancy, P., Randolph, M.F. (1993)
An approximate analysis procedure for Piled Raft Foundations. International J. Num. & Anal. Methods in Geomechn (UK), Vol. 17, No. 12, Dec. 1993, 849-869
- [10] Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. 1981, Beuth Verl., Berlin
- [11] ENV 1991 Basis of Design and Actions on Structures. Part 1: Basis of Design, August 1994
- [12] ISO 2394 'General Principles on Reliability for Structures', May 1994

Schadensfall Aegidiimarkt Münster

Dr. jur. Manfred Hickl

Rechtsanwalt und Prokurist, Philipp Holzmann AG, Frankfurt am Main

In einer Zeitungsnotiz aus dem Jahre 1995 war zu lesen:

“Das Oberlandesgericht Hamm geht in die Vollen: Immerhin sechs Verhandlungstage sind im November für den Aegidiimarkt-Prozeß angesetzt. Zu klären ist, ob das ab 1976 für den Bau der Aegidii-Markt-Tiefgarage abgepumpte Grundwasser ursächlich war für millionenteure Senkungsschäden, die in der Folge an kirchlichen und universitären Gebäuden in Münster-City auftraten. Eine Auseinandersetzung, die in den zurückliegenden 1 ½ Jahrzehnten schon jede Menge Schriftsätze und Gutachten produzierte; die Leitz-Ordner füllen mehrere Regal-Meter.”

Folgender Sachverhalt lag der Auseinandersetzung zugrunde:

1.

Eine Arbeitsgemeinschaft errichtete im Auftrag der Westfälischen Bauindustrie GmbH das Objekt Aegidiimarkt in Münster. Die Arge hatte es u.a. übernommen, die ca. 18 Meter unter Niveau zu gründende Tiefgarage zu errichten. Nach übereinstimmender Aussage der vorliegenden Sachverständigengutachten mußte die Arge davon ausgehen, daß es eine obere Grundwasserschicht, das sog. Porengrundwasser, und eine untere Grundwasserschicht, das sog. Kluftgrundwasser gibt und beide Schichten voneinander durch eine Mergelschicht getrennt sind.

Das Grundwasserproblem sollte entsprechend sachverständiger Beratung in der Weise gelöst werden, daß das Grundwasser im oberen Bereich bis zu einer Tiefe von etwa 6 Metern durch Einbringen einer bis in die Kreidemergelschicht getriebenen Spundwand zurückgehalten werden sollte. Das sog. Kluftgrundwasser, das im tiefer gelegenen Bereich anzutreffen ist, sollte beim Ausheben der Baugrube in offener Bauweise abgepumpt werden. Größere Klüfte aus dem Kluftgrundwasserbereich sollten verpresst werden. Darüber

hinaus zuströmendes Kluftwasser sollte abgepumpt werden. Die Baugrube des künftigen Aegidiimarktes reichte bis in den unteren Bereich hinein. Aufgrund der getroffenen Maßnahme war man der Auffassung, daß die geplante Wasserhaltung im unteren Bereich ohne Einfluß auf das - für die Standsicherheit der umliegenden Gebäude maßgebliche - obere Grundwasser, das Porengrundwasser, sein würde.

In unmittelbaren zeitlichen Zusammenhang mit den Wasserhaltungsmaßnahmen im unteren Bereich kam es an mehreren Gebäuden im Innenstadtbereich zu Rißbildungen, und zwar u.a. an der alten Universitätsbibliothek, der Oberwasserkirche, der Observantenkirche, am bischöflichen Palais und an anderen Gebäuden.

2.

Die Eigentümer reichten nunmehr Klage u.a. gegen die Arge ein wegen entstandener und zu erwartender Sanierungskosten sowie auf Feststellung der Einstandsverpflichtung der Beklagten wegen weiterer Schäden. Das Landgericht gab im Rahmen eines Teilgrundurteils der Klage im wesentlichen statt. Zur Begründung führte das Landgericht aus, durch die bei den Bauarbeiten am Aegidiplatz erfolgte Grundwasserabsenkung im unteren Grundwasserstockwerk (Kluftwasserleiter) habe Grundwasser aus dem oberen Grundwasserstockwerk (Porengrundwasserleiter) "abfließen" können, weil die sonst an der Oberfläche des Kreidemergels weitgehend vorhandene und eine Trennung der beiden Grundwasserstockwerke bewirkende Verwitterungsschicht "nicht oder nur so geringfügig vorhanden" sei, daß ein "erheblicher Abfluß durch sie nicht verhindert werden könne". Als Folge davon, daß von dem oberen Grundwasserstockwerk Grundwasser in das untere "abgeflossen" sei, habe sich im Porengrundwasserleiter ein Absenkungstrichter gebildet. Die durch die Wasserhaltung im Aegidimarkt bewirkte Grundwasserabsenkung im oberen Stockwerk - Ausbildung eines Absenkungstrichters - habe dazu geführt, daß dem Boden das Wasser entzogen worden sei. Dies habe dazu geführt, daß in den Bodenschichten, in welchen die Gebäude der Kläger gegründet sind, Schrumpfungen und Absackungen eingetreten seien, die sich in Setzungsschäden an den Gebäuden ausgewirkt hätten.

3.

Gegen dieses Urteil wurde Berufung beim OLG Hamm eingereicht.

Das Landgericht hatte den Anspruch der Kläger u.a. aus § 823, 2 i.V.m. § 909 BGB abgeleitet.

3.1

Voraussetzung für einen Anspruch ist zunächst, daß die aufgetretenen Schäden ursächlich auf die Grundwasserhaltung der Arge zurückzuführen sind. Dabei konzentrierten sich die von den Sachverständigen erörterten Fragen darauf, ob Durchlässigkeiten zwischen der oberen und unteren Grundwasserschicht gegeben sind, wie sich solche Durchlässigkeiten

auswirken und wie der unmittelbar nach Beginn der Abpumparbeiten registrierte Schadenseintritt denkbar ist. Für die Ursächlichkeit des Schadenseintritts wurde vorgetragen, die Sperrfunktion der Verwitterungsschicht sei zumindest in Teilgebieten stark eingeschränkt gewesen. Hinzukomme, daß aufgrund von Untersuchungen Wasserwegsamkeiten trotz Bildung einer "Sperr"-kreide-Verwitterungsschicht und trotz Existenz des Geschiebemergels/Lehms nicht mehr von unten nach oben, sondern entgegengesetzt auch von oben nach unten vorhanden sein müßten. Die Annahme einer flächendeckenden, absoluten Trennung zwischen den beiden Grundwasserstockwerken sei in ihrem Kern unrichtig. Der entstandene Absenkungstrichter könne nur auf schwerwiegende, künstliche Eingriffe in den Grundwasserhaushalt zurückzuführen sein. Dies bedeute zwangsläufig, daß nur die Wasserhaltung des Bauprojekts Aegidiimarkt als einziger langfristiger Eingriff in den Grundwasserhaushalt des engeren Untersuchungsgebietes den zu beobachtenden Grundwassertrichter verursacht haben könne. Die Grundwasserabsenkung habe sich auch mit hinreichender Geschwindigkeit ausdehnen und so bereits nach kurzer Zeit wirksam auswirken können.

Demgegenüber wurde von Beklagtenseite vorgetragen, wenn die Schäden zeitgleich mit dem Beginn der Grundwasserhaltung "Aegidiimarkt" eingetreten seien, dann könne dies hydromechanisch und bodenmechanisch nicht erklärt werden. Die Entwässerung bindiger Bodenschichten könne nicht kurzfristig, sondern nur ganz allmählich eintreten. Die Grundwasserabsenkung könne auch einen Absenkungstrichter nicht verursacht haben. Vielmehr spräche einiges dafür, daß sich die Weiterentwicklung der Altschäden, die Vergrößerung vorhandener Risse und der Neueintritt von Schäden völlig unabhängig von der Grundwasserabsenkung Aegidiimarkt gebildet haben, und nur ein zufällig zeitgleiches Zusammentreffen vorläge, das zu voreiligen, falschen Schlüssen geführt habe.

Der vom Gericht beauftragte Sachverständige führte aus, inwieweit sich die Absenkung durch die Wasserhaltung an der Baustelle Aegidiimarkt in der Grundwasserschicht auf die Porenwasserschicht ausgewirkt habe, hänge eng mit der Qualität des Beobachtungsnetzes zusammen. Es würde ihm aber z.B. ein verlässlicher Grundwassergleichenplan vor der Absenkung im Kluftwasserbereich fehlen, ebenso Angaben über den genauen Ersteintritt von Gebäudeschäden. Schließlich erfordere ein Ausgleich zwischen beiden Grundwasserbereichen wegen der geringen Durchlässigkeit der Zwischenschicht mehrere Jahre. Eine zeitlich rasche Reaktion der Bauwerke auf die Absenkung sei daher auszuschließen. Das Fehlen einer verlässlichen Beobachtungsbasis für die hydrogeologische und baugrundtechnische Situation vor der Baumaßnahme lasse keine eindeutige Beurteilung zu.

Zusammenfassend führte der Gutachter aus, die Zuordnung von Gebäudeschäden zur Grundwasserabsenkung der Baumaßnahme Aegidiimarkt sei unzulässig, unmöglich oder unbewiesen. In Einzelfällen sei sie allerdings nicht auszuschließen.

3.2

Die Frage der Beweislast für die Ursächlichkeit des eingetretenen Schadens drängt sich auf. Die Kläger vertraten die Auffassung, für sie streite der Beweis des ersten Anscheins. Der Anscheinsbeweis sei bei typischen Geschehensabläufen zum Nachweis des ursächlichen Zusammenhanges anwendbar. Er erlaubt es, aufgrund einer bestimmten Wirkung eine bestimmte Ursache und umgekehrt als erwiesen anzusehen (vgl. BGH NJWRR 1988, 789, 790). Die Beklagten würden nicht bestreiten, daß der Grundwasserstand im oberen Grundwasserstockwerk gesunken sei. Sie könnten auch einen allgemeinen Erfahrungssatz, daß eine Wasserhaltung grundsätzlich geeignet sei, den Grundwasserstand zu beeinflussen, nicht in Abrede stellen. Deshalb streite für die Kläger der Anscheinsbeweis, daß die Wasserhaltung am Aegidiimarkt ursächlich für das Absinken des Grundwasserbestandes sei.

Weiterhin meinten die Kläger unter Hinweis auf die Entscheidung des BGH NJW 1983, 2935/2936 ff, daß nach dem allgemeinen Rechtsgedanken derjenige, der fahrlässig oder gar vorsätzlich die Aufklärung von Tatsachen vereitele, deren Vorhandensein oder Nichtvorhandensein in einem späteren Rechtsstreit grundsätzlich zur Beweislast des Prozeßgegners stünde, die prozessualen Nachteile zu tragen habe, die daraus entstünden, daß entsprechende exakte Feststellungen nicht mehr getroffen werden könnten. Die Beklagten hätten nicht hinreichend dokumentiert. Diese Versäumnisse aus dem Pflichtenkreis der Beklagten gingen zu deren Lasten, soweit sich daraus Nachteile für die Rechtsposition der Klägerseite ergäben.

Die Beklagtenseite bestritt, fahrlässig die Aufklärung über Tatsachen vereitelt zu haben.

Im Terminsbericht über den Verhandlungstermin vom 16.11.1990 war zu lesen, nach Auffassung des Senats läge die volle Beweislast für die Ursächlichkeit bei der Klägerin. Die Beklagten hätten auf ihrer Seite genug getan, um Fakten zur Aufklärung oder Nachprüfung zu sichern.

Im Termin der eingangs erwähnten Verhandlungstage wies der Senat daraufhin, der Anscheinsbeweis sei im vorliegenden Fall hinreichend erschüttert, da die Beklagten andere plausible Kausalitätsabläufe vorgetragen hätten. Für den Senat sei es aber noch völlig offen, ob das Urteil des Landgerichts Münster Bestand haben könne. Es spräche vieles dafür, daß sich hinsichtlich der Verursachung eine "non-liquet" ergeben könne. Dann würde sich die Frage der Beweislastverteilung stellen. Erörtert wurde ferner, ob die in der von der Klägerseite zitierten Entscheidung des BGH vom 19.04.1991 (BGH NJW 1991, 2021) entwickelten Grundsätze Anwendung finden könnten. Bei der Ausübung und Sicherung von Baugruben waren DIN-Normen nicht eingehalten, insbesondere die für die Standsicherheit und Festigkeit eines Nachbargrundstücks anerkannten und für notwendig gehaltenen Maßnahmen nicht getroffen worden. Der BGH führte aus, wegen der damit verbundenen Gefahrerhöhung spräche eine - allerdings widerlegliche - Vermutung dafür, daß im örtlichen und zeitlichen Zusammenhang mit der Aushebung einer Baugrube auf dem

Nachbargrundstück entstandene Schäden bei Beachtung der DIN-Normen vermieden worden wären. Demnach habe der auf Schadenersatz in Anspruch genommene Beklagte darzulegen und zu beweisen, daß die Schäden nicht auf die Verletzung anerkannter Regeln der Technik beruhen, also auch im Fall der Beachtung entstanden sein könnten. Zweifel gingen zulasten des Beklagten

Die Verletzung von DIN-Normen wurde allerdings im vorliegenden Fall von der Beklagenseite in Abrede gestellt.

Mehrfach wurde vom Senat im Laufe der Verhandlungen die Frage gestellt, ob die Beklagten ihre Dokumentationspflicht hinreichend erfüllt hätten. Der Senat schloß nicht aus, daß etwa aus unzureichenden Grundwasserstandsmessungen und/oder unzureichender Grundwasserdokumentation dieser Messungen eine Beweislastumkehr zulasten der Beklagten erfolgen könne.

3.3

Selbst wenn der Senat einen Ursachenzusammenhang zwischen der Grundwasserabsenkung bei dem Bauvorhaben Tiefgarage am Aegidiplatz und den angeblichen Setzungsschäden angenommen hätte, hätte er als weitere Voraussetzung für den Schadenersatzanspruch prüfen müssen, ob ein Verschulden der Arge vorlag. Das Landgericht hatte gemeint, die Beklagten hätten sicherstellen müssen, daß bei der Grundwasserabsenkung im unteren Grundwasserstockwerk keine Auswirkungen auf das obere Grundwasserstockwerk eintreten werde und von dort das Grundwasser nicht nach unten abfließen kann. Auch diese Feststellungen des Landgerichts waren angreifbar. Immerhin hatte sich die Arge nicht allein auf ihre eigenen fachkundigen Mitarbeiter verlassen, sondern noch einen Professor als anerkannte Kapazität zu Rate gezogen. Nach dessen Prüfungen war es lediglich erforderlich, das obere Grundwasser durch eine Spundwand abzuhalten, die untere Baugrubenwand durch eine Spritzbetonschale zu sichern und nur diejenigen Stellen zu injizieren, bei denen im Zuge des Aushubs ein sehr hoher Wasseranfall festgestellt wurde. Im übrigen sollte eine Wasserhaltung durch eine offene Haltung mittels Pumpen und Pumpensämpfen vorgenommen werden. Dieser Sachverständige und ein weiterer Gutachter sahen bei der Wasserhaltung keine Gefährdung für die Nachbarbebauung, solange der Wasseranfall auf eine bestimmte, von ihnen angegebene Höhe begrenzt werden würde. Dies lag im Einflußbereich der Arge, da sie mit Injektionen die Reduzierung des Wasseranfalls erreichen konnte.

Die Arge war deshalb der Auffassung, sie habe sich sachkundig beraten und ein Höchstmaß an Sorgfalt und Verantwortungsbewußtsein gezeigt.

Offensichtlich weil das Landgericht sah, daß ihre diesbezüglichen Ausführungen zum Schuldvorwurf nicht unangreifbar sind, begründete es ein Verschulden der Arge weiterhin damit, die Arge hätte, als sich die ersten angeblichen Schäden am Nachbargebäude

bemerkbar machten, keine Bereitschaft gezeigt, eine Kausalität der Wasserversorgung am Aegidiimarkt für diese Schäden in Betracht zu ziehen. Sie hätte sich jedoch kurzfristig und nachhaltig um die Feststellung eines evtl. Ursachenzusammenhangs bemühen müssen, um dann ggf. als Folge die Wasserhaltung zu ändern, zu drosseln oder ganz einzustellen.

Der vom OLG Hamm bestellte gerichtliche Sachverständigen schloß sich den bereits von der Beklagten vorgelegten gutachterlichen Äußerungen an. Danach konnte nicht fast gleichzeitig mit dem Beginn der Wasserhaltung am Aegidiimarkt durch diese Wasserhaltung Schäden an Gebäuden entstanden sein. Nach allen Erfahrungen tritt nämlich die Entwässerung bindiger Bodenschichten nicht kurzfristig, sondern nur allmählich ein. Somit wäre ein Verschulden der Arge sicherlich zu verneinen gewesen.

3.4

Insgesamt waren drei Verfahren anhängig, die sämtlich durch Vergleich erledigt wurden. Die Beklagten verpflichteten sich zum Ausgleich sämtlicher Ansprüche der Parteien, Zahlungen an die Kläger zu leisten.

4.

Der Schadensfall ist auch versicherungsrechtlich interessant. Die Arge hatte für dieses Objekt eine spezielle Objekthaftpflichtversicherung abgeschlossen. Sie beehrte von der Versicherung Versicherungsschutz, die diesen aber ablehnte. Nachdem das Landgericht die Klage zurückgewiesen hatte, mußte sich ebenfalls das Oberlandesgericht Hamm mit diesem Fall beschäftigen.

Die Versicherung hatte der Arge zunächst eine Versicherungspolice übersandt, in welcher es hieß: "Nicht versichert ist die Haftpflichtaus dem Verändern der Grundwasserverhältnisse". Die Arge war mit dieser Einschränkung der Versicherungspflicht nicht einverstanden. Es kam zu neuen Besprechungen. Schließlich wurde vereinbart:

"Ausgeschlossen sind lediglich Schäden aus einer bewußten und gewollten Veränderung der Grundwasserverhältnisse. Sollte es trotzdem zu einer Grundwasserabsenkung, etwa durch fehlerhafte Arbeitsausführung, kommen, dann sind die daraus entstehenden Schäden im Versicherungsschutz eingeschlossen."

Die Versicherung meinte, die vereinbarte Ausschlußklausel greife, weil die Klägerin bewußt die Grundwasserverhältnisse verändert hätte. Die Ausschlußklausel für bewußtes und gewolltes Verändern der Grundwasserverhältnisse beziehe sich nur auf das obige Grundwasser.

Das OLG führte aus, es bestünden genügend Anhaltspunkte dafür, daß die Parteien mit der von ihnen verwendeten Formulierung nur die gewollte Veränderung des für die Stand-

sicherheit der Gebäude maßgeblichen oberen Grundwasserstandes vom Versicherungsschutz ausgenommen wissen wollten. Schließlich sei der Beklagten bekannt gewesen, daß zumindest für die Bauzeit, die sich über eine längere Zeit erstrecken mußte, eine Wasserhaltung im Kluftwasserbereich durchgeführt werden solle. Der Einwand der Versicherung, eine Einstandspflicht beinhalte einen Verstoß gegen allgemeine Grundsätze der Haftpflichtversicherungen, weil dann nämlich vorhersehbare Schäden versichert seien, ließ das Gericht ebenfalls nicht gelten. Den konkret eingetretenen Schaden hätten nicht einmal die Experten vorhergesehen oder auch nur für möglich erachtet. Deshalb sei es nicht nachvollziehbar, warum ein solches Risiko dann nicht versicherbar gewesen sein sollte.

Besonderheiten bei der Abnahme von Tiefbauleistungen

Rechtsanwalt Josef Grauvogl

Pfaffenhofen/Ilm

1 Vorbemerkung

Die Durchführung der werkvertraglichen Abnahme¹ von Spezialtiefbauleistungen trifft auf Besonderheiten, die bei Gewerken aus dem Hochbau in dieser Form nicht auftreten. "Vor der Hacke ist es dunkel" lautet ein alter Spruch aus dem Bergbau. Er gilt auch für die Ausführung von Spezialtiefbaugewerken im nicht einsehbaren Untergrund - allseits bekannt unter dem Stichwort "Baugrund". Derartige Arbeiten zählen - unabhängig davon, ob sie nur einem vorübergehenden (Sicherungs-) Zweck oder als "Dauermaßnahme" der Herstellung eines Bauwerks dienen - zu den Bauleistungen im Sinne der Baupreisverordnung.²

Selbstverständlich gelten auch für solche Bauleistungen die Regeln der §§ 631 ff BGB. Der Unternehmer wird durch den Werkvertrag zur Herstellung des versprochenen Werkes verpflichtet. Spätestens seit dem bekannten Blasbachtal-Brückenurteil des OLG Frankfurt³ ist in Baukreisen bekannt: "Der Werkunternehmer schuldet den Erfolg, den er durch ordnungsgemäße Herstellung des Werkes selbst in der Hand hat." Damit aber vor allem im Bereich der Gewährleistung diese "Erfolgshaftung" zum Tragen kommt, bedarf es nach dem Inhalt des § 640 BGB und des § 12 VOB/B der Durchführung der "Abnahme der Bauleistung" mit ihren rechtsgeschäftlichen Wirkungen. Sie stellt gleichsam den "Dreh- und Angelpunkt"⁴ eines Bauvertrages dar. Sie stellt für den Auftraggeber eine

¹ Vortrag bei der Deutschen Gesellschaft für Baurecht e.V., Arbeitskreis Bauvertragsrecht Bayern, am 21. Juni 1996 mit geringfügigen Änderungen

² Vgl. Verordnung PR Nr. 1/72 über die Preise für Bauleistungen bei öffentlichen oder mit öffentlichen Mitteln finanzierten Aufträgen

³ OLG Frankfurt NJW 1983, 456, mwN

⁴ Jagenburg BauR 80, 406 ff, Vygen, Bauvertragsrecht nach VOB und BGB, 2. Aufl., RdNr. 365

vertragliche Hauptpflicht dar, die vom Auftragnehmer selbständig bzw. "isoliert" eingeklagt werden kann, wie der BGH⁵ erst jüngst wieder entschieden hat.

Nachfolgend gilt das Augenmerk vor allem der Regelung des § 12 VOB/B, zumal im Kernbereich der Abnahme kein grundlegender Unterschied zur Regelung in § 640 BGB besteht. Dies zeigt sich vor allem in der Definition des Begriffes "Abnahme" und den Auswirkungen auf den Bauvertrag:

2 Begriff der Abnahme

Eine Legaldefinition zur Abnahme fehlt im BGB oder vergleichbaren gesetzlichen Regelungen. Der "zweigliedrige" Abnahmebegriff für die §§ 640 BGB, 12 VOB/B ist heute herrschende Meinung⁶.

- Zunächst ist die "körperliche Hinnahme" des hergestellten Werks durch den "Besteller" oder "Auftraggeber" erforderlich. Bei Spezialtiefbauleistungen ist dies jedoch nur sehr selten möglich. Denn diese Gewerke gehen regelmäßig tief in den Baugrund ein.
- Unverzichtbar für eine Abnahme ist jedoch in jedem Fall ein tatsächliches Verhalten des Auftraggebers, aus dem der Auftragnehmer unzweifelhaft erkennen kann, daß das Werk (= die Bauleistung) als im wesentlichen vertragsgemäß angesehen wird, also das hergestellte Gewerk als vertraglich geschuldete Leistung hingenommen, d.h. "gebilligt" wird.⁷ Der Auftraggeber muß also ausdrücklich oder mindestens stillschweigend⁸ seinen Willen über die Billigung der ausgeführten Bauleistung erklären, ausgenommen bei der besonderen, "fiktiven" Abnahme nach § 12 Nr. 5 VOB/B.

3 Wirkungen der Abnahme

Wegen der mehrfachen rechtsgeschäftlichen Folgen ist auf die wesentlichen Wirkungen der Abnahme hinzuweisen, die unterschiedslos beim VOB- und BGB-Bauvertrag eintreten:

⁵ BGH BauR 96, 386

⁶ Münchner Kommentar/Soergel § 640 RdNr. 1

⁷ Ingenstau/Korbion VOB-Kommentar, 12. Auflage 1993, B § 12 RdNr. 9, 10

⁸ BGH BauR 70, 49

- Mit der Abnahme endet das Erfüllungsstadium gemäß § 4 VOB/B und damit auch die für jeden Bauvertrag maßgebliche Vorleistungspflicht des Auftragnehmers.⁹
- Aus § 13 Nr. 4 VOB/B bzw. § 638 Abs. 1 BGB ist ersichtlich, daß die Fristen für die Gewährleistung mit der rechtsgeschäftlichen Abnahme der gesamten Leistung bzw. des Werkes zu laufen beginnen. Entsprechendes gilt für die Teilabnahme gemäß § 12 Nr. 2a VOB/B.
- Hat der Auftraggeber die Abnahme erklärt, geht die Beweislast für behauptete Mängel auf ihn über. Während Korbion¹⁰ dies auch für bei der Abnahme seitens des Auftraggebers vorbehaltenen Mängel gelten lassen will, vertritt Groß¹¹ mit guten Argumenten die Meinung, daß die Beweislast für solche vorbehaltenen Mängel auch nach der Abnahme beim Auftragnehmer verbleiben soll.
- Erklärt der Auftraggeber bei der rechtsgeschäftlichen Abnahme keinen Vorbehalt wegen vorhandener Mängel oder wegen einer vereinbarten Vertragsstrafe, verliert er seine Ansprüche auf Nachbesserung, Minderung und Wandelung¹² bzw. auf Geltendmachung der Vertragsstrafe. Dies folgt aus § 640 Abs. 2 BGB bzw. § 12 Nr. 6 Abs.3 VOB/B.
- Schließlich wird in der Praxis nicht selten übersehen, daß nach einhelliger Meinung¹³ die erfolgte Abnahme Voraussetzung für die Fälligkeit der bis dahin noch offenen Werklohnforderung des Auftragnehmers ist.

4 Besonderheiten im Spezialtiefbau

Die skizzierten Wirkungen der Abnahme sind vor allem bei Spezialtiefbaugewerken von erheblicher Bedeutung. Dabei gilt der allgemeine Grundsatz:¹⁴ "Keine Abnahme ohne erfolgte Fertigstellung der gesamten vertraglichen Leistung oder wenigstens eines in sich abgeschlossenen Leistungsteiles." Dies regelt § 640 Abs.1 BGB und ebenso § 12 Nr.1, Nr. 2a VOB/B.

⁹ BGH BauR 84, 395

¹⁰ Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr. 24

¹¹ Groß, Beweislast bei in der Abnahme vorbehaltenen Mängeln, BauR 95, 456 ff

¹² H.M., vgl. z.B. Heiermann/Riedl/Rusam Handkommentar zur VOB, 5. Aufl. B § 12 RdNr. 6

¹³ Ingenstau/Korbion aaO, B § 16 RdNr. 16 mit umfangreichen Nachweisen

¹⁴ Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr. 17

Leistungen aus dem Spezialtiefbau stehen regelmäßig zeitlich am Anfang einer komplexen Baumaßnahme. Häufig handelt es sich um Hilfsgerüste oder temporäre Bauleistungen¹⁵. Die Herstellung einer Spundwand mit rückwärtigen Bodenankern dient der Baugrubensicherung, die einzelnen Spundwandteilen sind nach Wegfall des Sicherungszweckes wieder auszubauen, ebenso die Anker wieder zu entspannen. Gleiches gilt für die Wasserhaltung in einer Baugrube, auch sie wird regelmäßig nach Herstellung des Tiefgeschosses wieder abgestellt und ausgebaut. Wann ist hier die Abnahme durchzuführen, wann beginnt die Gewährleistung und wie lange dauert diese an?

Im Spezialtiefbau sind zahlreiche Gewerke mit dauernder Funktion¹⁶ anzutreffen, mögen sie auch mitunter ebenfalls nur eine (Baugruben-) Sicherungsfunktion erfüllen. Massive Pfahl- oder Schlitzwände, tiefliegende Gründungspfähle oder auch die Herstellung von Dichtsohlen in schwierigem Baugrund sind bei der Herstellung vieler Bauvorhaben unerlässlich. Auch hier ergeben sich aus der Art der Leistung häufig besondere Probleme für den Zeitpunkt der Abnahme und für deren Durchführung.

5 Regelungen zur Abnahme im Bauvertrag

Der Keim vieler Auseinandersetzungen in Bausachen liegt in unzureichenden oder unangemessenen vertraglichen Regelungen beim Abschluß des Bauvertrages, insbesondere in solchen Vertragsbestimmungen, die den Charakter einer Allgemeinen Geschäftsbedingung aufweisen und nicht selten in das insgesamt ausgewogene System der VOB/B eingreifen. Unbeschadet der nach § 12 VOB/B möglichen, unterschiedlichen Abnahmeformen sollten beide Vertragsteile wegen ihrer grundlegenden Bedeutung¹⁷ und den oben dargestellten Wirkungen die förmliche Abnahme im Vertrag vereinbaren und auch tatsächlich vor Ort nach Fertigstellung der (Teil-) Leistung durchführen. Viele Unklarheiten und vor allem Beweisprobleme zu Mängeln der Leistung und/oder etwaigen Vorbehalten lassen sich bei einer gemeinsamen, mit Ergebnissen dokumentierten und unterzeichneten Abnahmeniederschrift vermeiden.

Besonderes Augenmerk ist je nach dem Zweck der Spezialtiefbauleistung dem Zeitpunkt der Abnahme zu widmen:

Generell findet die Abnahme der Bauleistung erst nach dem Zeitpunkt ihrer im wesentlichen vertragsgemäßen Fertigstellung statt. Das Gewerk muß funktionell fertig¹⁸ sein.

¹⁵ Vgl. zu den verschiedenen Technologien: Englert/Grauvogl/Maurer, Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts 1993, RdNr. 17

¹⁶ Englert/Grauvogl/Maurer aaO

¹⁷ So Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr. 88

¹⁸ OLG Düsseldorf BauR 82, 168

§ 640 Abs.1 BGB verlangt die erfolgte "Herstellung", § 12 Nr.1 VOB/B nennt die "Fertigstellung" ebenfalls als Voraussetzung.

Bei Spezialtiefbauarbeiten kann durch unpassende Vertragsbedingungen besonders die zeitliche Festlegung der Abnahme nachteilig sein.

Beispiele:

Abnahme der Spundwandarbeiten erst nach Fertigstellung der Rohbauarbeiten; Abnahme der Wasserhaltung erst nach Fertigstellung der Gesamtbaumaßnahme;¹⁹ Abnahme der Bohrpfahlwand erst nach Mängelfreiheitsbescheinigung des Rohbauunternehmers.

Wird der Zeitpunkt der Abnahme in Vertragsklauseln zeitlich unangemessen lange hinausgeschoben, von der Mitwirkung eines Dritten (z.B. behördliche Abnahme) oder vom Eintritt bestimmter Umstände abhängig gemacht, auf die der Auftragnehmer keinerlei Einfluß hat, liegt ein Verstoß gegen §§ 9, 10 AGBG mit der Folge der Unwirksamkeit vor.²⁰ Die Grenze dürfte allgemein bei einer Verschiebung der Abnahme um ca. vier bis sechs Wochen nach der Fertigstellung liegen.²¹

Diese zeitlichen Grenzen gelten vor allem, wenn der Auftragnehmer die Spezialtiefbauarbeiten als Subunternehmer ausführt und sich seine Leistung zeitnah nach der Fertigstellung abschließend auf seine Vertragsgerechtigkeit überprüfen läßt.²² Da es sich bei den genannten Beispielen um spezielle Tiefbauarbeiten handelt, die regelmäßig nur Teil (Baugrubensicherung) einer oft mehrere Jahre dauernden Baumaßnahme darstellen, hat das (berechtigte) Interesse des Auftragnehmers an einer frühzeitigen Abnahme im Vordergrund zu stehen.²³ Die Entscheidung des BGH zur Wasserhaltung schreibt zudem fest, daß die zeitliche Verschiebung der Abnahme durch Vertragsklauseln dann unwirksam ist, wenn der Zeitpunkt der Abnahme für den Subunternehmer nicht eindeutig erkennbar ist oder ungewiß bleibt, weil er vom Subunternehmer nicht herbeigeführt oder nicht berechnet werden kann.²⁴

Bei derartigen Vertragsklauseln ist jedem Auftragnehmer zu empfehlen, bereits vor Unterzeichnung des Vertrages auf ihre Unwirksamkeit hinzuweisen bzw. auf eine angemessene Abänderung hinzuwirken. Etwas anderes gilt nur, wenn im Vertrag individuelle, aus

¹⁹ BGH NJW 1995, 526 - Nachunternehmerleistung

²⁰ So die h.M. vgl. Werner/Pastor, Der Bauprozess, 8. Aufl., RdNr. 1358-1360; Korbion/Locher AGB-Gesetz und Bauerrichtungsverträge, 2. Aufl. 1994 RdNr. 104 ff.; Ingenstau/Korbion aaO. §12 RdNr. 5 mit zahlreichen Beispielen

²¹ BGH BB 1989, 1150, dort wird der Zeitraum ausdrücklich genannt.

²² Zutreffend Ingenstau/Korbion aaO, Anh RdNr. 140; auch Bühl BauR 1980, 237 (238)

²³ So zutreffend Werner/Pastor aaO, RdNr. 1358

²⁴ BGH BB 1989, 1150 (1151); so zuletzt erneut BGH BB 1996, 763 (764)

gehandelte Regelungen zur Abnahme getroffen sind oder der Auftraggeber ausnahmsweise ein besonderes und berechtigtes Interesse an der zeitlichen Verschiebung der Abnahme besitzt.²⁵

6 Art und Zeitpunkt der Abnahme von "temporären" Tiefbaugewerken

Viele Spezialtiefbauleistungen dienen nur einem zeitlich vorübergehenden Sicherungszweck. Sie werden nach Wegfall dieses erreichten Zweckes wirkungslos.

Beispiele:

Ein "Berliner Verbau" oder auch eine Spundwand ist als Baugrubensicherung einzubauen und nach einer bestimmten, vertraglich festgelegten Zeit wieder auszubauen. Bodenanker sind zur rückwärtigen Absicherung einer Pfahlwand herzustellen und ebenfalls nach einer festgelegten Vorhaltezeit wieder zu entspannen, einschließlich Entfernung des Ankerkopfes. Zur Absenkung des Grundwasserspiegels ist eine Wasserhaltungsanlage herzustellen und nach Herstellung des Tiefbaugeschosses und Erreichung der Auftriebssicherheit des Rohbaues wieder zu entfernen.

In allen Fällen handelt es sich um einen so bezeichneten "Baubehelf", gleichzeitig aber auch um eine "Bauleistung",²⁶ für die die Regeln der Abnahme gelten. In vielen Fällen werden sie von Tiefbauunternehmen in der Stellung eines Subunternehmers ausgeführt.

Wann ist hier unabhängig von den oben ausgeführten Einzelheiten der konkrete und interessengerechte Zeitpunkt der Abnahme anzusetzen? Welche Art der Abnahme ist sachgerecht?

Ist es

- die Fertigstellung des nach dem Vertragszweck funktionell fertigen einzelnen Baubehelfs oder
- der Zeitpunkt des Rückbaus bzw. der eingetretenen Funktionslosigkeit der Bauhilfsmaßnahme oder der Zeitpunkt der körperlichen Entfernung der "Bauleistung"?

Eine konkrete Erwähnung dieser Baubehelfsmaßnahmen innerhalb der VOB/A und VOB/B fehlt, abgesehen von der Bestimmung des § 7 Nr. 3 VOB/B. Danach soll die Vergütungsgefahr beim zufälligen Untergang von "Baubehelfen" nicht auf den Auftraggeber

²⁶ Siehe oben Fn1

²⁵ Ingenstau/Korbion aaO Anh RdNr.140

übergehen. Hier werden vor allem die Baugerüste genannt, es können aber auch solche Baubehelfe sein, die "selbständig" vergeben werden. Letzteres ist bei den genannten Gewerken ausnahmslos der Fall. Es sind eigenständige Bauleistungen, für sie gibt es sogar seit Jahren selbständige DIN-Normen innerhalb der VOB/C.²⁷ Soweit ersichtlich, ist dieser Komplex bisher weder in der Rechtsprechung noch in der Literatur für den Bereich des Spezialtiefbaus erschöpfend behandelt worden. Nur zu den "Gerüstarbeiten" finden sich bei Ingenstau/Korbion und Locher Ausführungen.²⁸ Eine Parallele zu den hier behandelten Bauhilfsgewerken ist, daß etwa bei rückzubauenden Verbauarten (Berliner Verbau, Spundwand) und ebenso bei der temporären Wasserhaltung hinsichtlich der Dauer der Vorhaltung "mietvertragliche Elemente" vorliegen, insbesondere die Verpflichtung des Auftragnehmers nach § 536 BGB zur vertragsgemäßen Überlassung des Gewerkes bzw. seiner Stoffe und Bauteile während der vereinbarten Zeit.²⁹ So ist bei Verbauarbeiten nach der VOB/C DIN 18303, dort Ziffern 0.2.5 und 0.5.1 ausdrücklich festgehalten, daß in der Leistungsbeschreibung Angaben zum Vorhalten enthalten sein müssen und Abrechnungseinheiten im Leistungsverzeichnis jeweils für den Einbau, das Vorhalten und das Beseitigen des Verbaus vorzusehen sind.

Gleichwohl überwiegt der werkvertragliche Charakter, primär ist ein bestimmter Erfolg - die Sicherung oder Trockenhaltung der Baugrube - geschuldet, hierfür hat der Auftragnehmer einzustehen. Das Hauptaugenmerk ist auf die funktionstaugliche Herstellung gerichtet und auf einen vollständigen Rückbau.

Für die Festlegung des Abnahmezeitpunktes bietet die VOB/B durch das Instrument der Teilabnahme sach- und interessengerechte Lösungen. Danach sind auf Verlangen

- in sich abgeschlossene Teile der Leistung, § 12 Nr. 2a VOB/B oder
- andere Teile der Leistung, wenn sie durch die weitere Ausführung der Prüfung und Feststellung entzogen werden, § 12 Nr. 2b VOB/B

besonders abzunehmen.

Es entspricht herrschender Meinung, daß die Abnahme von Teilleistungen nach § 12 Nr. 2a VOB/B eine "echte", d.h. rechtsgeschäftliche Abnahme mit allen oben dargestellten Wirkungen ist, während die "unechte" oder "technische" Teilabnahme nach § 12 Nr. 2b VOB/B lediglich der Vorbereitung der späteren endgültigen und rechtsgeschäftlichen Abnahme dienen soll.³⁰ Bei temporären Baubehelfen aus dem Bereich des Spezialtiefbaus,

²⁷ So z.B. DIN 18303 - Verbauarbeiten; DIN 18305 - Wasserhaltungsarbeiten; DIN 18309 - Einpreßarbeiten (gilt auch für Verankerungen); zu den einzelnen Tiefbautechniken Englert/Grauvogl/Maurer aaO RdNr.778 ff.

²⁸ Ingenstau/Korbion aaO, A § 1 RdNr. 68ff, 73; Locher, Festschrift Gelzer, S. 347 (348)

²⁹ Zutreffend vor allem Ingenstau/Korbion aaO und Locher aaO, S. 350

³⁰ Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr.68 ff, 78f

die in die Leistungsteile "Einbau, Vorhaltung und Ausbau" aufzuteilen sind, sollte deshalb bereits bei Abschluß des Bauvertrages die Teilabnahme ausdrücklich vorgesehen werden. Die AGB-Spezialtiefbau schreiben dies für Baubehelfe auch ausdrücklich vor.³¹ Die Voraussetzungen für eine "echte", d.h. rechtsgeschäftliche Abnahme liegen bereits zum Zeitpunkt der abgeschlossenen Herstellung der Bauhilfsmaßnahme in den meisten Fällen vor:

Der mangelfrei fertiggestellte Verbau, die ordnungsgemäß hergestellte Spundwand oder die funktionsfähige Wasserhaltungsanlage sind als jeweils selbständiger Leistungsteil anzusehen. Sie lassen sich auch hinsichtlich ihrer Gebrauchstauglichkeit sowohl technisch wie auch nach der vertraglich vorgesehenen Nutzung abschließend beurteilen.³² Die von Rechtsprechung und Literatur zitierten "Schwierigkeiten und Überschneidungen hinsichtlich der Gewährleistung"³³ sind bei diesen Gewerken nicht zu befürchten, ein unangemessener Nachteil für den Auftraggeber tritt ebenfalls nicht ein. Er verlangt ja gerade neben der technisch einwandfreien Herstellung solcher Hilfsgewerke für deren zeitlich erforderliche Vorhaltung die Gewähr dafür, daß diese Bauleistung den anerkannten Regeln der Technik entspricht und nicht mit Fehlern behaftet ist, die den Wert oder die Tauglichkeit zu dem nach dem Vertrag vorausgesetzten Gebrauch aufheben oder mindern. Dies ist jedoch der Kerninhalt der werkvertraglichen Gewährleistung nach § 13 Nr. 1 VOB/B bzw. § 633 Abs.1 BGB. Wenn zudem in der (funktionierenden) Vorhaltung das genannte "mietvertragliche Element" der Nutzungsüberlassung enthalten ist, wird der Auftraggeber auch durch die Erhaltungs- und Gewährleistungspflichten analog den §§ 536, 537 BGB ausreichend geschützt. Das werkvertragliche Moment der mangelfreien Herstellung und des Ausbaues solcher Baubehelfe nach Wegfall des jeweiligen Zweckes bleibt davon unberührt. Deshalb bietet sich für diese Bauleistungen gerade die "echte" Teilabnahme nach § 12 Nr. 2a VOB/B zum Zeitpunkt ihrer jeweiligen Fertigstellung an.³⁴

Weitere Gründe sprechen für diese Handhabung: Die Vorleistungspflicht des Auftragnehmers eines Spezialtiefbaugewerks als Baubehelf endet mindestens teilweise mit seiner mangelfreien Fertigstellung, anschließend folgt die Phase der Vorhaltung, erst dann folgt eine weitere Phase der "Vorleistung" beim Ausbau solcher Hilfsgewerke. Dies ist jedoch ohne Folgen für die Gewährleistung, da zeitlich nach dem erfolgten Ausbau durch die Beseitigung der "Stoffe und Materialien" und durch den Wegfall ihres Zweckes tatsächlich eine Gewährleistung gar nicht beginnen kann. Wird die rechtsgeschäftliche Teilabnahme im hier genannten Zeitpunkt nicht durchgeführt, bleibt die volle Beweislast für die Man-

³¹ AGB-Spezialtiefbau, abgedruckt im Bundesanzeiger vom 17.9.1991, Nr. 61/91, dort Ziffer 6 Allgemeine Bedingungen Spezialtiefbau (AB)

³² Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr. 72

³³ BGH BauR 1975, 423; OLG Düsseldorf SFH § 12 VOB/B Nr. 14 und diesen Entscheidungen folgend Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr. 73

³⁴ Ingenstau/Korbion aaO, A § 1 RdNr. 73 und Locher, aaO S. 351 f. bejahen dies für "selbständige" Gerüstverträge

gelfreiheit bis zum abgeschlossenen Rückbau beim Auftragnehmer. Nicht selten erstreckt sich die Vorhaltezeit von solchen Baubehelfen je nach Umfang der Gesamtbaumaßnahme über einen langen Zeitraum von vielen Monaten. Während dieser Zeit ist der Tiefbauunternehmer nicht regelmäßig an der Baustelle tätig, abgesehen von routinemäßigen Überwachungsmaßnahmen. Er hat keinen unmittelbaren Einfluß darauf, ob Nachfolgeunternehmen auf sein Hilfsgewerk zugreifen und es ggf. auch beschädigen oder verändern.

Beispiel:

Eine Baugrube ist mit einer statisch und technisch mangelfreien Spundwand gesichert. Die notwendige Einbindetiefe der Einzelbohlen in den Boden unterhalb der planmäßig vorgesehenen Baugrubensohle beträgt vier Meter und wird eingehalten. Eine funktionierende Wasserhaltung mit vier Pumpensümpfen ist hergestellt und in Betrieb. Bei nachfolgenden Aushub- und Fundamentierungsarbeiten werden Planänderungen vorgenommen, im Bereich der Spundwand wird die Sohle um zusätzliche zwei Meter tiefergelegt. Durch Betonierarbeiten werden zwei Pumpensümpfe beschädigt. Die Spundwand neigt sich wegen der jetzt fehlenden Einbindetiefe in die Baugrube, es kommt zu Einbrüchen des Erdreichs im rückwärtigen Teil der Baugrube und erheblichen Setzungsschäden am angrenzenden Nachbargebäude. Die beschädigte Wasserhaltungsanlage erreicht das vorgegebene Absenkziel nicht mehr, die Baugrube wird teilweise überschwemmt und die Feinplanie beschädigt.

Bei einem solchen in der Baupraxis anzutreffenden Fall ist es nicht sachgerecht, dem (Spezial-) Tiefbauunternehmer die Beweislast gegenüber dem Auftraggeber für die "Mangelfreiheit" seiner Bauleistung zu belassen. Abhilfe kann hier also nur die rechtzeitige, sachgerechte Teilabnahme nach § 12 Nr. 2a VOB/B schaffen.

Man mag einwenden, daß in solchen Fällen für den betroffenen Auftragnehmer mindestens ein ähnliches Ergebnis mit der Durchführung der "technischen" Abnahme nach § 12 Nr. 2b VOB/B erzielbar ist. Hier "paßt" aber schon der Wortlaut der Bestimmung nicht, da diese Abnahmeform nur dann für solche Teilleistungen vorgesehen ist, "wenn sie durch die weitere Ausführung der Prüfung und Feststellung entzogen werden." Dies trifft bei den hier geschilderten sichtbaren Baubehelfen sicherlich nicht zu.

Schließlich wird darauf verwiesen, daß die Teilabnahme durch zusätzliche Vertragsbedingungen ausgeschlossen werden kann. Dies trifft aber nur eingeschränkt zu. Durch solche Klauseln wird in die Ausgewogenheit der VOB/B eingegriffen, so daß dann eine Vereinbarung der VOB/B "als Ganzes" nicht mehr vorliegt.³⁵ Eine solche Vertragsklausel, die den Anspruch des Auftragnehmers auf Durchführung der Teilabnahme nach § 12 Nr. 2a

³⁵ Zutreffend Ingenstau/Korbion aaO, A § 10 RdNr. 34; Groß, Festschrift Locher, S. 63 mwN

VOB/B ausschließt oder erheblich einschränkt, wird dann auch gegen § 9 AGBG verstoßen mit der Folge der Unwirksamkeit.³⁶

7 "Technische" Abnahme von dauernden Spezialtiefbauleistungen

Das hochentwickelte technische "Know How" von Spezialtiefbauleistungen zeigt sich in der Ausführung von schwierigen Bauleistungen im Baugrund. Die Herstellung von Bodenverdichtungsmaßnahmen unterhalb der Baugrubensohle durch HDI- oder Weichgelsohlen, die Ausführung tiefliegender Gründungspfähle und ähnlicher Gewerke sind bei der Durchführung zahlreicher Bauvorhaben mit schwierigen Boden- und Wasserverhältnissen häufig unerlässlich. Es versteht sich von selbst, daß auch solche Baumaßnahmen nach ihrem endgültigen Abschluß und bei Erreichung ihres Zweckes der rechtsgeschäftlichen (End-) Abnahme bedürfen.

Dabei sollte aber auch die Möglichkeit der "unechten" oder "technischen" Abnahme von Teilleistungen nach § 12 Nr. 2b VOB/B ins Auge gefaßt werden. Diese Regelung dient vor allem Zweckmäßigkeitsgründen,³⁷ und bietet sich für Spezialtiefbauleistungen besonders an.

Beim obigen Beispiel der Gründungspfähle läßt sich deren Ordnungsmäßigkeit nicht bereits unmittelbar nach ihrer Herstellung beurteilen, sondern erst nach der Ausführung auch der Bodenplatte für das neue Bauwerk. Hier werden die Voraussetzungen für eine rechtsgeschäftliche Teilabnahme nach § 12 Nr. 2a VOB/B nicht bereits nach der Herstellung vorliegen, weil es sich eher nicht um "in sich abgeschlossene Teile der Leistung" handelt. Andererseits ist eine Prüfung der Gründungspfähle erst nach der Ausführung von Rohbaugewerken vor Ort nicht mehr möglich oder nur noch mit unverhältnismäßigem Aufwand verbunden, sie "verschwinden" unter dem neuen Bauwerk. Bei einer "technischen" Abnahme unmittelbar nach der Herstellung läßt sich dagegen ohne außergewöhnlichen zusätzlichem Aufwand diese Prüfung und Feststellung durchführen. Dies kann durch Belastungsproben, Entnahme von Materialproben, durch sog. Kernbohrungen und ähnliche Maßnahmen erfolgen und bringt ein für beide Vertragsteile hinnehmbares Prüfungsergebnis. Bei der Feststellung von Mängeln können später aufwendige Sanierungsmaßnahmen mit teilweise unübersehbaren Folgekosten (rechtzeitig) mit vertretbarem Aufwand durchgeführt werden, ohne daß in die Substanz des neuen Bauwerks eingegriffen werden muß.

³⁶ Werner/Pastor aaO, RdNr. 1020; BGH BauR 1991, 740; OLG Celle NJW-RR 1994, 475; Groß, aaO, verweist darauf, daß ein solcher Ausschluß der Teilabnahme die Vereinbarung der VOB/B "als Ganzes" nachhaltig und mit weitreichenden rechtlichen Konsequenzen in Frage stellt

³⁷ Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr.76

Beispiel:

Beim Bau eines Supermarktes waren zur Hangsicherung und gleichzeitig als Gebäudeteil Pfähle herzustellen. Diese wurden mit einer unzulänglichen Bewehrung versehen. Der Bauherr verwies nach der Fertigstellung des Bauvorhabens und Eröffnung des Marktes auf Fotoaufnahmen, die nach erfolgter Auswertung den Mangel auch bestätigten. Die Mängelbeseitigung erforderte eine vorübergehende Schließung des Geschäftsbetriebes, umfangreiche Eingriffe in die Außenwand und Nachbesserung der Pfähle selbst. Die Nachbesserungs- und Schadensersatzkosten lagen in Millionenhöhe.

Hätten Auftraggeber oder auch Auftragnehmer die "technische" Abnahme rechtzeitig vor der Einbringung der Bewehrungskörbe in die Pfähle verlangt, wäre der Hauptzweck dieser Art der Abnahme erreicht worden: Die rechtzeitige Zustandsfeststellung³⁸ und Beweissicherung³⁹.

Einen Nachteil erleidet der Auftraggeber bei dieser Form der Abnahme nicht. Denn es entspricht allgemeiner Auffassung, daß sich an die "unechte" Abnahme nach § 12 Nr. 2b VOB/B keine weiteren rechtsgeschäftlichen Folgen anschließen. Vor allem beginnt die Gewährleistungsfrist nicht zu laufen, ebenso kann eine Teilschlußrechnung nach § 16 Nr. 4 VOB/B nicht gestellt werden.⁴⁰

Ist die VOB/B Vertragsbestandteil und verlangt der Auftragnehmer ausdrücklich die Durchführung der technischen Abnahme, sollte der Auftraggeber diese tunlichst nicht verweigern, um nicht mehrfachen Gefahren ausgesetzt zu sein:

- Er verstößt gegen die ihm obliegende Mitwirkungspflicht nach § 642 BGB mit der Folge, daß dem Auftragnehmer Schadenersatzansprüche aus positiver Vertragsverletzung zustehen.⁴¹
- Die Verweigerung der Abnahme führt gleichzeitig auch zu einer Vereitelung der vom Auftragnehmer angestrebten Beweissicherung. Behauptet der Auftraggeber gleichwohl später Mängel an der konkreten Bauleistung, trifft ihn

³⁸ Groß, aaO. S. 63; Heiermann/Riedl/Rusam aaO, B § 12 RdNr.15c

³⁹ So ausdrücklich Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr.79 mwN

⁴⁰ Ganz h.M., vgl. statt vieler Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr.78

⁴¹ Palandt BGB 53. Aufl. § 642 RdNr. 1; ebenso neuerlich OLG Celle BauR 96, 121, 122, dort wird ausdrücklich auf die Verletzung der Rechtspflichten der §§ 323 BGB hingewiesen

die Beweislast für deren Vorhandensein. Man kann hier berechtigt von einer Umkehr der Beweislast sprechen.⁴²

- Erfordert die spätere Feststellung von (behaupteten) Mängeln einen zusätzlichen Aufwand (Aufgrabungen, Durchbohren von Gebäudeteilen u.ä.), so trägt der Auftraggeber bei zu Unrecht verweigerter technischer Abnahme diese Kosten selbst.⁴³
- Entsteht durch die Verweigerung der technischen Abnahme während der Ausführung der Bauleistung eine Unterbrechung der Bauarbeiten und fallen damit Mehrkosten an, sind diese dem Auftragnehmer nach § 6 Nr. 6 VOB/B zu ersetzen, ebenso hat er Anspruch auf Verlängerung der (vereinbarten) Ausführungsfrist gemäß § 6 Nr. 2a, 4 VOB/B.⁴⁴

Die negativen Konsequenzen sind für den Auftraggeber beachtlich. Nachdem nur die rechtsgeschäftliche, nicht aber die technische Abnahme selbständig einklagbar ist, verbleibt dem Auftragnehmer bei einer Verweigerung durch den Auftraggeber und einer sich abzeichnenden Auseinandersetzung letztlich nur die Möglichkeit, im Rahmen eines selbständigen Beweisverfahrens nach den §§ 485 ff. ZPO sein rechtliches Interesse an der alsbaldigen Feststellung seiner Leistung darzutun. Bei den hier behandelten Spezialtiefbauleistungen dürfte regelmäßig die Gefahr gegeben sein, daß die "Benutzung des Beweismittels" bei Fortführung der Bauarbeiten wenigstens erschwert wird.⁴⁵

6 Fazit

Die Besonderheiten des Spezialtiefbaus mit seinen vielfältigen technischen Varianten erfordern für die Durchführung der rechtsgeschäftlichen und auch der technischen Abnahme verstärkte Aufmerksamkeit. Dies gilt vor allem für "temporäre" Bauhilfsgewerke, bei denen die Möglichkeit der "echten" Teilabnahme nach § 12 Nr. 2a VOB/B ausgeschöpft werden sollte. Schließlich ist auch bei solchen dauernden Gewerken, die entweder von Anfang an "unsichtbar" sind, oder deren Prüfung und Feststellung bei Fortführung der

⁴² Locher, das private Baurecht RdNr.140, Vygen aaO, RdNr.400; Heiermann/Riedl/Rusam, aaO, B § 12 RdNr. 15c; wie hier auch Englert/Grauvogl/Maurer, aaO, RdNr.348; a.A. Ingenstau/Korbion aaO, B § 12 RdNr.79

⁴³ H.M. Ingenstau/Korbion aaO, RdNr. 80; Heiermann/Riedl/Rusam aaO; Groß aaO, S. 64

⁴⁴ Heiermann/Riedl/Rusam aaO, RdNr.15c; Vygen aaO RdNr.400

⁴⁵ Thomas/Putzo ZPO 19. Aufl., § 485 ZPO RdNr. 3

Nachfolgegewerke unmöglich oder erheblich erschwert wird, rechtzeitig die "technische" Teilabnahme nach § 12 Nr.2b VOB/B durchzuführen. Für beide Varianten gilt: Die rechtsgeschäftliche und auch "technische" Abnahme von Teilleistungen aus dem Bereich der (Spezial-)Tiefbauleistungen ist zeitlich unmittelbar nach der Fertigstellung des jeweiligen betroffenen Gewerks vorzunehmen.

Anspruchsgrundlagen nach der VOB für Nachträge bei veränderten Bodenverhältnissen

Prof. Dr. jur. Klaus Vygen

Vors. Richter am OLG Düsseldorf - Honorarprofessor an der TH Darmstadt

Einleitung

Streitigkeiten über Nachtragsforderungen des Auftragnehmers nehmen mehr und mehr zu und gehören zum Tagesgeschäft der Juristen, also der Rechtsanwälte und Richter, die sich mit dem Baurecht befassen. Allzu oft werden diese Auseinandersetzungen von den Baubeteiligten unsachlich geführt, weil auf der einen Seite dem Bauingenieur die rechtlichen Grundlagen und Probleme nicht hinreichend vertraut sind und auf der anderen Seite die Juristen die technischen und baubetrieblichen Probleme nicht kennen und verstehen und auch Kalkulationsgrundlagen für sie meist unverständlich sind. Auf beiden Seiten mehr Verständnis für die Probleme der Bauingenieure bzw. der Juristen zu erreichen, soll mit diesem Beitrag versucht werden.

1 Grundlagen der Ausschreibung und Kalkulation

Grundlage einer jeden Kalkulation des Bieters und damit natürlich auch Grundlage des späteren Vertragsabschlusses ist gemäß § 645 BGB und vor allem gemäß § 9 VOB/A die Leistungsbeschreibung des Auftraggebers. Diese legt nämlich fest, welche Bauleistung der Auftraggeber vom Bieter angeboten haben will und damit auch welches Bau-Soll der Bieter und spätere Auftragnehmer zu dem von ihm angebotenen Preis schuldet.

Deshalb kommt der Leistungsbeschreibung für die Kalkulation, den Bauvertragsabschluß und die Baudurchführung entscheidende Bedeutung zu. Die Leistungsbeschreibung ist dann später auch die Grundlage für die Beurteilung von berechtigten und unberechtigten Nachtragsforderungen des Auftragnehmers; denn Nachträge können immer nur dann gerechtfertigt sein, wenn sich das ursprünglich nach dem Vertrag geschuldete und mit den

vereinbarten Preisen abgegoltene Bau-Soll nachträglich, also nach Vertragsabschluß, geändert hat, sei es, daß sich die Mengen erheblich erhöht oder verringert haben, sei es, daß sich die auszuführende Leistung in ihrer Art geändert hat, sei es, daß Leistungen, die nach dem Vertrag nicht geschuldet waren, vom Auftraggeber zusätzlich angeordnet worden sind oder notwendig wurden und deshalb ausgeführt worden sind.

Immer bedarf es deshalb zunächst einer Feststellung des nach dem Verträge geschuldeten Bau-Solls und dies läßt sich in erster Linie aus der dem Verträge zugrunde gelegten Leistungsbeschreibung, bei Unklarheiten evtl. unter Zuhilfenahme der dem Vertragsabschluß zugrunde gelegten Pläne und notfalls durch Auslegung danach noch verbleibender Unklarheiten der Leistungsbeschreibung nach den Grundsätzen der Vertragsauslegung aus der objektiven Sicht des jeweiligen Erklärungsempfängers ermitteln. Vorrangig für diese Ermittlung des geschuldeten Bau-Solls muß aber stets die Leistungsbeschreibung sein.

Dieser großen Bedeutung der Leistungsbeschreibung trägt auch die VOB Rechnung, indem sie klare Regelungen für die Aufstellung der Leistungsbeschreibung durch den Auftraggeber in § 9 VOB/A festlegt.

So bestimmt § 9 VOB/A, der als Grundgesetz des gesamten Bauvertragsrechts für den VOB-Bauvertrag wie für den BGB-Werkvertrag gleichermaßen Geltung beanspruchen kann (so insbesondere von Craushaar, Festschrift für Locher, S. 9 und Vygen, Bauvertragsrecht nach VOB und BGB, 3. Aufl. 1997, Rdn. 288 ff), daß der Auftraggeber die Leistung eindeutig und so erschöpfend zu beschreiben hat, daß alle Bewerber die Beschreibung im gleichen Sinne verstehen müssen und ihre Preise sicher und ohne umfangreiche Vorarbeiten berechnen können. Für den Baugrund konkretisiert § 9 Nr. 3 Abs.3 VOB/A dies noch weiter dahin, daß die Boden- und Wasserverhältnisse so zu beschreiben sind, daß der Bewerber ihre Auswirkungen auf die bauliche Anlage und die Bauausführung hinreichend beurteilen kann. Desweiteren sind nach § 9 Nr. 3 Abs. 4 VOB/A die "Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung" in Abschnitt 0 der Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen (ATV) für Bauleistungen DIN 18 299 ff zu beachten.

Die DIN 18 299 bestimmt gerade zu den Erdarbeiten in ihren Hinweisen für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung in Ziffer 0.1.7 und 0.1.8 noch einmal ausdrücklich, daß die Bodenverhältnisse, der Baugrund und seine Tragfähigkeit sowie die Ergebnisse von Bodenuntersuchungen anzugeben sind. Auch sind nach Ziffer 0.1.17 Art und Umfang von Schadstoffbelastungen, z.B. des Bodens, der Gewässer usw. mitzuteilen und Hindernisse anzugeben. Noch deutlicher wird die DIN 18.300 für Erdarbeiten. Danach sind anzugeben: Gründungstiefen, Gründungsarten und Lasten benachbarter Bauwerke (0.1.3), Beschreibung von Boden und Fels hinsichtlich ihrer Eigenschaften und Zustände nach Abschnitt 2.2 sowie die Einstufung in Bodenklassen nach Abschnitt 2.3, geschätzte Mengenangaben, wenn Boden und Fels verschiedener Klassen nach Abschnitt 2.3 zusammengefaßt werden, weil eine Trennung nur schwer möglich ist (0.2.2), Schadstoffbelastung nach Art und Umfang bei Boden und Fels zusätzlich zu Abschnitt 0.2.2 (0.2.3), wesentliche

Änderungen der Eigenschaften und Zustände von Boden und Fels nach dem Lösen (0.2.7) usw..

Zu Recht weist von Craushaar (Festschrift Locher, S. 9) darauf hin, daß es sich dabei einerseits um im Eigeninteresse des Auftraggebers vorgesehene Obliegenheiten zur Vermeidung von Nachträgen mit zusätzlichen Vergütungsansprüchen des Auftragnehmers handelt, andererseits aber auch um echte Pflichten des Auftraggebers und seines Planers, die sich aus dem vorvertraglichen Verhältnis zwischen Auftraggeber und Bieter ergeben und deren Verletzung Schadensersatzansprüche aus Verschulden bei den Vertragsverhandlungen (*culpa in contrahendo*) auslösen kann.

Die vorgenannten Grundsätze des § 9 VOB/A haben zudem nach Inkrafttreten der Vergabe VO und des Haushaltsgrundsätzegesetzes eine neue Qualität erhalten, da sie nunmehr Rechtsnormen darstellen, deren Verletzung Schadensersatzansprüche auslösen kann (vgl. Heiermann, Festschrift von Craushaar, S. 99ff, 113 f). Diese Möglichkeit hat auch der BGH inzwischen in einem neuen Urteil vom 4.7.1996 (ZfBR 1997, 29 f) angedeutet.

Besonders zu beachten ist schließlich auch, daß die aufgezeigten Grundsätze für die Leistungsbeschreibung gemäß § 9 VOB/A sowohl für die Leistungsbeschreibung mit Leistungsverzeichnis als auch für die funktionale Leistungsbeschreibung gelten; denn § 9 VOB/A ist in drei Teile unterteilt, in den Teil "Allgemeines" (§ 9 Nr.1-5), in dem sich die aufgezeigten Grundsätze für die Leistungsbeschreibung befinden, und in die Teile "Leistungsbeschreibung mit Leistungsverzeichnis" (§ 9 Nr. 6-9) und "Leistungsbeschreibung mit Leistungsprogramm" (§ 9 Nr. 10-12). Demnach muß auch eine funktionale Leistungsbeschreibung diesen allgemeinen Grundsätzen Rechnung tragen, also eindeutig und erschöpfend sein und die Boden- und Wasserverhältnisse im einzelnen beschreiben, was allzu häufig in der Praxis übersehen wird.

2 Mögliche Anspruchsgrundlagen für Mehrvergütungsansprüche des Auftragnehmers bei veränderten Bodenverhältnissen

Hat man nach den obigen Grundsätzen festgestellt, daß sich gegenüber dem vertraglich geschuldeten Bau-Soll etwas geändert hat und damit die Grundlage für Nachtragsforderungen des Auftragnehmers gegeben ist, so bedarf es der richtigen Einordnung der geltend zu machenden Mehrvergütung in eine der von der VOB/B zur Verfügung gestellten Anspruchsgrundlagen, vor allem des § 2 VOB/B, und gerade dies bereitet bei Baugrund- und Tiefbauarbeiten in der Praxis nicht unerhebliche Schwierigkeiten, so daß sich auch die Juristen hier nicht in allen Punkten einig sind.

Im einzelnen sieht § 2 VOB/B folgende möglichen Anspruchsgrundlagen für einen Mehrvergütungsanspruch des Auftragnehmers vor (vgl. dazu auch Englert/Grauvogel/Maurer,

Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts Rdn. 250 ff und Vygen, Bauvertragsrecht nach VOB und BGB, 3. Aufl. 1997, Rdn.764 a):

- § 2 Nr. 3 Abs.2 VOB/B: Erhöhung des Einheitspreises bei Mindermengen über 10 % ohne Eingriff des Auftraggebers
- § 2 Nr. 3 Abs.3 VOB/B: Neuer (= höherer oder niedrigerer) Einheitspreis bei Mehrmengen über 10 % ohne Eingriff des Auftraggebers
- § 2 Nr. 4 VOB/B: Vergütungsanspruch bei angeordneten Mindermengen oder Wegfall von Leistungen
- § 2 Nr. 5 VOB/B: Vergütungsänderung bei angeordneten Mengen- und Leistungsänderungen
- § 2 Nr. 6 VOB/B: Zusätzlicher Vergütungsanspruch bei geforderten und im Vertrag nicht vereinbarten Zusatzleistungen
- § 2 Nr. 8 Abs. 2 VOB/B: Zusätzlicher Vergütungsanspruch bei nicht angeordneten, aber ausgeführten notwendigen Leistungsänderungen und Zusatzleistungen

a) Von § 2 Nr. 3 VOB/B erfaßt werden nur die Fälle, in denen sich Mehr- oder Mindermengen ohne jeden Eingriff des Auftraggebers oder von dritter Seite (Statiker, Prüfstatiker, Baugenehmigungsbehörde oder sonstige Behörden, Unfallverhütungsvorschriften usw.) ergeben. Das ist der Fall, wenn die Mengenangaben im Leistungsverzeichnis ungenau waren, was vor allem im Tiefbau besonders häufig der Fall ist, weil die Bodenverhältnisse nun einmal nicht bei der Planung völlig "einsichtig" sind und deshalb nicht exakt vorher im Leistungsverzeichnis festgeschrieben werden können.

Deshalb wird man unter § 2 Nr. 3 VOB/B auch die Fälle einzuordnen haben, in denen sich Mengenverschiebungen zwischen den einzelnen Bodenklassen bei der Ausführung gegenüber der Ausschreibung ergeben, was in der Praxis sehr häufig vorkommt, wenn nicht gar die Regel ist. Ist also z.B. in einem Leistungsverzeichnis in einer Position die Bodenklasse 5 mit einer Menge von 500 cbm und in einer weiteren Position die Bodenklasse 6 mit einer Menge von 200 cbm ausgeschrieben, so kalkuliert und angeboten und dann auch Vertragsinhalt geworden, stellt sich dann aber bei der Ausführung heraus, daß sich die Mengen dieser beiden Positionen verschoben haben, also z.B. 500 cbm der Bodenklasse 6 und nur 200 cbm der Bodenklasse 5 angefallen sind, so sind die Einheitspreise auf Verlangen gemäß § 2 Nr. 3 Abs. 2 und Abs. 3 VOB/B entsprechend anzupassen, und zwar unter Berücksichtigung der Mehr- oder Minderkosten. Hier liegt ein Fall des § 2 Nr. 3 VOB/B vor, weil sich Mehr- und Mindermengen von mehr als 10 % ohne jeden Eingriff, ohne jede Anordnung des Auftraggebers allein wegen unzutreffender Schätzung der Mengen im

Leistungsverzeichnis ergeben haben, so daß für eine Anwendung des § 2 Nr. 5 VOB/B kein Raum ist (so auch Marbach ZfBR 1989, S. 8; a.A. von Craushaar BauR 1984, S. 311 ff, 323 ff, der § 2 Nr. 5 VOB/B anwenden will, wenn der Auftraggeber kein Bodengutachten eingeholt hat; dies mag im Hinblick auf das Vertrauen des Auftragnehmers auf die Richtigkeit der ausgeschriebenen Mengen durchaus sachgerecht sein; das Ergebnis läßt sich aber in diesen Fällen auch über einen Schadensersatzanspruch wegen Verschuldens bei den Vertragsverhandlungen erreichen).

Probleme bereitet diese Einordnung der Mengenverschiebung innerhalb ausgeschriebener Bodenklassen vor allem beim Pauschalvertrag, bei dem § 2 Nr. 3 VOB/B keine Anwendung findet, so daß jegliche Preisanpassung über § 2 VOB/B entfällt, und beim Einheitspreisvertrag, wenn der Auftraggeber in seinen Zusätzlichen oder Besonderen Vertragsbedingungen Einheitspreisänderungen wegen Mehr- oder Mindermengen auch über 10 % ausgeschlossen hat, wie dies der BGH in seinem Urteil vom 8.7.1993 (BauR 1993, 723) jetzt ausdrücklich für zulässig erklärt hat. In diesen beiden Fällen (Pauschalvertrag und Einheitspreisvertrag mit Ausschluß von § 2 Nr. 3 VOB/B) ist den Bietern und Auftragnehmern dringend anzuraten, entweder die Erdarbeiten von der Pauschalierung auszunehmen und die Abrechnung nach Einheitspreisen unter Anwendung des § 2 Nr. 3 VOB/B zu vereinbaren oder aber möglichst genaue Angaben über die Bodenverhältnisse vom Auftraggeber zu verlangen und diese Angaben zu überprüfen und ggf. entsprechende Risikozuschläge zu kalkulieren. In besonders schwerwiegenden Fällen von Mengenverschiebungen bei Pauschalverträgen oder Ausschlußklauseln bezüglich § 2 Nr. 3 VOB/B kann allerdings dem Auftragnehmer auch ein Schadensersatzanspruch wegen Verschuldens bei der Vertragsanbahnung (*culpa in contrahendo*) zustehen, wenn der Auftraggeber fahrlässig fehlerhaft ausgeschrieben hat, z.B. weil er trotz ungeklärter Boden- und Wasserverhältnisse kein Bodengutachten eingeholt hat, und der Bieter und Auftragnehmer auf die Richtigkeit der ausgeschriebenen Mengen vertraut hat und vertrauen konnte und ihm dadurch nun ein Schaden in Form von Mehrkosten entstanden ist (vgl. dazu auch von Craushaar, BauR 1984, 323 ff).

b) Von § 2 Nr. 5 VOB/B erfaßt werden dagegen alle Fälle, in denen der Auftraggeber oder Dritte aus seinem Verantwortungs- oder Risikobereich (Statiker, Prüfstatiker, Behörden, Nachbarn, usw.) eine Leistungsänderung verursacht haben, wobei die Leistungsänderung auch in bloßen Mengenänderungen, also Mehr- oder Mindermengen, bestehen kann, oder der Auftraggeber andere Anordnungen im Sinne von § 2 Nr. 5 VOB/B getroffen hat.

So ist z. B. folgender Fall unter § 2 Nr. 5 VOB/B einzuordnen:

Der Auftragnehmer hatte im Rahmen von Rohbauarbeiten einen Erdaushub von 300 cbm mit einem Einheitspreis von 7,75 DM/cbm angeboten und so auch den Auftrag erhalten. Nach Auftragserteilung wurde die Planung geändert und die Achse des im Hang liegenden Gebäudes um 50 Grad gedreht mit der Folge, daß nun 1.950 cbm Erdaushub anfielen. Hier liegt zwar im Ergebnis eine Mehrmenge vor, die aber ihre Ursache in einem Eingriff

des Auftraggebers, nämlich in seiner Bauentwurfsänderung hat, so daß der neue Einheitspreis nach § 2 Nr. 5 VOB/B zu berechnen ist, wobei erhebliche Minderkosten durch Einsatz anderer Geräte und Maschinen entstehen. Der neue Einheitspreis ist in Anwendung des § 2 Nr. 5 VOB/B für die gesamte Erdaushubmenge und nicht, wie dies bei Anwendung des § 2 Nr. 3 Abs. 2 VOB/B der Fall wäre, nur für die über 110 % der ausgeschriebenen Menge hinausgehende Menge zu berechnen. Im konkreten, vom OLG Stuttgart entschiedenen Fall wurde ein neuer Einheitspreis für die gesamte Menge von 3,75 DM/cbm vom Gericht aufgrund eines Sachverständigengutachtens festgelegt (OLG Stuttgart Schäfer/Finnern Z. 2.310).

Auch der vom OLG Düsseldorf entschiedene Fall, in dem im Leistungsverzeichnis für eine Straßenerneuerung ein Erdaushub von 0,50 m Tiefe vorgesehen war, damit dann aber noch kein tragfähiger Boden erreicht und deshalb die Anordnung tieferen Aushubs ausdrücklich oder stillschweigend und notwendigerweise getroffen und insgesamt 1,10 m tief ausgekoffert wurde, fällt in der rechtlichen Einordnung unter § 2 Nr. 5 VOB/B, auch wenn die ändernde Anordnung letztlich nur zu Mehrmengen geführt hat. Dies gilt gleichermaßen, wenn aufgrund von Unfallverhütungsvorschriften nachträglich in Abweichung vom Leistungsverzeichnis die Aushebung eines Kanalgrabens in größerer Breite angeordnet wird (Vygen, Festschrift Locher, S. 291).

Die praktische Folge dieser Anwendung des § 2 Nr. 5 VOB/B bei angeordneten Mehrmengen liegt vor allem darin, daß der neue Preis die gesamte Menge erfaßt und nicht nur, wie bei § 2 Nr. 3 VOB/B, die über 110 % der Vertragsmenge hinausgehende Spitzenmenge und daß dabei alle Mehrkosten Berücksichtigung finden können. Ein weiterer sehr bedeutsamer Unterschied besteht darin, daß die Anwendung des § 2 Nr. 5 VOB/B durch Vertragsbedingungen nicht ausgeschlossen werden kann und § 2 Nr. 5 VOB/B auch beim Pauschalvertrag gemäß § 2 Nr. 7 Abs.1 Satz 4 VOB/B uneingeschränkt anwendbar ist.

Der Hauptanwendungsfall des § 2 Nr. 5 VOB/B liegt allerdings in Bauentwurfsänderungen mit der Folge von Änderungen der vom Auftragnehmer auszuführenden Leistung, also insbesondere durch geänderte Ausführungspläne gegenüber den zur Zeit des Vertragsabschlusses vorliegenden Plänen (vgl. Marbach ZfBR 1989, 5). In diesen Fällen ist § 2 Nr. 5 VOB/B stets anzuwenden, wenn anstelle einer ausgeschriebenen Leistung eine andere Leistung oder die ausgeschriebene Leistung anders infolge der Planänderung auszuführen ist, also etwa anstelle von 120 Gründungspfählen mit einem Durchmesser von 1.200 mm nach geänderter Planung nur 60 Pfähle mit einem Durchmesser von 1.200 mm und zusätzlich 80 Pfähle mit einem Durchmesser von 900 mm auszuführen sind (Beispiel aus Englert/Grauvogl/Maurer, Handbuch Baugrund- und Tiefbaurecht, Rdn. 258, die allerdings hier zur Anwendung von § 2 Nr. 6 VOB/B neigen).

Besondere Probleme weisen die Fälle auf, in denen sich die Bodenverhältnisse ändern, also anstatt der ausgeschriebenen Bodenklasse 6 in gewissem Umfang auch die Bodenklasse 7 vorgefunden und entsprechend ausgehoben wird. Ist also im Leistungsverzeich-

nis der Aushub leichten Felses der Bodenklasse 6 ausgeschrieben, findet aber der Auftragnehmer tatsächlich schweren Fels der Bodenklasse 7 vor, so ist ein Mehrvergütungsanspruch sicherlich nicht in Zweifel zu ziehen, wobei dieser m.E. auf § 2 Nr. 5 VOB/B zu stützen ist, da eine Änderung des Bauentwurfs vorliegt und diese Änderung des Bauentwurfs ihre Ursache im Verantwortungsbereich des Auftraggebers hat. Änderungen des Bauentwurfs im Sinne des § 1 Nr. 3 und des § 2 Nr. 5 VOB/B liegen grundsätzlich bei jeder Änderung des Leistungsbeschreibs im Leistungsverzeichnis vor, da gerade der Leistungsbeschrieb zur Planungsleistung gemäß § 15 Nr. 6 HOAI gehört (so im Ergebnis auch von Craushaar BauR 1984, 319, Marbach ZfBR 1989, 8 und Vygen, Festschrift Locher, S. 270 f; a.A. aber Englert/Grauvogl/Maurer a.a.O., die den Fall über § 2 Nr. 8 Abs.2 VOB/B lösen wollen, und der BGH WM 1969, 1019, der in diesem sehr alten Urteil § 2 Nr.6 VOB/B angewandt hat).

Letztlich ist die Einordnung dieser Fälle unter § 2 Nr. 5, § 2 Nr. 6 oder auch § 2 Nr. 8 Abs. 2 VOB/B nicht von entscheidender Bedeutung, wenn man der Ansicht folgt, daß bei allen drei Anspruchsgrundlagen eine vorherige Ankündigungspflicht des zusätzlichen oder des erhöhten Vergütungsanspruchs besteht, und diese Ankündigungspflicht entsprechend der neueren Rechtsprechung des BGH (BauR 1996, 542) einschränkend auslegt.

Während § 2 Nr. 8 Abs. 2 VOB/B eine unverzügliche Anzeige des zusätzlichen Vergütungsanspruchs bei Abweichungen der ausgeführten von der vereinbarten Leistung und bei zusätzlichen Leistungen ohne Auftrag verlangt, die Neufassung der VOB 1996 dies aber durch Einfügung eines Absatzes 3 über die Anwendbarkeit der Vorschriften des BGB über die Geschäftsführung ohne Auftrag wieder eingeschränkt hat, und § 2 Nr. 6 VOB/B bestimmt, daß der zusätzliche Vergütungsanspruch vor der Ausführung vom Auftragnehmer angekündigt werden muß, enthält § 2 Nr. 5 VOB/B nur den Hinweis, daß die Vereinbarung des neuen Preises für die geänderte Leistung möglichst vor der Ausführung getroffen werden soll. Daraus aber läßt sich unschwer folgern, daß auch der Mehrvergütungsanspruch gemäß § 2 Nr. 5 VOB/B vorher anzukündigen ist, um dem Auftraggeber die Möglichkeit zu geben, andere Lösungen zu prüfen, die evtl. kostengünstiger sind (vgl. dazu auch: BGH BauR 1996, 542 und für den Fall der vertraglich vereinbarten Ankündigungspflicht bei § 2 Nr. 5 VOB/B jetzt auch BGH ZfBR 1997, 29 f).

Eine solche Ankündigungspflicht läßt sich schon aus dem Wortlaut, insbesondere aber aus dem Sinn und Zweck des § 2 Nr. 5 VOB/B herleiten; denn wenn dort vorgeschrieben wird, daß die Vereinbarung des neuen Preises vor der Ausführung getroffen werden soll, so kann diese Forderung letztlich nur erfüllt werden, wenn derjenige Vertragspartner, der eine Preisanpassung will, dies auch rechtzeitig kundtut, also seinen Anspruch auf Vereinbarung eines neuen Preises vorher anmeldet, also eben doch ankündigt. Die Bejahung einer solchen Ankündigungspflicht hat zudem den großen Vorteil, daß es in den meisten Fällen nicht mehr der schwierigen Abgrenzung und Unterscheidung zwischen Ansprüchen aus § 2 Nr. 5 VOB/B oder aus § 2 Nr. 6 VOB/B bedarf. Das Erfordernis einer vorherigen Ankündigung des Mehrvergütungsanspruchs ist auch nicht unangemessen, nachdem der

BGH die Bedeutung der Ankündigungspflicht durch sein Urteil vom 23.5.1996 (BauR 1996, 542) stark abgemildert und diese Ankündigung für entbehrlich erklärt hat, wenn dem Auftraggeber klar war oder sein mußte, daß die zusätzliche Leistung nur gegen zusätzliche Vergütung zu erwarten ist, und insbesondere auch dann, wenn dem Auftraggeber letztlich auch im Falle der Ankündigung keine andere Wahl blieb, als die Zusatzleistung ausführen zu lassen und ihm dazu auch keine - z.B. kostengünstigere - Alternative blieb, so daß der Schutzzweck, den die Ankündigungspflicht im Auge hat, diese Ankündigung nicht erfordert (vgl. dazu Vygen, Bauvertragsrecht nach VOB und BGB, 3.Aufl. 1997, Rdn.809 im Anschluß an BGH BauR 1996, 542).

Diese vom BGH aufgestellten Grundsätze gelten gleichermaßen für eine Ankündigungspflicht bei Ansprüchen aus § 2 Nr. 5 VOB/B oder sogar hier eigentlich noch mehr, weil gerade Bauentwurfsänderungen häufig nicht notwendig sind und bei Kenntnis der Mehrkosten infolge einer Ankündigung zurückgenommen würden oder aber nach preisgünstigeren Alternativen gesucht würde; diesem Schutz des Auftraggebers aber dient gerade die Ankündigungspflicht bei zusätzlichen und erhöhten Vergütungsansprüchen gleichermaßen.

c) Von § 2 Nr. 6 VOB/B erfaßt werden dagegen die Fälle, in denen eine Leistung vom Auftraggeber gefordert wird, die bisher im Vertrag überhaupt nicht vorgesehen war, auch nicht als Nebenleistung nach den jeweils einschlägigen DIN-Normen geschuldet war, aber bei der Bauausführung sich als erforderlich herausstellt, wie etwa der im Vertrag nicht vorgesehene Bodenaustausch oder die nicht ausgeschriebene Wasserhaltung usw.

Diese Anspruchsgrundlage erfordert nach dem Wortlaut des § 2 Nr. 6 VOB/B die vorherige Ankündigung des zusätzlichen Vergütungsanspruchs, die von der Rechtsprechung bisher durchweg als Anspruchsvoraussetzung angesehen worden war. Dies ist nun aber durch ein zu begrüßendes Urteil des BGH erheblich eingeschränkt worden, so daß die Ankündigung in einigen Fällen auch bei Ansprüchen aus § 2 Nr. 6 VOB/B entbehrlich ist, wie bereits oben aufgezeigt wurde (vgl. BGH BauR 1996, 542).

3 Mehrvergütungsanspruch des Auftragnehmers wegen Leistungsänderungen bei lückenhaften oder unklaren Leistungsverzeichnissen und funktionalen Leistungsbeschreibungen

Die größten Schwierigkeiten haben wir Juristen mit den Nachtragsforderungen des Auftragnehmers, wenn dieser geltend macht, die vom Auftraggeber während der Bauausführung angeordnete Leistung oder Leistungsart nicht einkalkuliert zu haben, und er deshalb eine höhere oder zusätzliche Vergütung verlangt. Diese Fälle ergeben sich in der Praxis häufig bei unklaren und/oder lückenhaften Leistungsverzeichnissen oder funktionalen Leistungsbeschreibungen, in denen die auszuführende Leistung nur höchst unvollständig beschrieben ist.

Beispiel 1: Im Leistungsverzeichnis für ein Hochwasserrückhaltebecken war eine Wasserhaltung pauschal ohne nähere Angaben und ohne Planung ausgeschrieben und vom Bieter und späteren Auftragnehmer mit pauschal 9.000 DM angeboten worden, wobei er nach seinen Angaben davon ausgegangen sein will, daß eine einfache Wasserabsenkung ausreichend sein werde. Später wurde eine aufwendige geschlossene Wasserhaltung außerhalb des Spundwandkastens erforderlich und von ihm auf Anordnung des Ingenieurbüros auch ausgeführt, die Mehrkosten von 180.000 DM erforderte. Der BGH verneinte in seinem Urteil vom 25.6.1992 (BauR 1992, 759) hier einen Mehrvergütungsanspruch des Auftragnehmers, weil er die Unklarheit der Leistungsbeschreibung erkannt habe oder zumindest hätte erkennen können und ihm deshalb klar sein mußte, daß er für den angebotenen Preis eine erfolgreiche Wasserhaltung schuldete.

Beispiel 2: Ein Auftragnehmer hatte für Sanierungsarbeiten an einer Doppelschleuse mit zwei Kammern und einer Ersatzschleuse einen Pauschalpreis aufgrund eines Leistungsverzeichnisses des Auftraggebers angeboten. In dem Leistungsverzeichnis war vorgesehen, daß die Flächenbewehrung nach der Zwangsbeanspruchung zu bemessen sei, mindestens aber eine angegebene Stärke aufzuweisen habe. Die für die Bemessung der Zwangsbeanspruchung erforderliche Statik hatte der Auftragnehmer als Vertragsleistung zu erbringen. Dabei stellte sich die Notwendigkeit einer wesentlich höheren Bewehrung mit erheblichem Stahlmehrverbrauch heraus, so daß der Auftragnehmer eine höhere Vergütung verlangte. Während die Instanzgerichte den Anspruch für gerechtfertigt erklärt haben, hob der BGH das Urteil des OLG auf und verneinte einen Mehrvergütungsanspruch aus § 2 Nr. 5 VOB/B, weil die funktionale Leistungsbeschreibung des Auftraggebers die geschuldete Leistung bestimmbar festlegte und der Auftragnehmer das erkennbare Risiko eines erheblichen Stahlmehrverbrauchs mit Abschluß des Vertrages übernommen habe (BGH ZfBR 1997, 29).

Diese Urteile zeigen, daß Nachtragsforderungen der Auftragnehmer regelmäßig scheitern, wenn die Unklarheit oder Unvollständigkeit eines Leistungsverzeichnisses von ihnen als Bieter erkannt worden ist, und meist auch dann scheitern, wenn die Unklarheit oder Unvollständigkeit von den Bietern hätte erkannt werden können und sie die Unklarheit nicht durch Nachfragen bei dem Auftraggeber oder auf sonstige Weise zu klären versucht haben. Immerhin können aber diese zuletzt genannten Fälle einen Schadensersatzanspruch des Auftragnehmers wegen Verschuldens bei der Vertragsanbahnung (*culpa in contrahendo*) oder neuerdings auch aus § 823 Abs. 2 BGB in Verbindung mit § 9 VOB/A als Schutzgesetz eröffnen, weil der Auftraggeber seine sich aus § 9 VOB/A ergebende Verpflichtung zur eindeutigen und erschöpfenden Leistungsbeschreibung schuldhaft, d.h. zumindest fahrlässig verletzt hat und den Bieter und Auftragnehmer allenfalls ein Mitverschulden gemäß § 254 BGB trifft, weil er die Unklarheit hätte erkennen können und den Auftraggeber nicht darauf hingewiesen hat. Dies eröffnet den Juristen die Möglichkeit, in den Fällen fehlerhafter Ausschreibungen beide Bauvertragspartner je nach dem Grad der jeweiligen Verursachung der entstandenen Mehrkosten damit zu belasten (vgl. dazu auch: Vygen, Bauvertragsrecht nach VOB und BGB, 3. Aufl. 1997, Rdn. 842 ff).

Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt
Hrsg.: o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften
Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochbauten.
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudammbau.
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das
Tragverhalten des Bodens.
Dr.-Ing. K.H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen.
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz, Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme.
Dr.-Ing. K. Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe einer
neuentwickelten Versuchsanlage.
Dr.-Ing. D. Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 bis 1970
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und die
Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton.
Dr.-Ing. H. Heil, Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf
biegsame, abgesteifte Baugrubenwände.
Dr.-Ing. H.R. Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb.
Dipl.-Ing. G. Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972 und 1973.
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand.
Dipl.-Ing. W. Romberg, Dezember, 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode.
Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1974
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugrubenwände.
Dipl.-Ing. Gert-Peter Schmitt, Juli 1974
- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem
Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons.
Dr.-Ing. P. Amann, Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1975