

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

Heft 32

**Beiträge zum
1. Geotechnik-Tag in München**

Unterfangungen

08.03.2002

München 2002

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	1
Unterfangungen im Düsenstrahlverfahren, Möglichkeiten und Risiken <i>Dr.-Ing. A. Schubert, Beratende Ingenieure für Geotechnik, München</i>	3
Abrechnung von Düsenstrahlarbeiten für Unterfangungen nach der neuen ATV (VOB Teil C) <i>Dr.-Ing. K.-M. Borchert, GUD-Consult, Berlin</i> <i>Dipl.-Ing. H. Poppinga, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Berlin</i> <i>Dr.-Ing. W. Schwarz, Bauer Spezialtiefbau, Schrobenhausen</i>	7
Unterfangungen nicht nur im DS-Verfahren; Beispiele und Rechtsprobleme <i>Dipl.-Ing. M. Holfelder, Dipl.-Ing. R. Jörger, Bilfinger Berger AG, Ingenieurbau, Mannheim/München</i>	21
Stuttgart 21: Planung der Unterfahrung des DB-Direktionsgebäudes in zwei Ebenen <i>Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München und Smoltczyk & Partner, Stuttgart</i>	37
Unterfangungen mit Bodenvereisung <i>Dr.-Ing. W. Orth, Dr.-Ing. Orth GmbH, Karlsruhe</i>	43
Sonderlösungen für Unterfangungen und Nachgründungen mit Mikropfählen <i>Dr.-Ing. A. Schürmann, Stump Spezialtiefbau GmbH, ZN Langenfeld</i>	55
Theorie und Praxis von Hebungsinjektionen <i>Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, Dr.-Ing. B. Pierau, Dipl.-Geol. C. Wawrzyniak, WBI Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Aachen</i>	69
Unterfangung von Mauerwerkspfählern in einem denkmalgeschützten Bauwerk <i>Dr.- Ing. H. Maus, Barthel & Maus, Beratende Ingenieure, München</i>	87
Gründungssystem für die totale Unterfangung eines mehrstöckigen Gebäudes zum Bau zusätzlicher Kellerstockwerke <i>Dipl.-Ing. W. Groh, Bauer Lebanon Foundation Specialists s.a.r.l., Beirut, Lebanon</i>	95
Unterfangung und Sicherung eines Brückenpfeilers zum Ausbau eines Schiffahrtsweges <i>Dr.- Ing. W. Sondermann, Keller Grundbau GmbH, Offenbach</i>	105
Die Abfangung des denkmalgeschützten Bahrmühlenviadukts <i>Dipl.-Ing. T. Brand, Ed. Züblin AG, TBT-Berlin</i>	113
Verzeichnis der Vortragenden	125

Vorwort des Herausgebers

Am 8. März 2002 haben wir - als neubenanntes **Zentrum Geotechnik** - den ersten Geotechnik-Tag in München veranstaltet. Ich habe ihn dem Thema Unterfangungen gewidmet, um die regelmäßigen Beiträge der Geotechniker zu Bauwerken des konstruktiven Ingenieurbaus herauszustellen. Wir haben damit eine breite Resonanz gefunden, und mit dem breitgefächerten Programm zum Thema etwa 350 Teilnehmer gewinnen können. Dies ermutigt uns, in der Zukunft ähnliche Veranstaltungen vorzubereiten.

Die Attraktivität der kleinen Tagung ist dabei nicht zuletzt den Vortragenden zu verdanken, die als Ausführende, Planer und Gutachter lebendige Erfahrung aus aktuellen Bauvorhaben weitergeben konnten. Ich danke ihnen dafür. Ihre Beiträge sind im vorliegenden Mitteilungsheft wiedergegeben.

Unterfangungen sind spannende Konstruktionen und alle an der Tagung Beteiligten hatten in der einen oder anderen Form bereits damit zu tun. Selbst wenn man vorher alles gut geplant und vorbereitet hat, kann es ein mulmiges Gefühl bereiten, wenn bei klassischen Unterfangungen einem Bauwerk mit hochbelasteten Fundamenten die Einbindung in den Baugrund entfernt und große Lasten umgelagert werden. Mancher musste auch schon erfahren, dass Unterfangungen schwierige und schadenträchtige Unterfangen sein können.

Im innerstädtischen Bereich werden zunehmend neue Bauwerke in unmittelbarer Nachbarschaft zu hochwertiger und empfindlicher Bestandsbebauung errichtet. Um den knappen Platz optimal zu nutzen, wachsen die Keller und Garagen in die Tiefe und die Grundstücke werden vollständig bis an ihre Grenzen genutzt. Aber auch im Verkehrswegebau führen die Trassen neuer Magistralen unmittelbar neben oder unter vorhandenen Bauwerken hindurch. Historische Gebäude sollen in ihrer äußeren Gestalt und städtebaulichen Funktion erhalten bleiben, müssen aber für neue Nutzungen entkernt, umgebaut, nachgegründet oder sogar nachträglich mit Untergeschossen versehen werden. All dies führt regelmäßig zur Erfordernis von Unterfangungen bestehender Konstruktionen und war Gegenstand vorgestellter Beiträge.

Dabei hat die weite Spannbreite der Vorträge eine gemeinsame Klammer, die in fast allen Beiträgen eine entscheidende Rolle spielt, nämlich die Begrenzung der Verformungen, bzw. im Sprachgebrauch der neuen Normung, Maßnahmen, die den Abstand vom Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sicherstellen. Eine Unterfangung führt aber stets und unvermeidbar zu Verformungen, da Bauwerkslasten umgelagert werden müssen, wenn sie zum zweiten Mal in neuer Tiefe und auf neuen Fundamenten in den Baugrund eingeleitet werden. So werden Strategien entwickelt, um mit speziellen Verfahren möglichst steife Unterfangungssysteme verfügbar machen zu können oder um mit kompensierenden Hebungen auftretende Setzungen auszugleichen.

Unterfangungen greifen sehr häufig in das Nachbarrecht ein, was besondere bautechnisch zu beachtende Randbedingungen bietet. Auch diese Thematik wurde bei den Vorträgen aufgegriffen. Nicht zuletzt wurde eine neu erarbeitete VOB-Norm vorgestellt, die wichtige Neuregelungen für die Abrechnung des Düsenstrahlverfahrens enthält, die ein wesentliches Verfahren bei Unterfangungen darstellt.

München, im Juli 2002, Norbert Vogt

Unterfangungen im Düsenstrahl-Verfahren Möglichkeiten und Risiken

Dr.-Ing. A. Schubert
Beratende Ingenieure für Geotechnik, München

1. Einleitung

Das Düsenstrahl-Verfahren geht auf eine japanische Entwicklung zurück, die erstmals in den frühen 60iger Jahren des letzten Jahrhunderts beschrieben und in den 70iger Jahren praktisch ausgeführt wurde. In Deutschland wird es seit 1980 angewendet. In Deutschland ist das Düsenstrahl-Verfahren bauaufsichtlich zugelassen, ausländische Firmen benötigen in der Regel eine Zulassung im Einzelfall. Im Rahmen der europaweiten Normung des Spezialtiefbaus wurde auch das Düsenstrahl-Verfahren erstmals in der DIN EN 12716 genormt, wobei diese Norm unter italienischer Federführung entstand.

2. Verfahrensbeschreibung

Beim Düsenstrahl-Verfahren wird der Boden unter hohen Drücken aufgefressen und bei nicht bindigen Böden während dieses Vorgangs mit Zementsuspension verpresst (Bild 1).

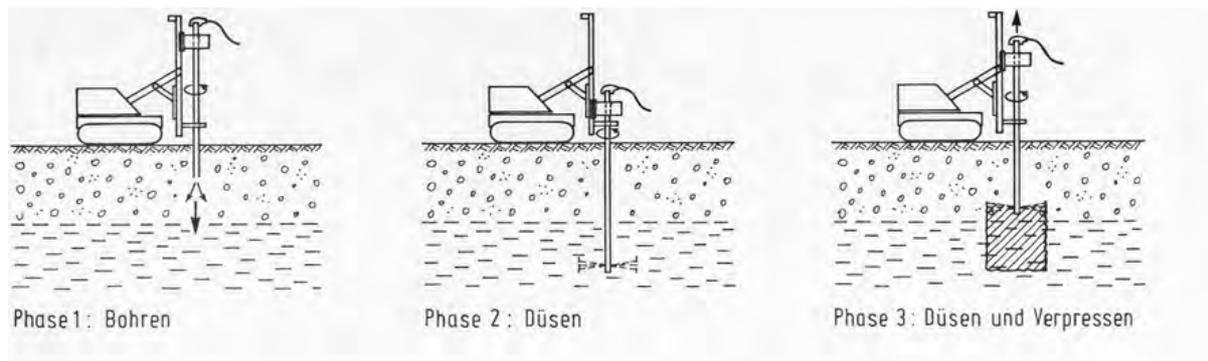


Bild 1: Phasen des Düsenstrahl-Verfahrens

Bei bindigen Böden wird dagegen in der Regel zunächst mit Wasser vorgeschritten und dann in einem zweiten Arbeitsgang der Boden mit Zementsuspension verpresst. Dieser Vorgang kann durch eine Luftummantelung des Düsenstrahls unterstützt werden.

Die beim Düsen verwendeten Drücke liegen in der Größenordnung zwischen 400 und 500 bar. Die Reichweite des Düsenstrahls ist zum einen vom Verpressdruck, zum anderen aber von der Art des zu behandelnden Bodens abhängig, wobei der Verpressdruck durch den Schneidvorgang nahezu völlig abgebaut wird.

Voraussetzung für den störungsfreien Ablauf dieser Vorgänge ist eine ständige Druckentlastung, die in der Regel über den Bohrlochringraum und in Ausnahmefällen über zusätzlich angeordnete Entlastungsbohrungen erfolgt. Über diesen Ringraum wird zum einen die überschüssige Zementsuspension und zum anderen die feinkörnigen Anteile der Böden beim Auffräsen gefördert. Der freie Rückfluss der Suspension ist also auf der einen Seite Voraussetzung für den störungsfreien Herstellungsprozess und auf der anderen Seite gleichzeitig die wichtigste Kontrolle.

3. Risiken

Bei den Risiken bei der Ausführung von Unterfangungen im Düsenstrahl-Verfahren lassen sich einerseits rein verfahrensbedingte Ursachen anführen, zum anderen kommt bei diesem Verfahren der Erkundung des zu unterfangenden Gebäudes eine besondere Bedeutung zu.

3.1. Baugrundbedingte Risiken

Wie eingangs erwähnt, ist die ständige Druckentlastung sowohl Voraussetzung für den störungsfreien Herstellungsprozess als auch wichtigste Kontrolle. Wenn der Rückfluss ausbleibt, muss es zu Störungen im Herstellungsprozess führen. Ist er aber augenscheinlich problemlos, kann es unter ungünstigen Voraussetzungen dennoch zu unkontrollierten Hebungen kommen. Beim Kraftwerk Nord wurde im Tertiär eine harte Schluffsteinlage durchbohrt, die dem Düsenstrahl-Verfahren offensichtlich einen so hohen Schneidwiderstand entgegengesetzt hat, dass hier für die Rückflusssuspension eine Engstelle beim Düsen der tieferliegenden tertiären Schichten entstand (Bild 2).

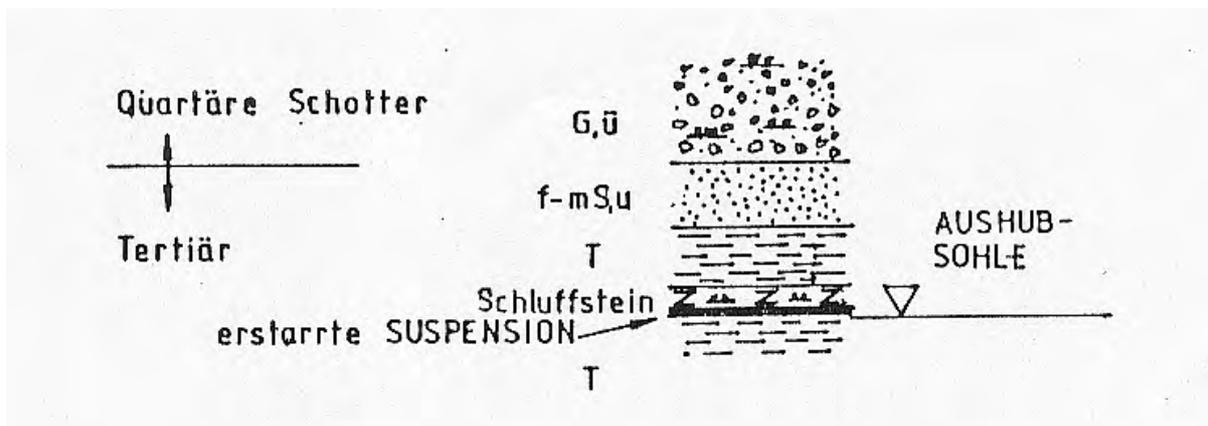


Bild 2: Erhöhte Zementsuspension unter dem Schluffstein

Die Folge waren ein Anheben des gesamten Kraftwerkblockes in kleinsten Raten von bis zu 8 cm, wobei sich unter der großflächigen Mergelschicht die Suspension örtlich bis zu 12 m ausbreitete.

Problematisch müssen auch locker gelagerte Schotter eingestuft werden, bei denen das Größtkorn im Block- und Steinbereich liegt. In diesen Blöcken und Steinen, die zumeist auch nur äußerst schwierig zu durchbohren sind, geht die Gewölbewirkung verloren, d.h. das Bohrloch setzt sich zumindest teilweise wieder zu und die Rückflusssuspension kann unkontrolliert seitlich in den hohlraumreichen Schotter abwandern. Dies führt nahezu zwangsweise zu flächigen Hebungen.

3.2. Geräteabhängige Risiken

Das weiche Bohrgestänge lässt Abweichungen von der theoretischen Achse in einer Größenordnung von bis zu 2 % der Bohrtiefe nicht ausschließen. Diese Abweichungen können nicht nur zu den bekannten Problemen bei den Düsenstrahlsohlen führen, sie wirken sich selbstverständlich auch bei tiefliegenden Unterfangungsmaßnahmen aus. Im Zuge der Unterfangungsarbeiten am Kraftwerk Nord wurde ein Versuch durchgeführt, bei der über Inklinometermessungen die Abweichungen von der theoretischen Achse in 14 m Tiefe unter Gelände nachgemessen wurden (Bild 3).

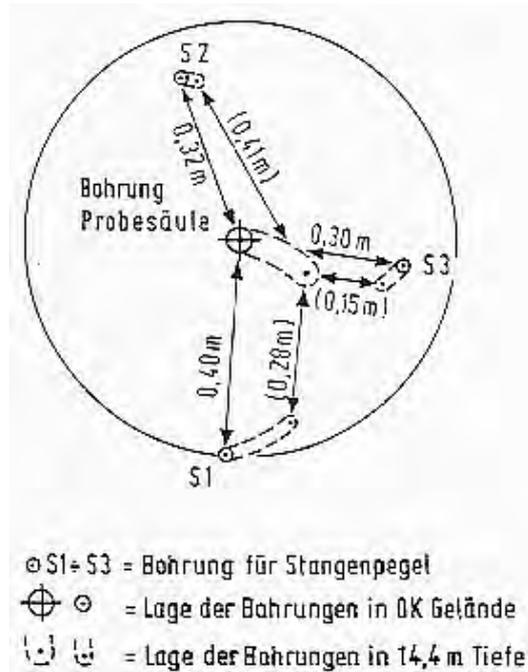


Bild 3: Bohrabweichung von der Vertikalen

Ohne diese Kenntnis führte eine Unterfangungsmaßnahme an einer U-Bahn-Tunnelröhre zu einem völligen Fehlschlag, weil die geplante durchgehende wasserdichte Unterfangungswand aus den vorgenannten Gründen nicht hergestellt werden konnte.

Probleme müssen verfahrensbedingt auch bei Unterfangungen von Wänden entstehen, die nur wenig unter Gelände einbinden. Dies gilt praktisch für alle Bauwerke die um die Jahrhundertwende des 19. zum 20. Jahrhundert errichtet wurden. Da ein kraftschlüssiger Verbund mit den zumeist nur zwei bis drei Ziegellagen unter Gelände einbindenden Wandfüßen erforderlich wird, kann es aus geometrischen Gründen zu erheblichen Problemen im Bereich der anschließenden Kellerfußböden kommen (Bild 4).

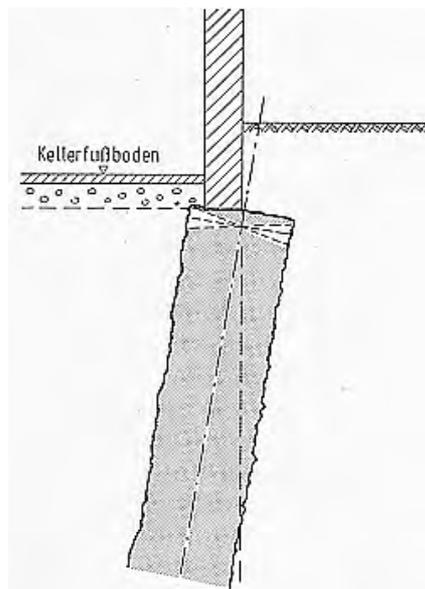


Bild 4: Anschlussproblem bei Altbauten

Abrechnung von Düsenstrahlarbeiten für Unterfangungen nach der neuen ATV (VOB Teil C)

Dr.-Ing. K.-M. Borchert
GUD-Consult, Berlin

Dipl.-Ing. H. Poppinga
Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Berlin

Dr.-Ing. W. Schwarz
Bauer Spezialtiefbau, Schrobenhausen

1. Grundsätzliches

Bisher war es üblich, Unterfangungsarbeiten im Düsenstrahlverfahren (kurz: DS-Verfahren) als Spezialtiefbauleistung funktional auszuschreiben. Abgerechnet wurde die Leistung in der Regel über Einheitspreise für den m³ statisch erforderlichen DS-Körper (Sollkörper). Die Baustelleneinrichtung und das Entfernen des Überprofils an der Vorderseite des Unterfangungskörpers wurden ggf. als weitere Leistungen im LV-Text aufgenommen. Die anbietenden Firmen mussten die verschiedenen Leistungen im Rahmen der Angebotsbearbeitung detailliert planen. Diese Praxis konnte bei der Aufnahme von Düsenstrahlarbeiten in einer Allgemeinen Technischen Vorbemerkung nicht aufgenommen werden, da gemäß VOB Teil A steht:

„Die Leistung ist eindeutig und so erschöpfend zu beschreiben, dass alle Bewerber die Beschreibung im gleichen Sinne verstehen müssen und ihre Preise sicher und ohne umfangreiche Vorarbeiten berechnen können.“

Voraussetzung hierfür ist die Trennung von Planung und Bauausführung.

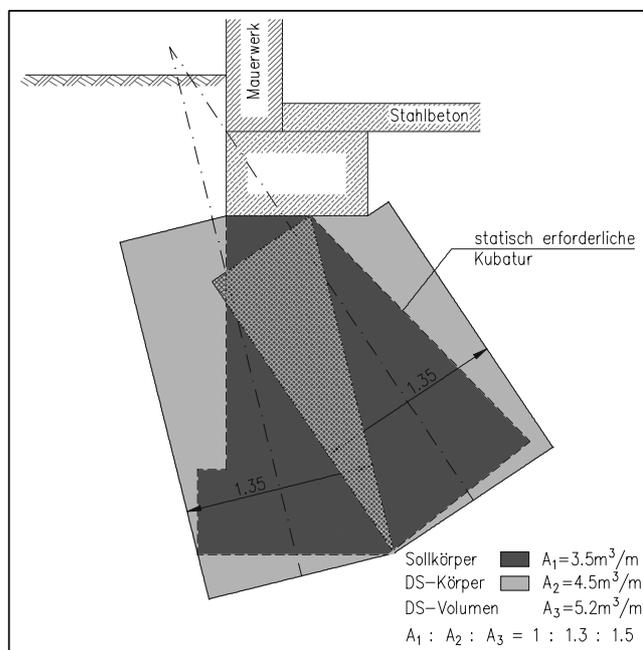


Bild 1: Sollkörper – Düsenstrahlkörper - Düsenstrahlvolumen

Inzwischen sind die Düsenstrahlarbeiten als Regelbauweise anerkannt. Dies wird durch die im Dezember 2001 eingeführte DIN EN 12716 bestätigt. In der Ausführungsnorm DIN EN 12716 sind alle einschlägigen Daten, so z. B. auch die Bandbreite der Düsenstrahlparameter

(Anhang A), enthalten. Düsenstrahlarbeiten können somit von fachkundigen Ingenieurbüros sicher geplant und eindeutig beschrieben werden. Voraussetzung dafür ist ein vollständiges und auch auf das DS-Verfahren eingehendes Baugrundgutachten. Unter Abschnitt 5 der DIN EN 12716 sind dazu die erforderlichen Angaben zu den geotechnischen Verhältnissen aufgelistet.

Neben der Festlegung der Abrechnungseinheiten war die Definition des Geltungsbereiches zwischen Bohren und Düsen ein zentrales Diskussionsthema bei der Erstellung der neuen ATV. Da für das Bohren mit der ATV DIN 18301 bereits vertragliche Regelungen in der VOB Teil C bestehen und auch beim Bohren mit dem oder für das Düsengestänge alle dort aufgeführten Bedingungen übernommen werden konnten, werden in der neuen ATV-DIN 18321 nur die Leistungen für das Düsen (das eigentliche Herstellen der Düsenstrahlelemente) und die dazugehörigen Arbeiten, wie Kontrollen, Prüfungen, Entfernen des Rückflusses und des Überprofils geregelt.

2. Leistungen beim Düsenstrahlverfahren

Die neue ATV-DIN 18321 berücksichtigt die verschiedenen Arbeitsschritte bzw. Leistungen für die Herstellung von Unterfangungskörpern. Die nachfolgenden Leistungen sind beim Planen und Aufstellen von Leistungsverzeichnissen zu berücksichtigen.

- a) Erkundung der Boden- und Wasserverhältnisse im Hinblick auf das DS-Verfahren
- b) Untersuchung des zu unterfangenden Gebäudes (Höhenlagen, Konstruktion, Belastungen, Stabilität bzw. Aussteifung, zulässige Verformungen)
- c) Untersuchung der Zugänglichkeit, Planung von Bohr- bzw. Düsarbeitsebenen
- d) Bemessung des Unterfangungskörpers (Stand sicherheitsnachweise und Festigkeitsanforderungen)
- e) Planung der Abmessungen der DS-Elemente (Säulen, Lamellen) aus Erfahrung oder Probedüsungen
- f) Erstellung des Düsplanes mit Angabe zur Lage der Düselemente
- g) Mengenermittlung für das Bohren und Düsen

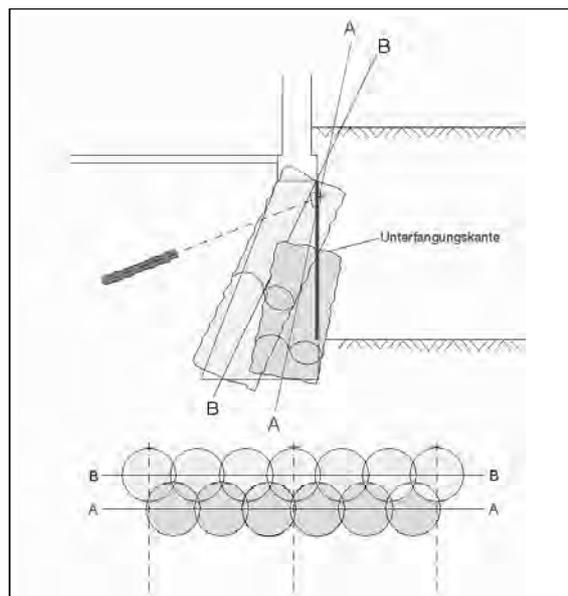


Bild 2: Düsplan

Nach der Vergabe fallen im Rahmen der Vertragserfüllung für den Auftragnehmer folgende Leistungen an.

- a) Baustelleneinrichtung mit Aufbau der Bohr- bzw. Düsengeräte



a) Mischer



b) DS-Pumpe



c) Entsandungsanlage

Bild 3: Baustelleneinrichtung

- b) Durchführen von Probedüsen zum Nachweis der geplanten Durchmesser bzw. Lamellenbreiten
c) Ggf. Aufbau von Arbeitsebenen für das Bohr- bzw. Düsengerät
d) Maßnahmen zur Aufnahme des Rückflusses



a) Rückflußgraben



b) Container zur Aufnahme des Rückflusses

Bild 4: Maßnahmen zur Aufnahme des Rückflusses

- e) Abteufen der Bohrungen mit dem oder für das Düsengerät
(Hierfür gilt die DIN 18301)
f) Düsen der DS-Elemente
Beim Düsen sind noch folgende Arbeiten durchzuführen:
- Höhenkontrolle am zu unterfangenden Gebäudeteil
- Ggf. Kontrolle der Lage des Düsengerätes

- Ggf. Kontrolle der Düsdurchmesser bei der Herstellung
 - Kontrolle der Fundamentunterkanten
 - Nachfüllen der Suspension bei der Sedimentation
- g) Entnahme von Proben zur Prüfung der Festigkeit
- h) Aushub vor der Unterfangung mit Entfernen der oberen, mit Rücklauf verfestigten Bodenschicht und der Düskerzen
- i) Entfernen des Überprofils



Bild 5: Entfernen des Überprofils

In der neuen Norm musste festgestellt werden, welche direkt mit dem DS-Verfahren zusammenhängenden Arbeiten in Neben- oder Sonderleistungen eingeordnet werden.

3. Die neue ATV DIN 18321 für das DS-Verfahren

0 Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung

Diese Hinweise ergänzen die ATV DIN 18299 „Allgemeine Regelungen für Bauarbeiten jeder Art“, Abschnitt 0. Die Beachtung dieser Hinweise ist Voraussetzung für eine ordnungsgemäße Leistungsbeschreibung gemäß § 9 VOB/A.

Die Hinweise werden nicht Vertragsbestandteil.

In der Leistungsbeschreibung sind nach den Erfordernissen des Einzelfalls insbesondere anzugeben:

0.1 Angaben zur Baustelle

0.1.1 Zweck der Baumaßnahme, Nutzungsdauer.

0.1.2 Auflagen, Bedingungen und Gebühren aus dem Genehmigungsverfahren.

0.1.3 Baugrundverhältnisse, insbesondere Angaben nach DIN EN 12716, Abschnitt 5, und Bauteile, z.B. frühere Bauhilfsmaßnahmen im Untergrund.

0.1.4 Gründungstiefen, Gründungsarten und Lasten benachbarter Bauwerke.

0.1.5 Arbeitsraum und Zugänglichkeit für Düsenstrahlgeräte sowie Arbeitsflächen zur Behandlung des Rückflusses.

0.2 Angaben zur Ausführung

- 0.2.1 Lage und Abmessungen der Düsenstrahlelemente, besondere Herstellungstoleranzen, ggf. Herstellungsabfolge.
- 0.2.2 Anforderungen an Festigkeitsentwicklung, Festigkeit, Durchlässigkeit und chemische Widerstandsfähigkeit des Düsenstrahlkörpers.
- 0.2.3 Anforderungen und Maßnahmen zum Schutz von benachbarten Grundstücken und baulichen Anlagen.
- 0.2.4 Festigkeit, zulässige Verformungen und Standsicherheit der im Einflussbereich der Bohrungen und Düsungen liegenden Bauwerke und Bauteile.
- 0.2.5 Zulässige Verformung des Baugrundes, der Bauwerke, Maßnahmen zur Überwachung.
- 0.2.6 Besondere Anforderungen an die Bohrstrecken außerhalb der Düsenstrahlkörper, sofern sie nicht mit ausgehärteter Suspension (Düskerzen) gefüllt bleiben dürfen.
- 0.2.7 Anforderungen an die endgültige Form des Düsenstrahlkörpers und seine Toleranzen.
- 0.2.8 Art und Beschaffenheit der Arbeitsebenen.

0.3 Einzelangaben bei Abweichungen von den ATV

- 0.3.1 Wenn andere als die in dieser ATV vorgesehenen Regelungen getroffen werden sollen, sind diese in der Leistungsbeschreibung eindeutig und im Einzelnen anzugeben.
- 0.3.2 Abweichende Regelungen können insbesondere in Betracht kommen bei
 - Abschnitt 3.1.2, wenn der Bauablauf dem Auftragnehmer vorgegeben werden soll,
 - Abschnitt 3.2.1., wenn die Wahl des Düsenstrahlsystems, der Düsenstrahlparameter oder die Herstellungsabfolge dem Auftragnehmer vorgegeben werden sollen.

0.4 Einzelangaben zu Nebenleistungen und Besonderen Leistungen

Als Nebenleistungen, für die unter den Voraussetzungen der ATV DIN 18 299, Abschnitt 0.4.1, besondere Ordnungszahlen (Positionen) vorzusehen sind, kommen insbesondere in Betracht:

- Umsetzen aller Einrichtungen zum Aufbereiten und Einbringen der Düsenstrahlsuspension (siehe Abschnitt 4.1.5).

0.5 Abrechnungseinheiten

Im Leistungsverzeichnis sind die Abrechnungseinheiten wie folgt vorzusehen:

- Düsenstrahlelemente nach Düslänge (m), getrennt nach Bodenarten und Maßen, (z. B. Durchmesser, Lamellenbreiten),
- Prüfungen nach Anzahl (Stück), getrennt nach Prüfverfahren,
- Beseitigen des Überprofils nach Fläche (m²),
- Entsorgen des Rückflusses nach Raummaß (m³) oder Gewicht (t),
- Beseitigen des mit Rückfluss verfestigten Bodens aus den Arbeitsebenen nach Anzahl (Stück), getrennt nach Arbeitsbereichen,

- Umsetzen von Einrichtungen nach Anzahl (Stück), getrennt nach Entfernung,
- Probeelemente und deren Prüfungen nach Anzahl (Stück).

1 Geltungsbereich

- 1.1 Die ATV „Düsenstrahlarbeiten“ - DIN 18321 - gilt für das Dichten oder Verfestigen von Boden, Fels und Auffüllungen durch das Düsenstrahlverfahren.
- 1.2 Die ATV DIN 18321 gilt nicht für
 - die Bohrarbeiten für die „Düsenstrahlarbeiten“ (siehe ATV DIN 18301 „Bohrarbeiten“),
 - Einpressarbeiten (siehe ATV DIN 18309 „Einpressarbeiten“).
- 1.3 Ergänzend gilt die ATV DIN 18299 „Allgemeine Regelungen für Bauarbeiten jeder Art“, Abschnitte 1 bis 5. Bei Widersprüchen gehen die Regelungen der ATV DIN 18321 vor.

2 Stoffe, Boden und Fels

Ergänzend zur ATV DIN 18299, Abschnitt 2, gilt:

2.1 Allgemeines

Es gilt DIN EN 12716 - Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting).

2.2 Ausgangsstoffe und Düsenstrahlsuspensionen

Der Auftragnehmer hat sich zu vergewissern und dem Auftraggeber auf Verlangen nachzuweisen, dass die Ausgangsstoffe und die Düsenstrahlsuspensionen den Anforderungen der DIN EN 12716, Abschnitt 6, genügen.

2.3 Beschreibung von Boden und Fels

Für das Benennen und Beschreiben von Boden und Fels gelten:

DIN 1054 Baugrund – Zulässige Belastung des Baugrunds

DIN 4020 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke

DIN 4021 Baugrund; Aufschluss durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben

DIN 4022-1 Baugrund und Grundwasser – Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnisse für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernteten Proben im Boden und im Fels

DIN 4022-2 Baugrund und Grundwasser – Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnisse für Bohrungen im Fels (Festgestein)

DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen – Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse

DIN 18196 Erd- und Grundbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke

DIN EN ISO 14688-1 Geotechnik - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden

2.4 Beschreibung von Auffüllungen

Auffüllungen werden, soweit möglich, nach Abschnitt 2.3 beschrieben. Andernfalls werden Auffüllungen im Hinblick auf ihre Eigenschaften für Düsenstrahlarbeiten spezifisch beschrieben.

3 Ausführung

Ergänzend zur ATV DIN 18299, Abschnitt 3, gilt:

3.1 Allgemeines

3.1.1 Bei der Ausführung der Düsenstrahlarbeiten sind insbesondere zu beachten:

DIN 4123: Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude

DIN EN 12716: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting)

3.1.2 Die Wahl des Bauablaufs sowie die Wahl und der Einsatz der Geräte sind Sache des Auftragnehmers.

3.1.3 Die ordnungsgemäße Entsorgung der Rückstände (Rückfluss, verfestigte Rückstände im Boden und Überprofil) ist nachzuweisen und dem Auftraggeber auf Verlangen vorzulegen.

3.1.4 Wenn vor den Düsenstrahlarbeiten besondere Maßnahmen zum Feststellen des Zustands der baulichen Anlagen, Versorgungs- und Entsorgungsanlagen erforderlich werden, sind sie gemeinsam festzulegen. Die Maßnahmen sind Besondere Leistungen (siehe Abschnitt 4.2.1).

3.1.5 Der Auftragnehmer hat sicherzustellen, dass der Rückfluss von Düsenstrahlsuspension aufgenommen und transportiert werden kann.

3.2 Düsen

3.2.1 Die Wahl des Düsenstrahlsystems, der Düsenstrahlparameter und der Herstellungsabfolge sind Sache des Auftragnehmers. Liegen Düsenstrahlparameter aus erfolgreichen Probedüsen (Probeelemente) vor, sind diese einzuhalten.

3.2.2 Werden die Zielgrößen des Düsenvorgangs nicht erreicht, ist der Auftraggeber unverzüglich zu unterrichten. Die zu treffenden Maßnahmen sind gemeinsam festzulegen. Diese Maßnahmen sind Besondere Leistungen, sofern sie nicht der Auftragnehmer zu vertreten hat (siehe Abschnitt 4.2.1).

3.2.3 Werden Gefahren, z.B. für die Standsicherheit von baulichen Anlagen, erkennbar, ist der Auftraggeber unverzüglich zu unterrichten. Bei Gefahr im Verzug hat der Auftragnehmer unverzüglich die notwendigen Maßnahmen zu treffen. Die weiteren Maßnahmen sind gemeinsam festzulegen. Die getroffenen und die weiteren Maßnahmen sind Besondere Leistungen, soweit die Ursachen nicht vom Auftragnehmer zu vertreten sind (siehe Abschnitt 4.2.1).

3.2.4 Nach Abschluss des Düsenvorgangs ist der erforderliche Suspensionsspiegel bis zum Erhärten zu erhalten. Treten unvermutete Verluste an Suspension auf, z.B. infolge Ausfließens in unterirdische Hohlräume, sind die erforderlichen Maßnahmen unverzüglich zu treffen. Die weiteren Maßnahmen sind gemeinsam festzulegen. Die getroffenen und die weiteren Maßnahmen, soweit sie nicht vom Auftragnehmer zu vertreten sind, sind Besondere Leistungen (siehe Abschnitt 4.2.1).

3.3 Qualitätskontrolle

3.3.1 Der Auftragnehmer hat über die Düsenstrahlarbeiten Protokolle zu führen und dem Auftraggeber zeitnah zu übergeben. In die Protokolle sind folgende Angaben aufzunehmen:

3.3.1.1 Ergebnisse aus Standardprüfungen:

- Dichtemessung der Frischsuspension zwei mal pro Arbeitsschicht und Mischer,
- Dichtemessung des Rückflusses zwei mal pro Arbeitsschicht und Gerät, die als Rückstellproben mindestens bis zur Beendigung der Düsenstrahlarbeiten einzulagern sind,
- Beobachtung der Festigkeitsentwicklung an Proben des Rückflusses,

3.3.1.2 Bei jedem Düsenvorgang

- Bezeichnung, vorgesehene Neigung, Richtung und Endtiefe des Düsgestänges je Bohrloch,
- Datum und Uhrzeit des Düsbeginns und des Düsendes,
- Lage des Ansatzpunktes,
- Art und Zusammensetzung des Düsenstrahlmaterials,
- zeitlicher und tiefenabhängiger Verlauf von Zieh- und Drehgeschwindigkeit durch kontinuierliche Aufzeichnung,
- zeitlicher und tiefenabhängiger Verlauf von Druck und Menge der beim Düsen verwendeten Medien durch kontinuierliche Aufzeichnung,
- Ist-Höhenlage und Länge des Düskörpers,
- besondere Vorkommnisse, z. B. Austritte von schwimmfähigem Material wie Kohle oder Holz, un stetiger Rückfluss, jegliche Produktionsstörungen.

3.3.2 Weitergehende Kontrollmaßnahmen, z.B.

- Ist-Einmessung des Ansatzpunktes des Düsgestänges,
- Messungen des Verlaufs des Düsgestänges,
- Bestimmung des Durchmessers der Düsenstrahlkörper,
- Entnahme von Proben aus den Düsenstrahlkörpern,
- bei statisch beanspruchten Düsenstrahlkörpern, z.B. für Unterfangungen, verankerte Dichtsohlen, Untersuchungen der Proben aus den Düsenstrahlkörpern,
- Sondierungen, Probelastungen und Anlegen von Schürfen
- sind Besondere Leistungen (siehe Abschnitt 4.2.1).

4 Nebenleistungen, Besondere Leistungen

4.1 **Nebenleistungen** sind ergänzend zur ATV DIN 18299, Abschnitt 4.1, insbesondere:

4.1.1 Feststellen des Zustands der Straßen, der Geländeoberfläche, der Vorfluter usw. nach § 3 Nr. 4 VOB/B.

4.1.2 Durchhörtern von bereits hergestellten eigenen Düsenstrahlkörpern.

4.1.3 Aufnehmen und Entsorgen des Rückflusses, ausgenommen Leistungen nach Abschnitt 4.2.7.

- 4.1.4 Erhalten der Arbeitsebenen, soweit zum ordnungsgemäßen Baustellenbetrieb erforderlich.
 - 4.1.5 Umsetzen aller Einrichtungen zum Aufbereiten und Einbringen der Düsenstrahlsuspension, ausgenommen Leistungen nach Abschnitt 4.2.6.
 - 4.1.6 Setzungs-/Hebungskontrollen während des Düsens an benachbarten Gebäuden durch Baunivellier.
- 4.2 **Besondere Leistungen** sind ergänzend zur ATV DIN 18299, Abschnitt 4.2, z. B.:
- 4.2.1 Maßnahmen nach den Abschnitten 3.1.4, 3.2.2, 3.2.3, 3.2.4, und 3.3.2.
 - 4.2.2 Erstellen von Standsicherheitsnachweisen und Ausführungszeichnungen.
 - 4.2.3 Boden- und Wasseruntersuchungen.
 - 4.2.4 Herstellen von Probeelementen einschl. Erkunden und Beprobieren.
 - 4.2.5 Probelastungen
 - 4.2.6 Umsetzen aller Einrichtungen zum Aufbereiten und Einbringen der Düsenstrahlsuspension aus Gründen, die nicht vom Auftragnehmer zu vertreten sind.
 - 4.2.7 Entsorgen des Rückflusses, wenn durch Schadstoffe aus Boden oder Grundwasser sich die Einstufung in die Zuordnungsklasse verändert.
 - 4.2.8 Durchlässigkeitsprüfungen, z.B. Pumpversuche und geophysikalische Untersuchungen.
 - 4.2.9 Beseitigen des verfahrensbedingten Überprofils.
 - 4.2.10 Beseitigen der verfestigten Rückstände im Boden (z.B. Düskerzen).
 - 4.2.11 Beseitigen des mit Rückfluss verfestigten Bodens aus der Arbeitsebene.
 - 4.2.12 Andere als in Abschnitt 4.1.6 beschriebene Messungen.
 - 4.2.13 Maßnahmen zur Beurteilung der Abmessungen gemäß DIN EN 12716.
- 5 Abrechnung
- Ergänzend zur ATV DIN 18299, Abschnitt 5, gilt:
- 5.1 Die Düslänge wird ermittelt aus der plangemäßen Düsstrecke.
 - 5.2 Die Fläche für das Beseitigen des Überprofils wird ermittelt aus der plangemäßen Sichtfläche (Projektion).

4. Überblick zur Einordnung der Leistungen

Nach der in Abschnitt 3 aufgeführten neuen ATV werden die unterschiedlichen Arbeiten in Haupt-, Neben- und Besondere Leistungen unterteilt. Die folgende Tabelle gibt einen schnellen Überblick, wo welche Leistungen in den ATV aufgeführt werden, wer üblicherweise der Leistungserbringer ist und um welche Leistungsart es sich handelt.

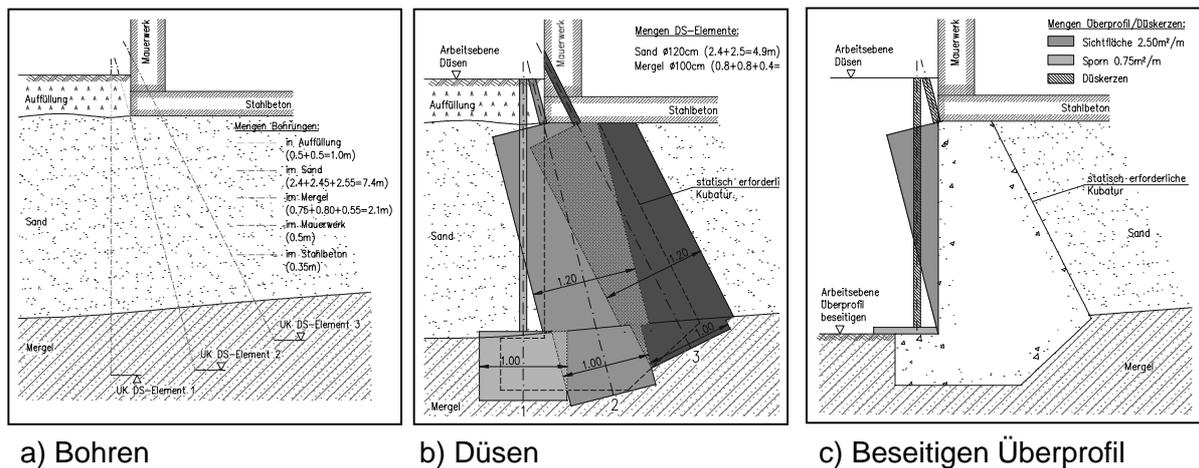
Grundlagen und Leistungen	nach ATV Norm DIN	Erfüllung von	Haupt- leistung	Neben- leistung	Besondere Leistung
Baugrundgutachten		AG	-	-	-
Boden	18299 (0.1)				
Hydrologie	18321 (0.1, 2.3)				
Planung	18321	AG	-	-	-
Entwurfsplanung					
Genehmigungsplanung					
Ausführungsplanung					
Probedüsung	18321 (3.2.1, 4.2.4)	AN	x	-	-
Probelemente					
Arbeitsebenen anlegen	18299 (4.)	AN	-	x	-
	18301 (4.1.1)	AN	-	x	-
Arbeitsebenen aufwendige	18299 (0.4.1)	AN	x	-	-
Bohrungen	18301 (0.5)	AN			
Länge in Meter			x	-	-
Durchmesser			x	-	-
Untergrund			x	-	-
Hindernisse				-	x
Düsen	18321 (0.5)	AN			
Länge in Meter			x	-	-
Durchmesser			x	-	-
Tiefe			x	-	-
Untergrund			x	-	-
Durchbohren neuer Düskörper	18321 (4.1.2)	AN	-	x	-
Entsorgen Rückfluss	18321 (4.1.3)	AN	-	x	-
Erhalten Arbeitsebenen	18321 (4.1.4)	AN	-	x	-
Hebungskontrolle	18321 (4.1.6)	AN	-	x	-
Umsetzen Düsgerät	18321 (4.1.5)	AN	-	x	-
Andere Düsparameter	18321 (3.2.2)	AN	-	-	x
Entnahme u. Prüfung v. Proben	18321 (3.3.2)	AN	-	-	x
Bestimmung Lage u. Ø der Düsung					
Entsorgung Rückfluss, wenn mit Schadstoff	18321 (3.3.2)	AN	-	-	x
Beseitigen Rückstände im Boden (Düskerzen)	18321 (4.2.7)	AN	-	-	x
Beseitigen Rückfluss im Boden	18321 (4.2.10)	AN	-	-	x
Besondere Messung					
	18321 (4.2.11)	AN	-	-	x
	18321 (4.2.12, 4.2.13)	AN	-	-	x
Beseitigen Überprofil	18321 (5.2)	AN	x	-	-

Tabelle 1: Überblick

5. Beispiele

Zur Verdeutlichung der in der neuen Düsenstrahl-ATV enthaltenen Vertragsbedingungen wird im folgenden Abschnitt für die Unterfangung einer Giebelwand ein Muster-LV mit einem Kurztext und der Abrechnungseinheit aufgestellt. Für die Giebelunterfangung mit dem DS-Verfahren und für die Unterfangung eines Einzelfundamentes werden außerdem die anzusetzenden Massen für die Einzelpositionen zeichnerisch dargestellt.

5.1. Unterfangung einer Giebelwand



a) Bohren

b) Düsen

c) Beseitigen Überprofil

Bild 6: Unterfangung einer Giebelwand mit dem DS-Verfahren

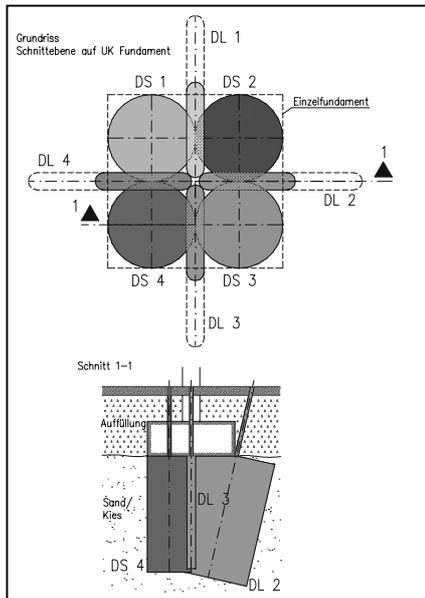
LV-Positionen

LV-Positionen	Abrechnungs- einheit	Beispiel
Pos. 1	Stck	Bild 6
Pos. 2	Stck	1 Stck
Pos. 3	Stck	1 Stck
Pos. 4		
Pos. 4.1		
Pos. 4.1.1	m	*)
Pos. 4.1.2	m	*)
Pos. 4.2		
Pos. 4.2.1	m	*)
Pos. 4.2.2	m	*)
Pos. 4.3	Stck	*)
Pos. 4.4	Stck	*)

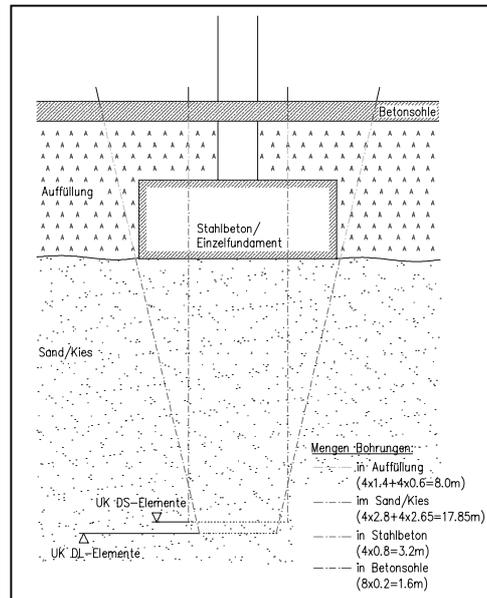
<u>LV-Positionen</u>		Abrechnungs- einheit	Beispiel Bild 6
Pos. 5	Bohrungen für das Düsengestänge (18301) Abrechnung von Bohrebene bzw. Ansatzpunkt im Mauerwerk b Unterkante Düskörper		
Pos. 5.1			1,0 m
Pos. 5.2	Bohrungen in der Auffüllung	m	0,5 m
Pos. 5.3	Bohrungen im Mauerwerk	m	0,35 m
Pos. 5.4	Bohrungen im Betonfundament	m	9,50 m
Pos. 5.5	Bohrungen im Lockergestein	m	NEP
Pos. 6	Düsenstrahlsäulen Ø 120 cm herstellen (DIN 18321)		
Pos. 6.1	Düsen im Sand/Kies	m	4,9 m
Pos. 6.2	Düsen im Geschiebemergel	m	2,0 m
Pos. 6.3	Genauere Bestimmung der Bohransatzpunkte **)	Stck	-
Pos. 6.4	Genauere Bestimmung der Neigung des Düsengestänges **)	m	-
Pos. 6.5	Bestimmung der Düsdurchmesser **)	Stck	-
	**): üblicherweise bei Unterfangungen nicht erforderlich		
Pos. 7	Beseitigen des mit Rückfluss durchtränkten Bodens in den Arbeitsbereichen	Stck	1 Stck
Pos. 8	Anlegen von Schürfgruben zur Entnahme von Proben aus Düsenstrahlkörper	Stck	*)
Pos. 9	Proben		
Pos. 9.1	Entnahme	Stck	*)
Pos. 9.2	Prüfung im Labor	Stck	
Pos. 10	Aushub mit Beseitigung Düskerzen (DIN 18300)	m ³	*)
Pos. 11	Beseitigen der Probesäulen	Stck	*)
Pos. 12	Beseitigen des Überprofils	m ²	3,25 m ²
	*) in Bild 6 nicht dargestellt		

Die unter der Spalte Beispiel Bild 6 aufgeführten Massen beziehen sich direkt auf das Bild für eine Säulenreihe (Pos. 5, Pos. 6), auf 1 m Unterfangung in Längsrichtung (Pos. 12) und auf die Gesamtmaßnahme (Pos. 1, Pos. 2 und Pos. 7).

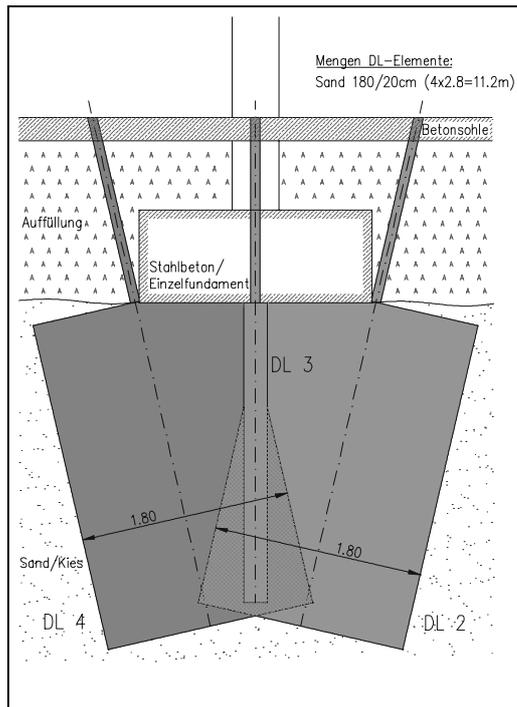
5.2. Unterfangung eines Einzelfundamentes



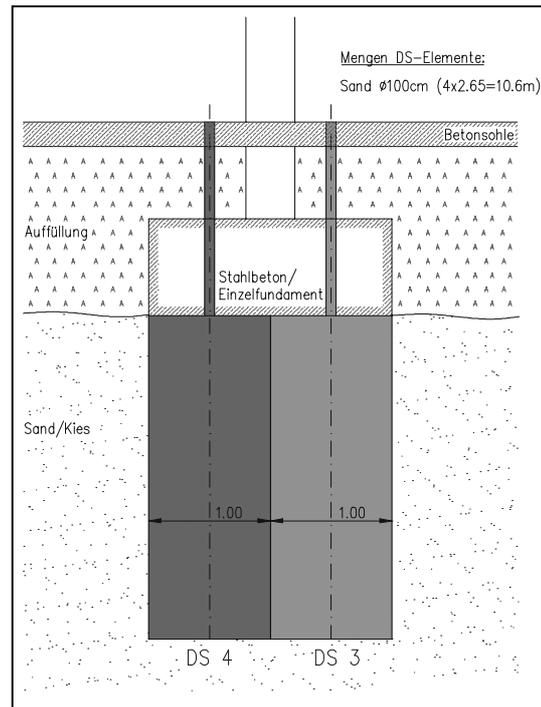
a) Grundriss und Schnitte



b) Bohren



c) Düsen der Lamellen



d) Düsen der Säulen

Bild 7: Unterfangung eines Einzelfundamentes mit dem DS-Verfahren

Das LV für die Unterfangung des Einzelfundamentes kann entsprechend den Vorgaben für die Giebelwand mit Änderung der Mengen und zusätzlicher Einführung der DS-Lamellen bei Pos. 5 erstellt werden.

6. Schlussbemerkung

Sollen Leistungen zur Herstellung einer Unterfangung mit dem Düsenstrahlverfahren nach der neuen ATV DIN 18321 ausgeführt werden, ist hierfür vom Auftraggeber eine Entwurfsplanung aufzustellen, in der die Bohr- und Düsstrecken, die Düsdurchmesser oder Lamellenbreiten festzulegen sind. Diese Planung erfordert Fachkunde und sollte daher von Geotechnikern mit Erfahrungen zum Düsenstrahlverfahren vorgenommen werden.

Zur Planung der Abmessungen der Düsenstrahlelemente müssen im anstehenden Boden ausreichende Erfahrungen vorliegen und dem Geotechniker bekannt sein. Gegebenenfalls müssen in der Planungsphase Probedüsungen gesondert ausgeschrieben und ausgeführt werden, um hiermit die Durchmesser oder die Lamellenbreiten der DS-Körper festlegen zu können.

Die Ermittlung der Mengen für die Bohrungen in unterschiedlichen Bauteilen, wie z. B. Mauerwerk, Beton und Stahlbeton erfordert eine umfassende Planung mit den gewählten Abmessungen der DS-Elemente. Die DS-Elemente sind so anzuordnen, dass möglichst wenige bereits hergestellte DS-Elemente wieder durchbohrt werden müssen.

Da in den meisten Fällen die Probedüsung nach der Planung und Vergabe erfolgt und sich hieraus erhebliche vertragliche Konsequenzen ergeben können, sollte die Probedüsung immer von einem Sachverständigen für Geotechnik überwacht werden. Dieser muss entscheiden, ob mit den gewählten Düsparametern, die geplanten Düsdurchmesser oder die Lamellenbreite realisiert werden können. Ergeben sich kleinere Abmessungen als geplant würde dies eine Vertragsänderung bedeuten, weil sich die Mengen vergrößern. Um sicherzustellen, dass ein fachkundiger und leistungsfähiger Auftragnehmer die Leistungen ausführt, sollte der Auftraggeber in den Verdingungsunterlagen die Düsparameter abfragen. Können mit den vom AN geplanten Düsparametern größere Abmessungen erzielt werden, muss der AG entscheiden, ob die Leistung nach dem Entwurf des AN ausgeführt werden soll oder ob eine Vertragsänderung mit größeren Abmessungen und geringeren Mengen erfolgen soll. In einem Vergabeverfahren können Bieter i. d. R. auch andere als die vom AG geplanten Abmessungen (Durchmesser, Lamellenbreite) als Nebenangebot anbieten. Das Anbieten anderer Düsdurchmesser ist z. B. vergleichbar mit dem Angebot eines anderen Bohrpfahldurchmessers bei einer ausgeschriebenen Bohrpfahlgründung und wäre als Sondervorschlag zu werten.

Mit der neuen ATV-DIN 18321 Düsenstrahlarbeiten ist es gelungen, auch für diese Spezialtiefbauleistung eine eindeutige Beschreibung, Ausführung und Abrechnung der Leistungen zu ermöglichen.

7. Literatur

[1] Entwurf der ATV-Düsenstrahlarbeiten – DIN 18321 Fassung November 2001

Unterfangungen nicht nur im DS-Verfahren; Beispiele und Rechtsprobleme

Dipl.-Ing. M. Holfelder, Dipl.-Ing. R. Jörger
Bilfinger Berger AG, Niederlassung Spezialtiefbau, München/Mannheim

1. Einleitung

Der Vortrag gibt ausgewählte Beispiele für Unterfangungen, die nicht nur im Düsenstrahlverfahren ausgeführt wurden.

Es wird der rechtliche Rahmen vor Augen geführt, in dem jede Unterfangung, unabhängig von der technischen Ausführungsart, zu sehen ist. Zum einen wird auf das BGB und zum anderen auf die relevante Norm DIN 4123 Bezug genommen.

In dicht besiedelten Gebieten wie z. B. Innenstädten werden Bebauungsflächen immer knapper und zwangsläufig relativ teuer. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, vorhandene Bauflächen optimal auszunutzen, d. h. die Bebauung nahezu bis an die Grundstücksgrenze und damit ggf. unmittelbar an ein Nachbarbauwerk grenzend auszuführen. Auch bei Lückenbebauung, meistens nach Abriss eines Altbaus, grenzt ein neues Bauwerk unmittelbar an vorhandene Nachbarbauwerke.

Wegen der allgemein gestiegenen Anforderungen und Erwartungen an die Raumnutzung und an die Nutzung von Untergeschossen (z.B. als Tiefgarage) kommt es oft vor, dass die Gründungssohlen der Neubauten tiefer liegen als die der vorhandenen Nachbargebäude. Um die Standsicherheit der Nachbargebäude - insbesondere wenn die Baugrube ausgehoben ist - nicht zu gefährden, müssen die Altbaufundamente vorab tiefer geführt, d. h. unterfangen werden oder die an die vorhandene Bebauung angrenzende Baugrubenwand muss verformungsarm ausgeführt werden.

Bei der Unterfangung ist es i.d.R. erforderlich, Eingriffe am Nachbargrundstück vorzunehmen.

Neben der klassischen Handunterfangung in Ortbeton kommt heute überwiegend das Düsenstrahlverfahren zur Anwendung; hierzu werden im Rahmen der Tagung Detailvorträge unterschiedlichster Thematik noch zu hören sein.

Folgende Beispiele für Unterfangungssysteme möchten wir vorstellen:

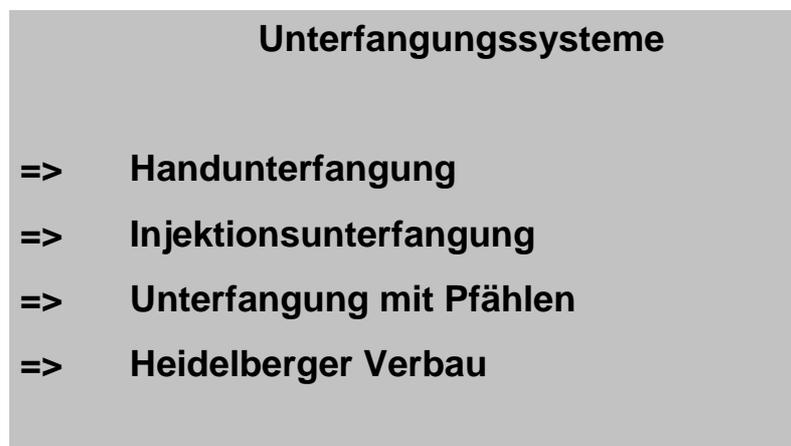


Bild 1: Unterfangungssysteme

2. Unterfangungssysteme

Die Handunterfangung

Die klassische Variante der Unterfangung stellt die Handunterfangung mit Beton, Mauerwerk oder Stahl dar. Diese Art der Unterfangung wird in DIN 4123, die im Jahre 2000 neu aufgelegt wurde, beschrieben und die Anwendungsgrenzen dargelegt.

Da die Norm DIN 4123 klar vorschreibt, dass für den Endzustand bzw. ggf. für Zwischenbauzustände Standsicherheitsnachweise zu führen sind, wird nachstehend ein exemplarisches statisches System mit den angreifenden Kräften bzw. Reaktionskräften gezeigt.

Statische Nachweise Handunterfangung

Äußere Standsicherheit

1. Kippsicherheit, Bodenpressungen
2. Grundbruchsicherheit
3. Gleitsicherheit
4. Nachweis der tiefen Gleitfuge (falls rückverankert)
5. Geländebruchnachweis

Innere Standsicherheit

1. Stahlbeton: Bemessung Schub und Biegung mit Normalkraft
2. unbewehrter Beton: wie Injektionsunterfangung

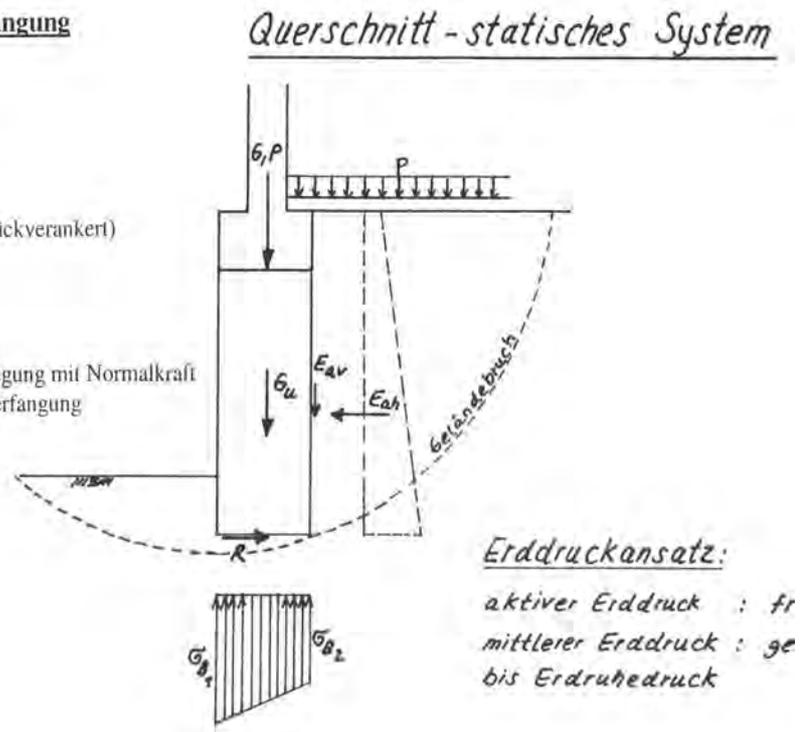


Bild 2: Handunterfangung (Statik)

Als Standsicherheitsnachweise sind zu führen:

- Kippsicherheit, Bodenpressungen
- Grundbruchsicherheit
- Gleitsicherheit
- Nachweis der tiefen Gleitfuge (falls rückverankert)
- Geländebruchnachweis

Das nächste Bild zeigt exemplarisch die Unterfangungsabschnitte nach DIN 4123. Ersichtlich ist der Bestand, die geplante Unterfangung sowie die räumliche Soll-Anordnung und die Abmessungen der Stichgräben nach DIN.

Unterfangungsabschnitte nach DIN 4123

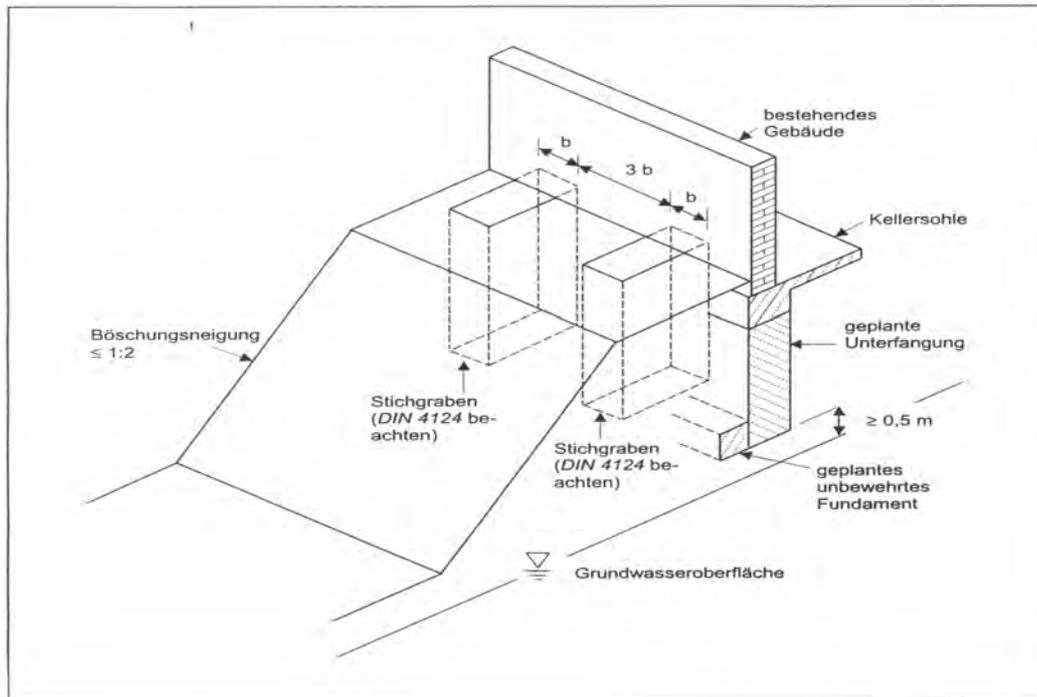


Bild 3: DIN 4123 (räumlich)

Die folgenden Bilder (4 - 6) zeigen die Handunterfangungen in den charakteristischen Phasen auf der Baustelle:



Bild 4: Handunterfangung (Kringsverbau)



Bild 5: Handunterfangung (Beton)



Bild 6: Handunterfangung (Freilegung)

Die nächste Abbildung zeigt eine Stahlunterfangung des Brandenburger Tors, welche im Zuge des Neubaus Haus Sommer erforderlich wurde.

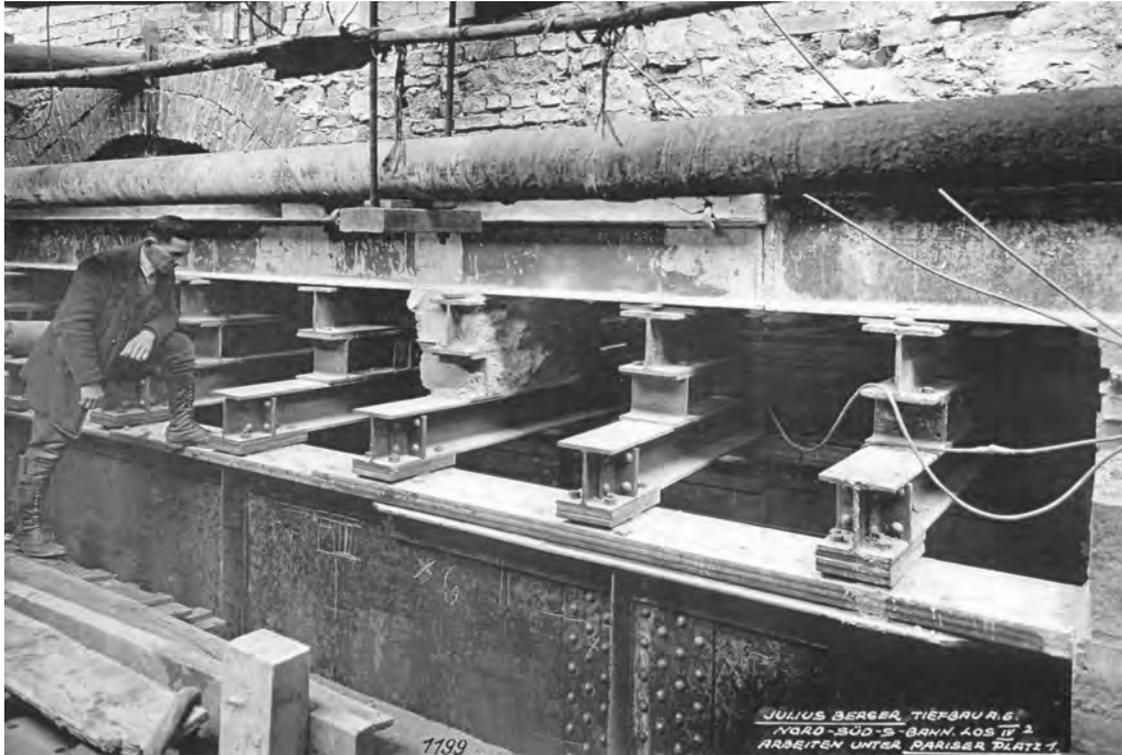


Bild 7: Handunterfangung (Stahl)

Die Injektionsunterfangung

Die Herstellung von Unterfangungen mittels **Injektionen** konnte in früherer Zeit nur in überwiegend nichtbindigen Böden erfolgen, da man in der Auswahl der Injektionsmittel sehr begrenzt war. Üblich waren konventionelle Zementinjektionen für Kiese und das Joosten-Verfahren für Sande. Bei diesem Verfahren wird die Injektion mit Silikatgel i.d.R. Wasserglas mit Chlorcalcium als Härter ausgeführt. Injektionen mit rein anorganischen Härtern waren nur sehr kurze Zeit in der Anwendung. Mit der Entwicklung der Feinbindemittel und Feinstbindemittel wurde der Anwendungsbereich der klassischen Penetrationsinjektionen stark erweitert.

Zur Verdeutlichung des statischen Gesamtsystems soll das folgende Bild dienen. Auch hier sind Standsicherheitsnachweise Grundvoraussetzung!

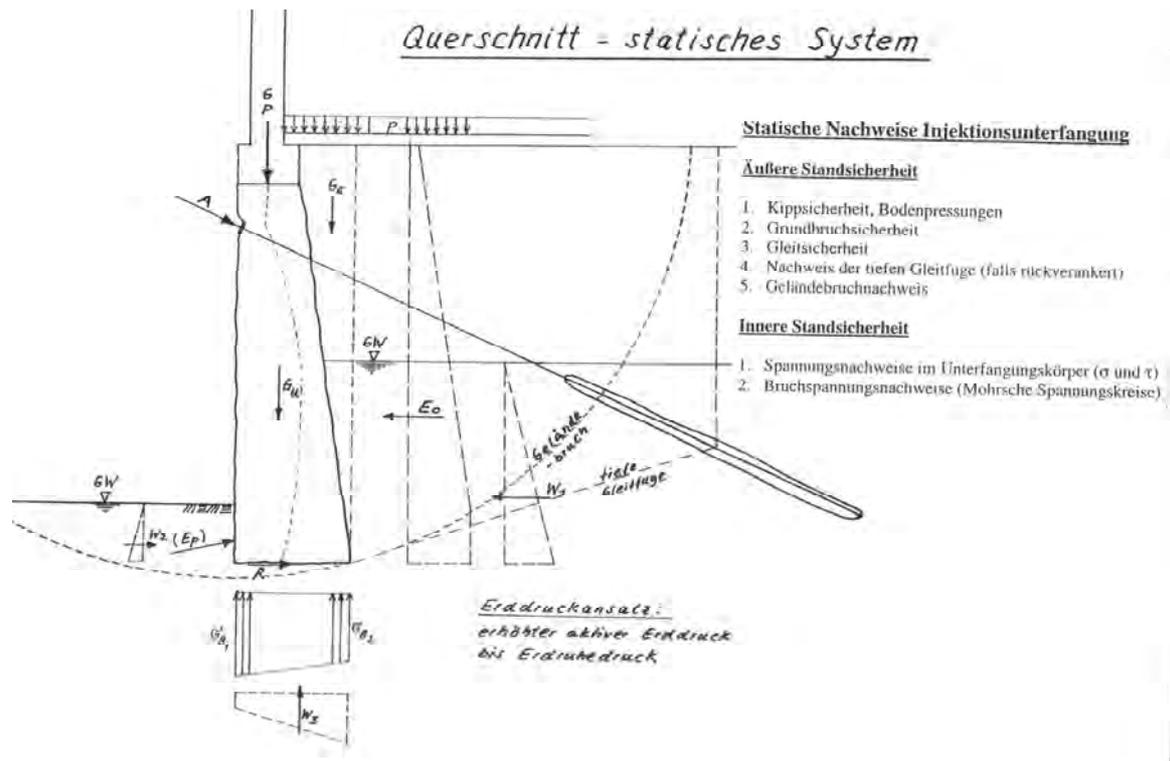


Bild 8: Injektionsunterfangung (Statik)

Das folgende Bild zeigt eine Baustelle aus Regensburg.



Bild 9: Baustelle Regensburg

Es handelt sich hier um eine Kombination von Niederdruck-Zement-Injektion und chemischer Injektion, die mittels Manschettenrohren in den Boden eingebracht wurden.

Im Zuge des Aushubs wurde der Zement-Injektionskörper mittels Spritzbeton versiegelt und zusätzlich verstärkt und mit Ankern rückgehängt. Der chemische Injektions-Körper konnte unverkleidet freigelegt werden.

Ein weiteres klassisches Unterfangungssystem, das zumeist nur in Ausnahmefällen zur Anwendung kommt, ist die **Vereisung**, nachstehend eine Abbildung:



Bild 12: Vereisung

Bei dieser Unterfangungsmethode werden zuerst Stahlrohre, sog. Gefrierrohre über die gesamte geplante Frostkörperhöhe eingebracht. In den Rohren zirkuliert im allgemeinen eine Salzlösung, die den umgebenden Boden gefrieren lässt. Die Salzlösung wird weit unter den Wassergefrierpunkt über eine Kälteanlage auf Betriebstemperatur gebracht.

Alternativ hierzu kann auch statt Salzlösung flüssiger Stickstoff, der durch Verdunsten die Kälte erzeugt, verwendet werden.

Es sei hier noch ein besonderer Hinweis auf die erforderliche Messtechnik im Boden am Gebäude erlaubt.

Frosthebungen sind nur bei frostempfindlichen Böden zu befürchten. Bei diesem sensiblen Boden ist rasches Gefrieren und die genaue Dosierung der Kühlleistung von großer Bedeutung.

Dieses Verfahren zeichnet sich durch hohe Flexibilität aus; rein wirtschaftlich gesehen ist dieses Verfahren jedoch nur bei kurzen Anwendungszeiten sinnvoll einsetzbar, da ansonsten der Energiebedarf zu hoch ist.

Die Unterfangung mit Pfählen

Auf nachstehendem Bild ist ein klassisches Beispiel dafür zu sehen, wie der Bestand mittels vertikalen Pfahlgruppen und Stahlbetonjochbalken gesichert wurde.



Bild 13: Vertikale Pfähle

Ein weiteres, immer häufiger genutztes System ist die Unterfangung mit geneigten Bohrpfählen, die unter das Nachbargebäude reichen. In Verbindung mit Stahlbetonkonstruktionen oder auch dem Düsenstrahlverfahren können so auch große Verbauhöhen gesichert werden.

Das folgende Bild zeigt eine Baustelle aus Mainz:



Bild 14: Mainzer Verbau

Zuerst wurde die schräge Pfahlwand mit Leerbohrung hergestellt. Dann wurde der sog. Abfangbalken mit eingreifenden rückverankerten Konsolen abschnittsweise errichtet. Jeweils in den Randbereichen, sowie in der Mitte der Giebelwand wurde eine Verbindung zur OK Pfahlwand geschaffen. Zuletzt wird der rückverankerte Kopfbalken komplettiert.

Im Systemschnitt ist der Bestand, die eingreifenden Konsolen, der rückverankerte Abfangbalken sowie die schrägen Pfähle mit Kopfbalken rückgeankert nochmals dargestellt:

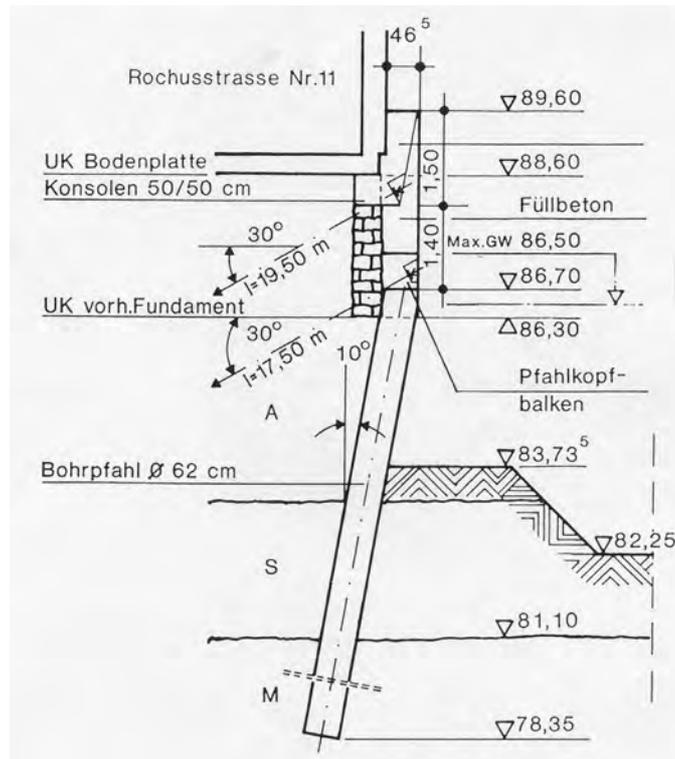


Bild 15: Systemschnitt

Eine VDW-Wand war wegen bekannten Hindernissen im Untergrund und großräumigen Giebelüberständen nicht möglich. Weiterhin musste die Wand gegen Grundwasser dichten. Eine HDI-Unterfangung wurde vom Bauherrn nicht gewünscht.

Die Unterfangung mit Heidelberger Verbau

Eine ganz besondere Art der Unterfangung stellt der Heidelberger Verbau dar, in Weiterentwicklung des Hamburger Verbaus, Abbildung nachstehend:



Bild 16: Heidelberger Verbau (1)

Hier wird im Schutz von verankerten oder ausgesteiften Trägern von oben nach unten mit dem Aushub fortschreitend abschnittsweise eine Unterfangungswand aus Stahlbeton unter dem Gebäude hergestellt, die dann noch als Außenwand später genutzt werden kann. Die Stahlbetonwandabschnitte werden mit vorgefertigten Doppel-T-Elementen in die Träger abgestützt.

Diese Wand beansprucht im Vergleich zum Berliner Verbau keinen zusätzlichen Raum. Die Verbauträger stehen innerhalb des zu errichtenden Bauwerks und werden später entfernt. Die Verbauwand befindet sich hinter den Verbauträgern.

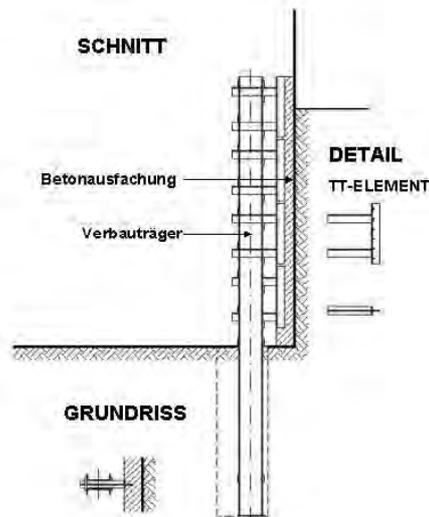


Bild 17: Heidelberger Verbau (2)

Diese Verbauart kann im speziellen immer dann zum Einsatz kommen, wenn der Nachbar keine Zustimmung zu klassischen Unterfangungen auf seinem Grund gibt.

Der Heidelberger Verbau ist durch Bilfinger Berger AG patentrechtlich geschützt.

3. Rechtsfragen

Das BGB gibt in § 909 folgende Maßgabe:

Ein Grundstück darf nicht in der Weise vertieft werden, daß der Boden des Nachbargrundstücks die erforderliche Stütze verliert, es sei denn, daß für eine genügende anderweitige Befestigung gesorgt ist.

Bedeutung BGB § 909

- => Zentrale Vorschrift für Unterfangungen
- => Sorgfaltsverpflichtung für Bauherr
- => Kein Rechtsanspruch für Unterfangung
- => Zustimmung durch Nachbar erforderlich

Bild 18: Bedeutung § 909

Dieser Paragraph des BGB stellt die zentrale Vorschrift zur Regelung nachbarschaftlicher Beziehungen bei Eingriffen in das unter der Erdoberfläche liegende Gefüge dar.

Der vorgenannte Paragraph erlaubt nicht automatisch eine eigenmächtige Unterfangung eines Nachbargebäudes; hierzu ist immer eine Zustimmung des Eigentümers erforderlich.

Die zitierte „anderweitige Befestigung“ ist zuerst einmal auf dem eigenen Grundstück vorzunehmen.

Soll das Nachbargrundstück in Anspruch genommen werden, ist auch hier vorher die Zustimmung des Nachbarn einzuholen.

Der Paragraph stellt jedoch auch eine sehr weitreichende Verpflichtung für den Bauherrn dar.

Den Bauherrn bzw. seine Fachingenieure trifft eine sehr strenge Überwachungspflicht hinsichtlich aller Tätigkeiten, die in irgendeiner Form das Nachbargrundstück beeinträchtigen können. Diese umfasst:

- Auswirkungen des Herstellverfahrens einer Unterfangung
- Überwachung der Durchführung
- Verständigung des Nachbarn bezüglich Mitwirkung
- Beweissicherung des Bauzustandes

Die für Unterfangungen relevante und aktuelle Norm DIN 4123, wurde im Jahre 2000 neu aufgelegt, nachdem die vorherige Norm über 28 Jahre Bestand hatte:

DIN 4123 (09/2000 - 05/1972) - Unterfangungen

Grundsätzlich gilt:

- => Einzelnachweis Standsicherheit im Endzustand
- => Zwischenbauzustände nachzuweisen, wenn Abweichung von Empfehlungen

Bild 19: Grundsätzliches zur DIN 4123

Der Gültigkeitsbereich der DIN 4123 setzt voraus:

- Dass die Gründung der vorhandenen Gebäude auf Streifenfundamenten oder auf biegesteifen Stb-Platten erfolgt ist.
- Wandlast <250kN/m (vertikal), was ungefähr einem 5-stöckigem Wohnhaus mit Keller und ausgebautem Dach entspricht.
- Die Giebelwand muss Scheibenwirkung haben.
- Der Boden ist temporär standsicher und nicht durch Gewölbekräfte aus Nachbarbebauung belastet.

Sofern diese Voraussetzungen nicht gegeben sind, muss durch zusätzliche Nachweise der konstruktiven Maßnahmen ein vergleichbarer Zustand geschaffen werden, um die Unterfangung dann nach Norm durchführen zu können.

DIN 4123 (09/2000 - 05/1972) - Unterfangungen

Gültig für:

- => Gründung auf Streifenfundamenten
- => Gründung auf Stb-Platten
- => Wandlast < 250 kN/m (vertikal)
- => Wand mit Scheibenwirkung
- => Boden temporär standsicher

Bild 20: Gültigkeitsbereich der DIN 4123

Die Standsicherheit im Endzustand ist immer nachzuweisen.

Wird die Unterfangung abschnittsweise (lagenweise) bis zur Endtiefe geführt, so sind auch die Zwischenbauzustände nachzuweisen.

DIN 4123 (09/2000 - 05/1972) - Unterfangungen

Falls außer Gültigkeitsbereich:

- => Einzelnachweis Standsicherheit
- => Zustand Nachbarbebauung
- => Konstruktive Zusatzmaßnahmen
- => Schaffung Gleichwertigkeit

Bild 21: Außerhalb des Gültigkeitsbereichs der DIN 4123

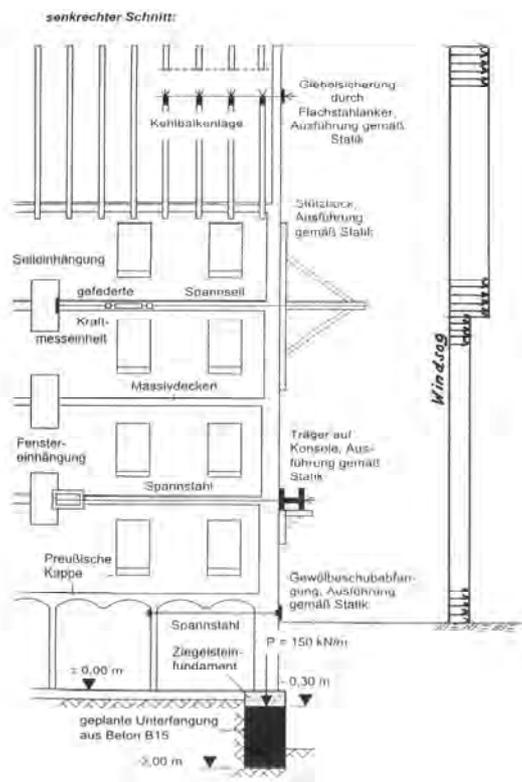
Auf den Nachweis der Bauzustände kann verzichtet werden, wenn:

- Bodenaushubgrenzen
- Stichgräben
- Abschnittsweise Herstellung von Fundamenten
- Unterfangungsabschnitte

gemäß Normungspunkte eingehalten werden.

Ein besonderes Augenmerk ist auf die Erkundung der bestehenden Anlagen zu richten. Neben Gründungstiefe, Abmessung und Zustand sind auch eventuelle Umbauten zu dokumentieren und nachzuvollziehen, da diese das Tragverhalten eines Gebäudes extrem verändern können.

Das folgende Bild gibt einen Überblick über die Erkundung von bestehenden Anlagen.



Untersuchung des Bestands

1. Erkundung des Baugrunds
2. Baulicher Zustand des zu unterfangenden Gebäudes
 - Spannrichtung der Decken
 - Stahlbetondecken oder Holzbalkendecken
 - Gewölbedecken (Keller)
 - Quersteifigkeit des Gebäudes
 - Verzahnung der Giebelwand mit den Querwänden?
 - UK Fundament (Schürfe)
 - Aufbau und Festigkeit der zu unterfangenden Wand
 - Einschalige oder zweischalige Wand

Beispiele für die Sicherung des Bestands (falls erforderlich)

1. Verankerung der Giebelwand mit den Querwänden (horizontale Gurtung und Anker)
2. Schrägabstützung mit Steifen
3. Zuganker bei Gewölbedecken
4. Stützbock gegen Nachbargiebel (Baulücke)
5. Gürt über die gesamte Giebelbreite und Rückhängung in die Längswände

Bild 22: Untersuchung

Vom Baugrund sollte bekannt sein:

- Bodenverhältnisse: (Bohrergebnisse, Schürfe)
- Grundwasserverhältnisse
- Bodenkennwerte: (Lagerungsdichte, Scherparameter, Steifemodul)
- Bodenkontamination

Vom Zustand des zu unterfangenden Gebäudes sollte bekannt sind:

- Spannrichtung der Decken
- Stahlbetondecken oder Holzbalkendecken?
- Gewölbedecken (Keller)
- Quersteifigkeit des Gebäudes
- Verzahnung der Giebelwand mit den Querwänden
- UK Fundamente (Schürfe)
- Aufbau und Festigkeit der zu unterfangenden Wand
- Einschalige oder zweischalige Wand

Ist der bauliche Zustand unzureichend, so ist der Bestand zu sichern, das Bild zeigt Beispiele.

4. Fallbeispiel

Als nächstes wird ein Fallbeispiel gegeben, wie man es eigentlich nicht machen sollte.



Bild 23: Fallbeispiel

Bei dieser Unterfangung stellte man als erstes einen Voraushub her.

Von diesem aus wurde dann mit dem Düsenstrahlverfahren begonnen.

Schon nach kurzer Zeit kam die Meldung vom Nachbarn, dass in den Keller Suspension eingetreten ist.

Bei der darauffolgenden Schadensbesichtigung wurde festgestellt, dass das Kellermauerwerk in äußerst schlechtem, heterogenen Zustand ist und der Suspensionszutritt somit nicht verwunderlich war. Weiterhin wurde festgestellt, dass sich die Giebelwand bereits gesetzt hatte.

Daraufhin kam es erst mal zum Baustopp.

Alle am Bau Beteiligten wurden zusammengerufen und man forschte nach der Ursache.

Folgende Umstände traten ans Tageslicht:

- Die vermeintliche Giebelwand war eigentlich eine Kommunwand.
- Die Spannrichtung der Decken war genau andersherum als in der Statik angesetzt.
- Am alten Haus wurden Umbauarbeiten getätigt, als Indiz hätten in der Wand die 2 hellen Flecken auffallen müssen. Diese Arbeiten wurden nicht erkannt bzw. überprüft.
- Die getätigte Umbaumaßnahme wurde zu allem Überfluss, entgegen den geprüften Planunterlagen, in der Wirklichkeit auch noch anders ausgeführt.
- Die tatsächlichen Nutzungslasten durch einen Gewerbebetrieb auf den Decken im Nachbargebäude überschritten das statisch Zulässige!
- Weiterhin waren im Keller Gewölbedecken vorhanden.

Als Sanierungsmaßnahme wurde die Kommunwand kraftschlüssig mit dem übrigen Gebäude verbunden.

Das Kellermauerwerk wurde mit Zementinjektion vergütet.

Die Düsenstrahlunterfangung wurde von Doppelfächer auf Einfachfächer umgeplant und zeitlich gestreckt.

Die Kosten des Primärschadens – nämlich Eintritt von Suspension in die Kellerräume- wurde durch Stillstände, Gebäuderäumung, Umplanung, Wertminderung um ein Vielfaches erhöht.

5. Schlußwort

Zum Abschluss wird noch ein Bild gezeigt, bei dem sehr deutlich zu sehen ist, dass dieser Geotechnik-Tag der TU München von Bedeutung ist, um bezüglich Unterfangungen zu sensibilisieren und das Auge zu schärfen.



Bild 24: Unterfangungsarbeiten, bei denen die Beschäftigten in höchstem Maße gefährdet sind

Selbst wenn die Unterfangung in diesem Beispiel, nach einem Funktional-Pauschalvertrag, schlüsselfertig betriebsbereit vergeben worden sein sollte, rechtfertigt dies nicht im Zuge der Preisoptimierung Leib und Leben zu gefährden!

4. Ausführungsprobleme als Folge mangelnder Erkundung

Nachdem beim Düsenstrahl-Verfahren die zu unterfangenden Bauteile generell vor Baubeginn nicht freigelegt werden, kommt der Erkundung der geometrischen Ausbildung dieser Fundamentkörper besondere Bedeutung zu. Versprünge bei der Gründungstiefe können ebenso zu Problemen führen, wie eine unzureichende Erkundung der Fundamentbreiten. Im erstgenannten Fall kann das dazu führen, dass der Kraftschluss fehlt. Wesentlich problematischer wirkte sich die falsche Einschätzung der Fundamentbreiten bei einem größeren Projekt in Dresden aus. Hier wurde beim Freilegen des Unterfangungskörpers nahezu die Hälfte der statisch erforderlichen Abmessungen des Unterfangungskörpers abgebrochen, mit der Folge, dass durch äußerst aufwendige zusätzliche Unterfangungsarbeiten vom Inneren des Gebäudes her diese statisch erforderlichen Abmessungen wieder hergestellt werden mussten.

5. Möglichkeiten

Wenn über Düsenstrahl-Unterfangungsarbeiten diskutiert wird, ist damit unterschwellig immer noch die Angst vor zu großen Hebungen verbunden. Diese Angst ist bei fachgerechter Ausführung der Düsenstrahl-Arbeiten nicht nur völlig unberechtigt, sondern es dürfte im Gegenteil als direkte Unterfangungsmethode keine schonendere Bauweise geben. Die klassische Injektion hat bekanntlich ihre Schwächen, weil sie vom natürlichen Porenvolumen der Böden abhängig ist und somit jede veränderte Kornzusammensetzung auch unmittelbar den Injektionserfolg beeinflusst. Die händische, abschnittsweise Unterfangung ist so risikobehaftet, dass sogar bei den Vorbemerkungen zur DIN 4123 Hinweise aufgenommen wurden, dass diese Maßnahme zu Rissbildungen am zu unterfangenden Bauwerk führen kann. Wesentlich verformungsärmer ist dagegen das Düsenstrahl-Verfahren, wenn es fachgerecht ausgeführt wird. Messungen haben gezeigt, dass sich die Verformungen in der Größenordnung von 1 mm und weniger bewegen, dass also das Düsenstrahl-Verfahren im Gegenteil besonders geeignet ist, um möglichst verformungsarme Unterfangungen durchführen zu können. Dies gilt auch bei Unterfangungshöhen von bis zu 8 m.

Möglichkeiten die sich nur mit dem Düsenstrahl-Verfahren ausführen lassen, sind z.B. die Wiederverwendung einer Schlitzwand bei der Nachbarbebauung und deren Verlängerung bis zum natürlichen Stauer, die Kombination als Unterfangungskörper in den statisch erforderlichen Abmessungen und als Dichtwand, die bis in den Stauer einbindet, oder der nachträgliche Einbau eines Kellers bei einem Bauwerk, das im Grundwasser liegt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das Düsenstrahl-Verfahren eine technische Bereicherung der Spezialtiefbauarbeiten bildet, das in nahezu allen Lockergesteinsböden angewendet werden kann und bei Berücksichtigung gewisser verfahrensbedingter Eigenheiten sehr viele Möglichkeiten bietet.

Stuttgart 21: Planung der Unterfahrung des DB-Direktionsgebäudes in zwei Ebenen

Prof. Dr.-Ing. N. Vogt
Zentrum Geotechnik, Technische Universität München
und
Smoltczyk & Partner, Stuttgart

1. Einleitung

Das Projekt Stuttgart 21 dient der vollständigen Neuordnung des Eisenbahnverkehrsknotenpunktes Stuttgart. Die bestehenden Eisenbahnverbindungen von und nach Stuttgart werden bisher in einem Kopfbahnhof miteinander verknüpft. Hier liegen 16 Gleise nebeneinander in Richtung des Nesenbachtals. Zukünftig soll ein neuer Durchgangsbahnhof mit 8 Gleisen die überregionalen, regionalen und lokalen bestehenden und neue Verkehre mit optimierten Verbindungen bündeln. Die neuen Gleise werden senkrecht zur alten Bahntrasse liegen und den Talkessel queren. Die Gradienten sind so gewählt, dass der Bahnhof unterirdisch, eine Ebene unter den heutigen Gleisen liegt. Der Bahnhof selbst, eine lichtdurchflutete Schalenkonstruktion, soll in offener Bauweise erstellt werden. An ihn anschließend sind mehrere Tunnel herzustellen, die mitten im Stadtzentrum in die Hänge hineinführen. Um die neuen Trassen zu ermöglichen, müssen bestehende Stadtbahn-Tunnel, die zentralen Entwässerungssysteme für Stuttgart und eine Vielzahl von Leitungen umgelegt werden.

2. Randbedingungen

Am Nordkopf des neuen Bahnhofs, im Übergangsbereich zu den in den Kriegsberg hineinführenden bergmännisch herzustellenden Tunneln, liegt das Stuttgarter Direktionsgebäude der Deutschen Bahn. Es steht in Teilen unter Denkmalschutz, die Fassade ist ortsbildprägend.

Unmittelbar unter dem Keller dieses Gebäudes soll der Aufweitungsbereich mit seinen Weichen liegen, der den Übergang zwischen den 8 Gleisen im Bahnhof und den 4 weiterführenden Gleisen der nach Norden und Westen führenden Bahnstrecken bildet. Die Konstruktion dieses Bauwerks besteht aus einem Stahlbetonrahmen mit Bodenplatte, Wänden und Decke.

Eine bestehende Stadtbahn-Linie unterhalb der Heilbronner Straße vor dem Direktionsgebäude muss verschoben und tiefergelegt werden, um die Trasse für die Eisenbahnanlagen freizugeben. Die neuen U-Bahn-Tunnel müssen ebenfalls unterhalb des Direktionsgebäudes geführt werden, sie sollen die Bahnanlagen unterfahren und aus Termingründen als erstes hergestellt werden. Hier sind bergmännische Vortriebe mit Maulprofilen vorgesehen.

Zur Vorbereitung der Planfeststellung ergab sich daher die Planungsaufgabe, das bestehende Direktionsgebäude in zwei Ebenen zu unterfahren, zunächst mit den tieferliegenden Stadtbahntunneln, anschließend mit dem Fernbahntunnel für 8 Gleise. Hierbei sind folgende Randbedingungen zu beachten:

- Die Baugrundsituation ist auf den ersten Blick gesehen vergleichsweise günstig. In der Gründungssohle des Direktionsgebäudes stehen ausgelaugte und verwitterte Tonsteine des Gipskeupers mit geringer Zusammendrückbarkeit und vergleichsweise hoher Scherfestigkeit an, die stratigraphisch dem Mittleren Gipshorizont und den Dunkelroten Mergeln zuzuordnen sind. Allerdings zeigen Erfahrungen aus benach-

barten Bauwerken, dass in diesen Schichten vereinzelt offene oder verstärzte Hohlräume bestehen, die aus der Gipsauslaugung in den tieferliegenden Grundgips-schichten resultieren und hohen punktuellen Belastungen entgegenstehen.

- Das Rahmenbauwerk für die neuen Gleise bindet mit seiner Sohle in das Grundwasser ein, die Stadtbahntunnel liegen vollständig im Grundwasser. GW-Absenkungen während der Bauzeit sind jedoch unter Einhaltung von Auflagen möglich.
- Das Direktionsgebäude ist ein massives Bauwerk aus Stahlbeton und Mauerwerk. Die Lasten werden im Untergeschoss über relativ eng stehende Wandscheiben in den Untergrund geleitet. Das Bauwerk soll während der Bauzeit im EG in den Erschließungsbereichen sowie in den Obergeschossen nutzbar bleiben. Das Untergeschoss steht für Bauarbeiten ohne nennenswerte Einschränkungen zur Verfügung. Selbst bei einer bereichsweise möglichen Mitnutzung des Erdgeschosses sind die Raumgrößen hinsichtlich vertikaler und horizontaler Abmessungen - z.B. für den Einsatz von Pfahlbohrgeräten - stark eingeschränkt.
- Beeinträchtigungen und spätere Renovierungsarbeiten im Gebäude können unter gewissen Umständen in Kauf genommen werden. Dennoch müssen Verformungen, die bei der erforderlichen mehrfachen Lastumlagerung im Zusammenhang mit Unterfahrungen und Unterfangungen unvermeidbar entstehen, möglichst klein gehalten werden.
- Die Unterfangungskonstruktionen müssen gleichzeitig Rücksicht auf die Geometrie des Direktionsgebäudes, des Eisenbahn-Rahmenbauwerks und des Stadtbahntunnels nehmen. Außerdem sollte die Schale des Stadtbahntunnels nicht punktuell konzentriert belastet werden.

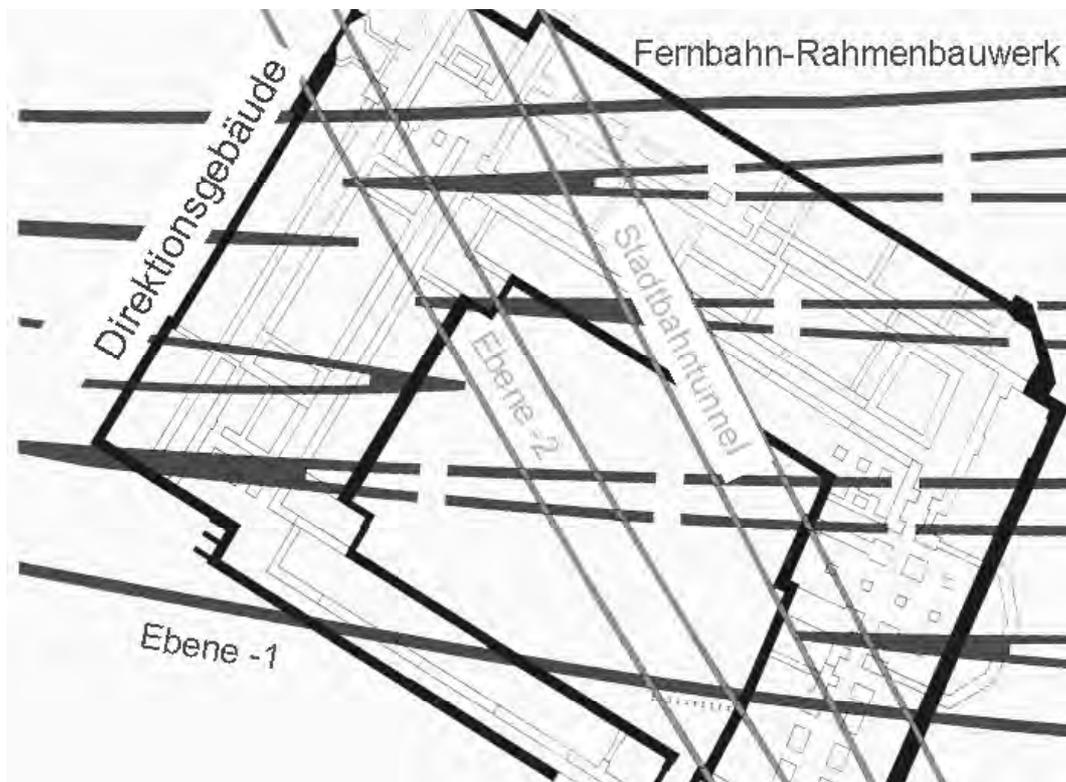


Bild 1: Lageplan

3. Vorgehen

Zur Lösung der Aufgabe ist das folgende mögliche Vorgehen geplant worden:

- Die Tunnel für die Stadtbahn werden bergmännisch aufgefahren. Mit Hilfe üblicher Techniken des Tunnelbaus: kurze Abschlaglängen, schneller Ringschluss, bei Erfordernis vorauseilende Sicherungen etc. werden die Verformungen auf ein bauwerksverträgliches Maß begrenzt. Die Tunnelbaumaßnahmen laufen entsprechend dem Rahmenterminplan den Unterfangungsarbeiten voraus.
- Die Lasten der vorhandenen Fundamente des Direktionsgebäudes werden mit Hilfe von Pfählen, Streichbalken und horizontalen Verklammerungen zwischen den Streichbalken tiefergeführt.
- Dabei kommen überwiegend kurze Pfähle mit geringem Durchmesser, z.B. Gewipfähle, zur Ausführung, die mit Geräten hergestellt werden, die im vorhandenen Untergeschoss unmittelbar neben den bestehenden Wänden arbeiten können.

Dort wo gleichzeitig:

- die Zugänglichkeit für größere Pfahlbohrgeräte gegeben ist (bereichsweise an der Gebäudeaußenperipherie und in Innenhöfen),
- der Pfahl neben einer Wand des Direktionsgebäudes,
- nicht im Bereich von Wänden des Fernbahn-Rahmenbauwerks und
- nicht im Bereich des Stadtbahntunnels zu liegen kommt,

werden schon in dieser ersten Phase tieferreichende Bohrpfähle mit Durchmessern zwischen 60 cm und 90 cm ausgeführt.

- Die durch die Streichbalkenkonstruktionen und Pfähle gesicherten Fundamente werden vollständig freigelegt und es wird eine Arbeitsebene geschaffen, die etwa 1 m unterhalb der Fundamentsohlen des bestehenden Gebäudes liegt.
- Von dieser Arbeitsebene ausgehend werden weitere tieferreichende Bohrpfähle mit Durchmessern von mindestens 60 cm hergestellt. Ihre Anzahl richtet sich nach den insgesamt abzutragenden Lasten. Ihre Tiefe wird so gewählt, dass die geplanten Pfahllasten über Mantelreibung unterhalb der Sohle des Fernbahntunnelrahmens in den Untergrund eingeleitet werden können. Den Pfählen wird wegen der möglichen Auslaugungshohlräume kein Spitzendruck zugewiesen; weiterhin wird eine Mantelverpressung vorgesehen, um denkbare seitliche Hohlräume zu erfassen und die Tragfähigkeit zu erhöhen. Die Lage der Pfähle wird so gewählt, dass sie weder
 - im Bereich einer Wand des Direktionsgebäudes, noch
 - im Bereich einer Wand des Fernbahntunnelrahmens, noch
 - im Bereich der Stadtbahntunnel

liegen. Dort wo die Pfähle später im Bereich des Fernbahntunnelrahmens freigelegt werden, erhalten sie eine Stahlhülse. Sie dient der Erhöhung der Tragfähigkeit und der Knicksicherheit, dem Schutz der Pfähle beim später erforderlichen unterirdischen Freilegen und bei der Pfahlherstellung als Verrohrung.

Bei der Anordnung der Pfähle muss eine Rasterung gefunden werden, die später einen Aushub des Bodens zwischen den Pfählen sowie Bewehrungs-, Schalungs- und Betonierarbeiten zulässt. In der skizzierten Anordnung sind Gassen freigestellt, die Transporte (im Bereich der Stadtbahntrassen), die Herstellung der Tunnelwände und eine - zwar schrägwinklige, aber doch über größere Längen durchlaufende - Bewehrungsführung für Bodenplatte und Decke des Eisenbahnrahmenbauwerks erlauben.

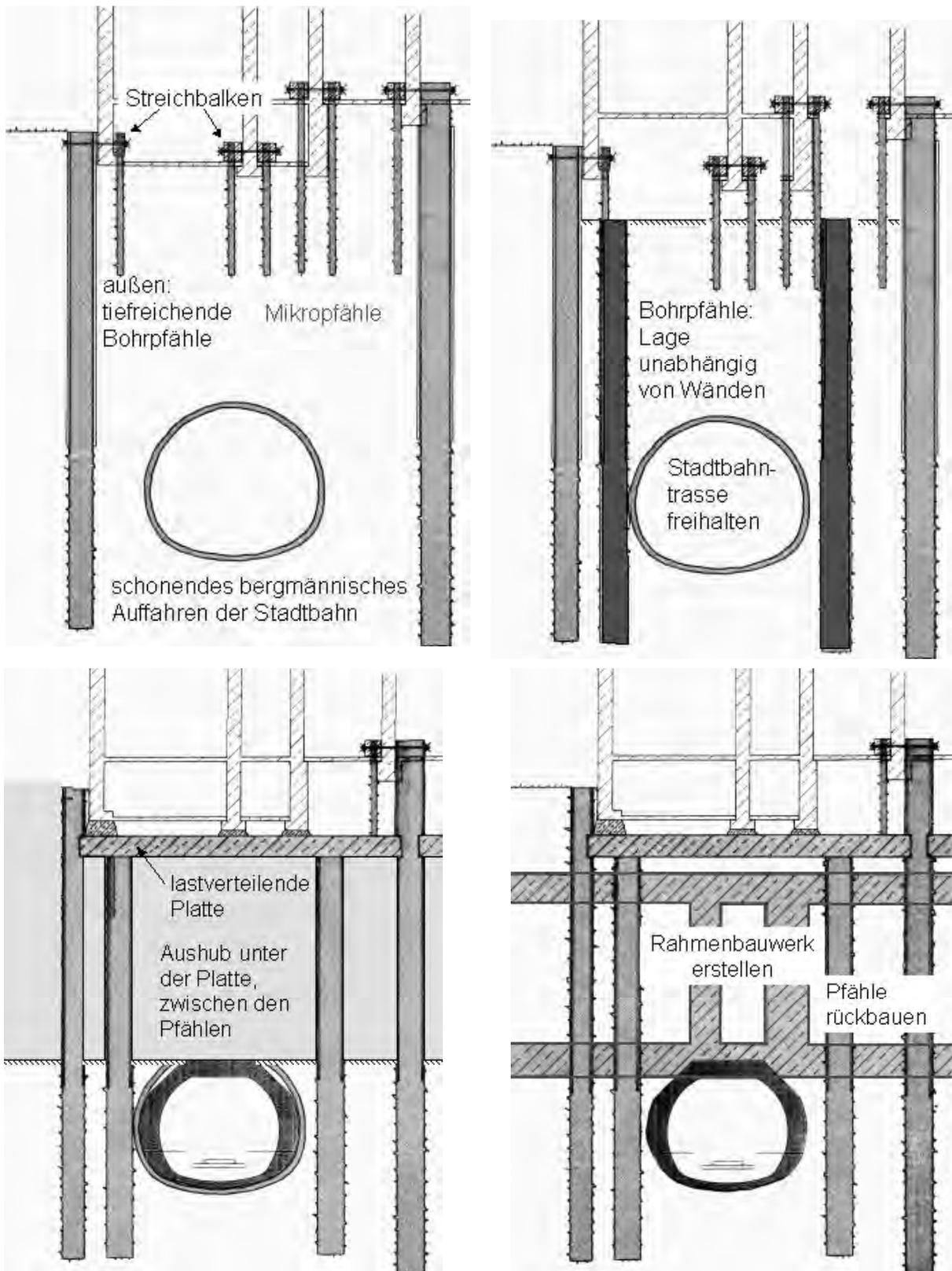


Bild 2: Vorgehensweise

Die Herstellung der Pfähle wird sehr aufwändig, da wegen der beengten Platzverhältnisse übliche schwere Drehbohrgeräte nicht eingesetzt werden können. Durch die Tieferlegung der Arbeitsebene gegenüber dem bestehenden Kellerfußboden und häufig auch

durch ein mögliches Entfernen der Kellerdecke wird zwar die mögliche Arbeitshöhe vergrößert, der Platz zum Arbeiten ist jedoch horizontal sehr eingeschränkt. Dreiböcke, Winden und seilgeführte Löse- und Fördersysteme stellen eine der aufwendigen Technologien dar, mit denen eine Herstellung der Pfähle dennoch möglich ist.

- Da die Lage der tiefreichenden Pfähle nicht unmittelbar mit dem zu unterfangenden Gebäude korrespondiert, wird eine lastverteilende Platte hergestellt, die mit Hilfe ihrer Biegesteifigkeit die Lasten aus dem Direktionsgebäude in die Pfähle übertragen kann. Nach ihrer Fertigstellung werden die freigelegten Fundamente kraftschlüssig auf diese Zwischenkonstruktion aufgesetzt. Danach treten Streichbalken und die kurzen kleinen Pfähle außer Funktion.
- Unterhalb der lastumlagernden Platte wird zwischen den Pfählen die Baugrube zur Erstellung des Fernbahntunnels ausgehoben. Die Lasten aus dem Direktionsgebäude werden in diesem Zustand mit Hilfe eines "Waldes" von freistehenden Pfählen unter die fast 10 m tief liegende Baugrubensohle geführt.
- Auch die Stahlbetonarbeiten zur Herstellung des Rahmenbauwerkes für die Fernbahn werden infolge der beengten Verhältnisse zwischen den Pfählen besonders aufwändig. Sie sind jedoch anders als die Pfahlarbeiten mit üblichen Techniken ausführbar. Die Bewehrungsführung zwischen den vielen Pfählen und die wasserdichte Ausbildung der Sohle bilden aber auch hier besondere Herausforderungen.
- Nach Herstellung des Rahmenbauwerkes kann der Freiraum zwischen der Rahmendecke und der o.g. Platte unterhalb der Gründung des Direktionsgebäudes ausbetoniert werden. Damit können die Bauwerklasten auf das Eisenbahnbauwerk umgesetzt und die Pfähle im Innern des Tunnelrahmens entfernt werden.

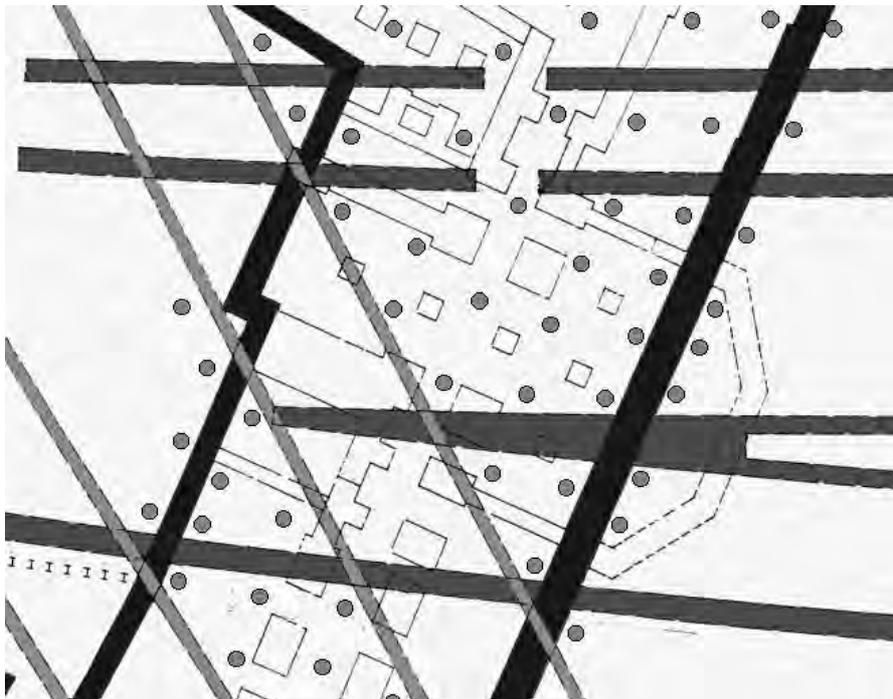


Bild 3: Anordnung der Pfähle

Es zeigt sich, dass mit dem dargestellten hohen Aufwand die in großen Bereichen vollflächige Unterfangung eines mehrstöckigen denkmalgeschützten schweren Gebäudes technisch möglich ist. Für die Unterfangung müssen die Gebäudelasten insgesamt dreimal umgesetzt werden: zunächst auf Streichbalken und Mikropfähle, dann auf eine Stahlbetonplatte und Großbohrpfähle, zuletzt auf das unter dem Direktionsgebäude fertigestellte Eisenbahnbau-

werk. Beim zweiten und dritten Umsetzen der Lasten ist es möglich, Pressen einzusetzen, um eine Vorspannung der kraftschließenden Verbindungen zu erreichen und Verformungen zu kompensieren.

4. Schlußbemerkung

So wie der Leser sich fragen wird, ob der Aufwand für die Erhaltung des Direktionsgebäudes wohl angemessen ist, fragten sich dies auch die Träger des Projektes Stuttgart 21 und kamen zu einer negativen Antwort. Daher ist in den derzeit zur Einreichung der Planfeststellung vorbereiteten Unterlagen die dargestellte Unterfangung nicht enthalten, vielmehr der Abriss des Gebäudes. Der Autor kann sich vorstellen, dass im Rahmen der Planfeststellung ein Kompromiss zwischen Denkmalschutz und den Projektträgern gefunden werden muss, der einen Teil des Gebäudes und die stadtbildprägende Fassade erhält und unterfängt und in anderen Bereichen die Erstellung des Eisenbahnbauwerks in einer nach oben offenen Baugrube ermöglicht.

Unterfangungen mit Bodenvereisung

Dr.-Ing. W. Orth
Dr.-Ing. Orth GmbH, Karlsruhe

1. Einleitung

Die Idee, Boden durch Gefrieren fest und wasserdicht zu machen, ist erstmals 1862 dokumentiert und wurde im Jahre 1883 für ein „Verfahren zur Abteufung von Schächten in schwimmendem Gebirge“ von H. Poetsch aus Aschersleben patentiert. Die Anwendung des Gefrierverfahrens beschränkte sich bis zum zweiten Weltkrieg im wesentlichen auf gewölbeartige Frostkörper, welche mit vergleichsweise einfachen Rechenmodellen und Stoffgesetzen zwar nicht besonders wirtschaftlich, aber doch hinreichend sicher bemessen werden konnten. Intensive Grundlagenforschungen etwa ab den 70er-Jahren des letzten Jahrhunderts führten zu erweiterten Kenntnissen über gefrorene Böden, welche auch die Anwendung von ebenen und auf Biegung und Zug beanspruchten Frostkörpern [1] ermöglichte. Auf dieser Grundlage entwickelte sich die Bodenvereisung zu einem flexiblen und umweltfreundlichen Verfahren insbesondere auch für temporäre Stützbauwerke im Tiefbau.

2. Wirkungsweise

Beim Gefrierverfahren wird das im Boden vorhandene Porenwasser zu Eis gefroren, wodurch der Boden „zementiert“ und abgedichtet wird.

Die Wärme wird dem Boden in der Regel durch eine oder mehrere Reihen doppelwandiger Gefrierrohre entzogen, in denen ein Kältemittel strömt (Bild 1).

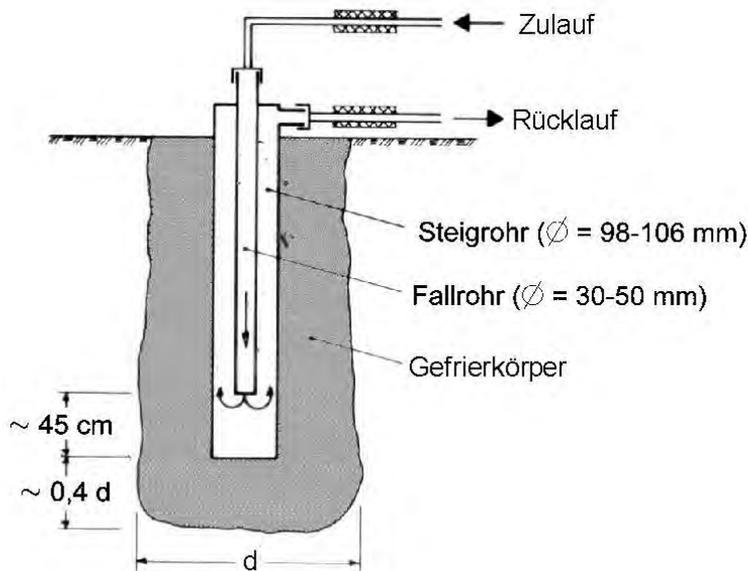


Bild 1: Gefrierrohr im Boden

Bei der **Stickstoffvereisung** wird flüssiger Stickstoff über ein Speiserohr in das Rohrtiefste eingeleitet, dort verdampft er und strömt gasförmig im Ringraum zwischen innerem und äußerem Rohr nach außen. Dabei entzieht er der Umgebung Wärme und entweicht schließlich in die Atmosphäre. Der Stickstoff kommt in der Regel aus einem Vorratstank auf der Baustelle, der regelmäßig durch Tankwagen befüllt wird. Die Menge des eingespritzten

Stickstoffs wird so gesteuert, dass das ausströmende Abgas auf einer bestimmten Temperatur gehalten wird.

Vorteil der Stickstoffvereisung ist eine vergleichsweise einfache Baustelleneinrichtung aus Vorratstank, Verteilerleitungen sowie einer Mess- und Steueranlage zur Dosierung des Stickstoffs. Durch die sehr niedrige Temperatur des verdampfenden Stickstoffes von -196°C lassen sich sehr hohe Temperaturgradienten und dementsprechend hohe Wärmeströme im Untergrund erzeugen. Dies ist nicht nur in Notfällen, sondern auch bei strömendem Grundwasser von Vorteil, weiterhin erlaubt es u.U. größere Gefrierrohrabstände.

Bei der **Solevereisung** strömt in den Gefrierrohren eine nicht gefrierende Flüssigkeit (im allgemeinen eine Salzlösung), die in einer Kältemaschine abgekühlt wird. Diese gibt die Wärme wiederum an ein Rückkühlwerk (Wasserkühlung oder großes Gebläse) ab. Die Solevereisung bedingt eine erheblich aufwendigere Apparatur auf der Baustelle, weiterhin sind die Temperaturen des Kältemittels mit ca. -25°C bei einstufigen und nicht unter ca. -40°C bei zweistufigen Anlagen erheblich höher, so dass geringere Temperaturgradienten und damit geringere Wärmeströme im Boden erzeugt werden können. Wegen der höheren Viskosität des Kältemittels sind dickere Gefrierrohre erforderlich, die ebenso wie der gesamte Kältekreislauf absolut dicht sein müssen, weil jeder Kältemittelaustritt zum Auftauen in der Umgebung führt. Der wesentliche Vorteil der Solevereisung sind die erheblich niedrigeren spezifischen Betriebskosten für die Abkühlung, so dass Solevereisungen vor allem für größere und langdauernde Vereisungen in Frage kommen. Während des Einfrierens entstehen zunächst um die Gefrierrohre radialsymmetrische Walzen aus Frostboden (Bild 2), welche zunehmend größer werden und schließlich zusammenwachsen.



Bild 2: Frostausbildung um die Gefrierrohre

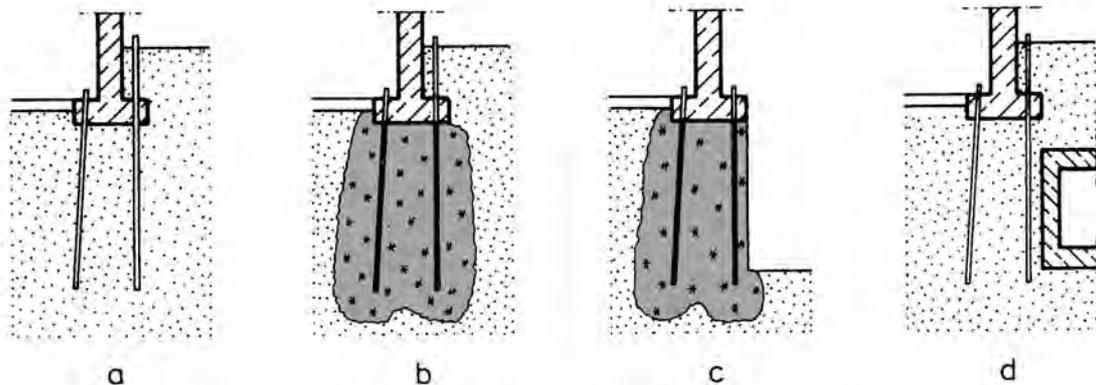
Sobald der Frostkörper die erforderliche Dicke und Temperatur erreicht hat, kann er als Trag- und/oder Dichtelement genutzt werden.

Beim Vereisen massiver Materialien (Beton, injizierter Boden) ist auch die Kontraktion durch die Abkühlung zu berücksichtigen. Dies gilt besonders für Dichtkörper unterhalb des Grundwassers, weil durch die Kontraktion Risse und damit vorübergehend Wasserwegigkeiten entstehen können.

3. Frostkörperformen

Grundsätzlich können Frostkörper in praktisch beliebiger Form hergestellt werden, wenn die hierfür erforderlichen Gefrierrohre in der passenden Position eingebohrt werden können. Insbesondere bei der Stickstoffvereisung, wo lediglich dünnwandige Metallrohre benötigt werden, können diese durch Lötten rasch auch aus sehr kleinen Schüssen zusammengesetzt und eingebohrt werden. Dies ist beim Arbeiten unter begrenzter Raumhöhe z.B. in Kellern ein wesentlicher Vorteil.

Stehen innerhalb eines Frostkörpers verschiedene Bodenarten an, so ist dies zwar bei der Bemessung zu berücksichtigen, in der Regel aber kein Ausschlussgrund, da praktisch alle ausreichend feuchte Bodenarten nutzbare Festigkeiten erreichen. Erforderlichenfalls kann der Wassergehalt durch Berieselung erhöht werden.



Unterfangung eines Gebäudes mit einem Frostkörper:

- a) Gefrierrohre eingebracht,
- b) Unterfangungskörper gefroren,
- c) Baugrube ausgehoben,
- d) Nachbarbauwerk fertiggestellt

Bild 3: Arbeitsablauf einer Unterfangung mit Vereisung [2]

3.1. Schwergewichtswand

Die statisch einfachste Form ist eine Schwergewichtsmauer, welche ohne Stützung allein aufgrund ihres Gewichtes kippstabil ist, wie folgendes Beispiel zeigt:

Zur Unterfangung einer Industriehalle wurde eine Vereisungswand durch eine vertikale und eine geneigte Gefrierrohrreihe hergestellt, so dass eine Frostwand mit trapezförmigem Querschnitt entstand. Im Schutze dieser Frostwand konnte die Baugrube ohne weitere Stützungsmaßnahmen ausgehoben werden (Bild 4).



Bild 4: Aushub unter Hallenfundamenten im Schutze einer Frostwand

3.2. Verankerte Wand

Frostwände können auch gestützt oder verankert ausgeführt werden [3]. Während Litzenanker mit hochfesten Stählen wegen des Versprödungsrisikos bei den tiefen Temperaturen in einer Frostwand nicht verwendet werden sollten, sind Stabanker zumindest unter statischer Belastung unkritisch, da ihre Bruchspannung mit fallender Temperatur ansteigt.

Auf einer Baustelle in Berlin wurde ein rund 24 m hohes, unmittelbar an eine Baugrube angrenzendes Gebäude zunächst durch eine erd- und wasserdruckbelastete Wand mittels Düsenstrahlverfahren unterfangen.

Während des Aushubs ereignete sich ein Wassereinbruch, weshalb nach Diskussion verschiedener Verfahren beschlossen wurde, die Wand durch Vereisen abzudichten.

Aus den Vereisungsbohrungen ließen sich die erforderliche Tiefe und Qualität der Injektionswand nicht durchgängig nachweisen, weshalb der Frostkörper als statisch wirksame Verbauwand ausgelegt wurde. Da seitens der Genehmigungsbehörde die Zustimmung im Einzelfall für das Gefrierverfahren wegen der Kompliziertheit des Sachverhaltes nach Auskunft des zuständigen Prüfüngenieurs einen Zeitraum von bis zu einem Jahr in Anspruch genommen hätte, wurde schließlich eine zusätzliche Sohlverankerung als Grundbruchsicherung gewählt und der Vereisung formal lediglich Abdichtungsaufgaben zugewiesen. Da zu diesem Zeitpunkt die Gefrierrohre bereits hergestellt waren, aber auch im Hinblick auf die damit verbundene höhere Sicherheit, wurde der Frostkörper jedoch nicht mehr verkleinert.

Die Unterfangungswand hatte eine Länge von rund 45 m und eine freie Standhöhe von 7,5 m (Bild 5). Unter Einbeziehung der Randbereiche ergab sich eine Abwicklungslänge der Frostwand von ca. 51 m. Insgesamt wurden planmäßig rund 650 m³ Boden bzw. Injektionswand vereist. Hierzu wurden 45 Gefrierrohre sowie schräg in zwei Ebenen 14 Temperaturmessrohre durch die Wand gebohrt. In den Temperaturmessrohren waren insgesamt 46 Temperaturfühler in verschiedenen Messketten eingebaut, deren Höhe verändert werden konnte.



Bild 5: Vereiste Baugrubenwand nach dem Aushub

Der Frostkörper wurde - u.a. bedingt durch die Weihnachtspause - rund 38 Tage lang gehalten, ehe der neue Gebäudekeller ausreichend fest und auftriebsicher war und die Vereisung abgestellt werden konnte.

Erschwerend war der Umstand, dass bei Beginn der Vereisung das Grundwasser in der Baugrube bereits abgesenkt war und deshalb eine ständige Durchströmung insbesondere auch an der Einbruchstelle vorhanden war. Letztere war nach dem Einbruch lediglich mit Erde zugeschüttet worden, eine Durchsickerung fand jedoch weiterhin statt. Dies führte innerhalb der Wand zu sehr unterschiedlicher Temperaturentwicklung während des Vereisens, so dass an verschiedenen Stellen die Kühlleistung bis zum Zufrieren von Wasserwegigkeiten stark erhöht werden musste.

Da sich das Wasser nach dem Zufrieren einzelner Klüfte teilweise neue Wege suchte, dauerte es immerhin 14 Tage, bis alle Zuflüsse versiegt waren. Bei einer Vereisung in stehendem Grundwasser wäre das Schließen der Frostwand in ca. 4-5 Tagen eingetreten. Rückblickend erwies sich hier die hohe Vereisungsleistung der Stickstoffvereisung als wichtiger Vorteil.

Nach Fertigstellung der Frostwand wurden die weiteren Sicherungsarbeiten planmäßig ausgeführt und der Gebäudekeller hergestellt (Bild 6).



Bild 6: Vereisungswand mit Wärmedämmung beim Bewehren der Kellerwand

3.3. Auf Biegung beanspruchte Frostkörper

Die Zugfestigkeit von gefrorenem Boden macht es möglich, diesen auch auf Biegung zu beanspruchen. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass das Festigkeitsverhalten bei Zug und Druck unterschiedlich ist.

In nachfolgendem Beispiel dient ein Frostkörper zur Unterfangung einer Bahnlinie, unter der ein Unterführungsbauwerk bei vollem Betrieb eingepresst werden soll. Im Gegensatz zu einer herkömmlichen Unterfangung z.B. eines Gebäudes müssen hier wechselnde Lasten abgetragen werden, die Anforderungen an die Setzungsbegrenzung sind jedoch vergleichbar mit denen bei der Unterfangung von Gebäuden.



Bild 7: Blick auf das Unterführungsbauwerk [1]

Im Bauzustand müssen die Lasten aus dem Zugverkehr über die Schienen auf die Verschubträger und von dort je nach Verschubzustand in den Bahndamm oder im Zuge des Vorschubs zunehmend in den Rahmenblock abgetragen werden.

Die Auflagerung auf dem Rahmenblock ist unkritisch, da dieser eine durchgehende Sohle hat und damit die Verkehrslast problemlos in den Untergrund weitergibt. Allerdings darf der Vorbauschub nicht zu lang sein, weil sonst der Rahmen kopflastig wird und nach vorne kippt. Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit, die Ortsbrustböschung im Damm möglichst steil, in der Regel unter 45° auszuführen.

Eine 45° steile Böschung mit Lasten auf der Oberseite lässt sich in der Regel nur bei hoher Festigkeit des Bodens, insbesondere einer ausreichenden Kohäsion herstellen. Die meisten alten Bahndämme bestehen entweder aus körnigem Boden mit einer – wegen des seinerzeitigen Fehlens geeigneter Verdichtungstechniken – niedrigen Lagerungsdichte oder aber aus einem bindigen Boden mit meist nur schlechter Konsistenz. Die Festigkeit dieser Böden reicht meist nicht, um den Druck aus den Verschubträgern schadlos abzutragen.

Eine praktisch vollständig von außerhalb des Lichtraumprofils herstellbare Stabilisierung ist eine horizontale Frostplatte. Diese überträgt durch Biegung die Lasten von der Böschungskante in den rückwärtigen Teil des Damms und gewährleistet so eine ausreichende Geländebruchsicherheit. Sie stellt somit eine lokale Verstärkung im oberen Teil des Bahndammes dar.

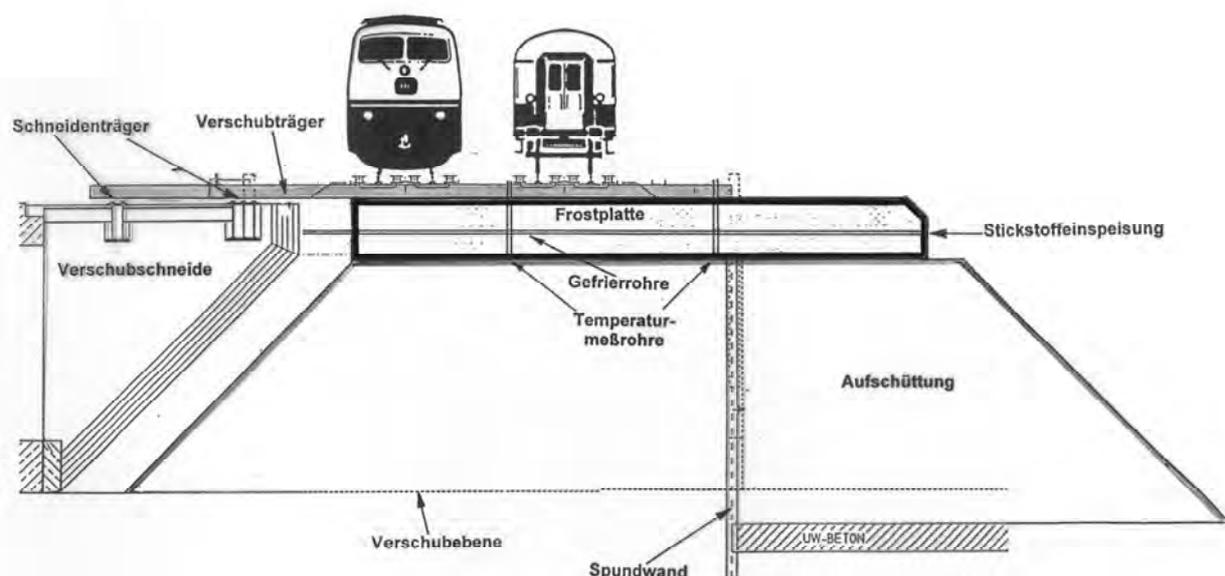


Bild 8: Querschnitt durch Bahndamm und Frostplatte

Die auf der Oberseite des Bahndammes aufnehmbare Belastung ist an der Böschungskante am geringsten und nimmt mit zunehmendem Abstand von der Kante zu. Die Frostplatte ist deshalb so zu bemessen, dass sie unter der von oben wirkenden Last bei der zulässigen Sohlspannungsverteilung im Gleichgewicht ist. Da die Resultierende der Sohlspannung einen gewissen Abstand von der Böschungskante besitzt, erhält die Frostplatte bei einer Belastung unmittelbar an der Böschungskante ein Moment, welches durch den hinten überstehenden Teil der Platte als Ballastkörper ausgeglichen wird.



Bild 9: Blick auf die Frostplattenstirnseite im Unterföhrungsbauwerk

Die Dicke der Frostpatte ergibt sich aus der Forderung, dass die Biegung der Platte unter den berechneten Zug- und Druckspannungen im Querschnitt über die Nutzungsdauer aufintegriert innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben. Hier erweist sich die vergleichsweise kurze Belastungsdauer von Verkehrslasten als Vorteil: Wegen der geringen Gesamtbelastungszeit von allenfalls wenigen Stunden durch die Anzahl der Züge, die in einem bestimmten Vorschubzustand passieren, kann die Kriechgeschwindigkeit während der Belastung relativ hoch sein. Da nun der Logarithmus der Kriechgeschwindigkeit proportional zur Spannung ist, kann auch eine entsprechend hohe Spannung zugelassen werden. Allein dieser Umstand ermöglicht es, der unbewehrten, relativ dünnen Frostplatte beträchtliche Biegebeanspruchungen zuzuweisen. Bei Berechnung der Frostplatte ohne Berücksichtigung des Zeiteinflusses mit Festigkeitskennwerten für längere Standzeiten hätte sich ein erheblich dickerer Querschnitt ergeben. In der Praxis bedeutet dies allerdings, dass in einem bestimmten Vorschubzustand die Frostplatte nicht über längere Zeit belastet werden darf, so dass beispielsweise nicht eine Lokomotive über längere Zeit auf der Frostplatte stehen darf.

4. Planung und Bemessung von Frostkörpern

Gefrorener Boden ist ein Vierphasengemisch aus Mineralkörnern, Eis, Wasser und Luft (Bild 10), das man als „Eisbeton“ bezeichnen kann. Ein tragfähiger Frostkörper kann in praktisch allen mindestens erdfeuchten Böden (notfalls unter künstlicher Wasseranreicherung) hergestellt werden. Fließt das Grundwasser schneller als ca. 2 m/Tag, so können Maßnahmen gegen die Aufwärmung durch das Grundwasser (z.B. stärkere Kühlung, zusätzliche Gefrierrohre) erforderlich werden. Salze im Boden bzw. im Grundwasser müssen besonders berücksichtigt werden.

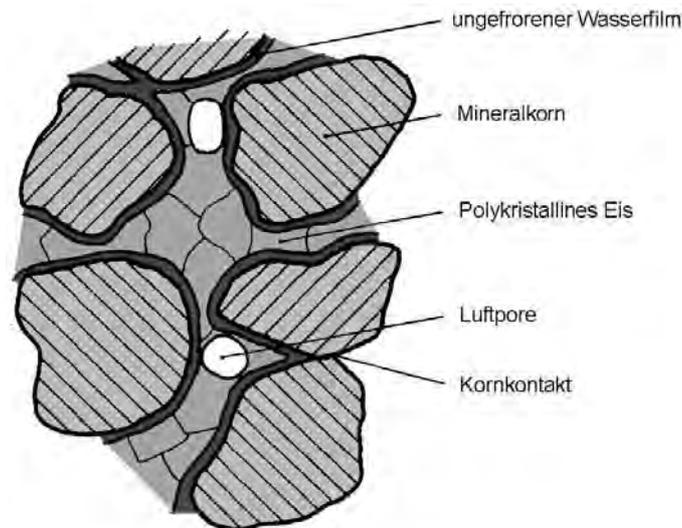


Bild 10: Bestandteile des gefrorenen Bodens

Für die Bemessung sind Frostkörper zunächst normale Konstruktionselemente im Boden, die allerdings im Vergleich zu üblichen Materialien wie Beton oder ungefrorenem Boden ein besonderes Materialverhalten besitzen. Wesentlicher Unterschied ist, dass die Festigkeit stark von der Temperatur abhängt und das Eis wie in der Folge gefrorener Boden viskose Materialien sind, also bei Beanspruchung im Laufe der Zeit Kriechverformungen erleiden.

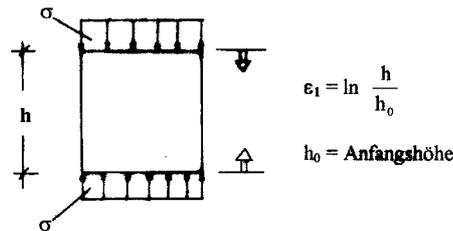
4.1. Äußere Standsicherheit

Die äußere Standsicherheit wird wie bei anderen Konstruktionselementen mit den üblichen Berechnungsverfahren nachgewiesen. Bei Baugrubenwänden sind meist die Kipp- und Gleitsicherheit, bei Unterfangungskörpern ist zusätzlich die Grundbruchsicherheit nachzuweisen. Der Einfluss von Grundwasser wird wie bei anderen Konstruktionselementen berücksichtigt. Ebenso sind die Setzungen im Hinblick auf die Gebrauchsfähigkeit zu prüfen.

4.2. Innere Standsicherheit

Die innere Standsicherheit ist für die jeweilige Bodenart und ihren Zustand in Abhängigkeit von der Temperatur und der geforderten Standzeit zu ermitteln. Da Frostkörper normalerweise eine ungleichmäßige Temperaturverteilung haben, muss auch das Zusammenwirken der kälteren und der wärmeren Bereiche berücksichtigt werden. Unter Schubbeanspruchung (also auch bei einachsigen Druck) kriecht gefrorener Boden zunächst mit abnehmender, ab einem gewissen Zeitpunkt mit ansteigender Verformungsgeschwindigkeit und kommt schließlich zum Bruch [Bild 11].

Der Frostkörper ist deshalb (unter Berücksichtigung des meist mehrachsigen Spannungszustands) so auszulegen, dass er innerhalb der geforderten Standzeit stets im Bereich abnehmender Kriechgeschwindigkeit bleibt [4]. Dabei sind weiterhin die zulässigen Verformungen im Hinblick auf die Gebrauchsfähigkeit zu beachten.



$$\epsilon_1 = \ln \frac{h}{h_0}$$

$h_0 = \text{Anfangshöhe}$

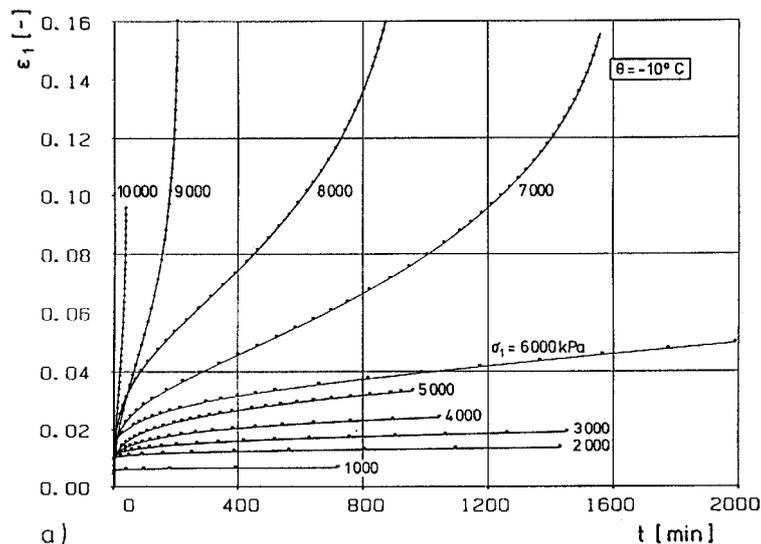


Bild 11: Kriechen gefrorenen Bodens unter einachsigen Druck [4]

Bei der Bemessung von Frostkörpern auf Biegungen ist weiterhin zu berücksichtigen, dass gefrorener Boden unter Zug- und Druckspannung ein unterschiedliches Materialverhalten aufweist und deshalb die Nulllinie im allgemeinen nicht wie bei einem linear-elastischen Material in der Querschnittsmitte liegt.

Da sich weiterhin die zeitabhängigen Verformungen bei Zug und Druck unterschiedlich entwickeln, wandert die Nulllinie im Laufe der Zeit.

Bisweilen sehr nützlich ist die bei kaum einem anderen Verfestigungsverfahren vorhandene Möglichkeit, die Verfestigung während des Betriebes erforderlichenfalls zu verstärken, d.h. den Frostkörper stärker abzukühlen und wachsen zu lassen. Nachdem gefrorener Boden infolge seiner Viskosität zu erheblichen Spannungsumlagerungen fähig ist und andererseits im Betrieb ohnehin eine durchgehende Überwachung benötigt, kann auch das mechanische Verhalten eines Frostkörpers im Sinne der Beobachtungsmethode während der Nutzungszeit durch Temperaturmessungen einfach sowie zuverlässig kontrolliert und erforderlichenfalls beeinflusst werden.

4.3. Thermische Bemessung

Bei der thermischen Bemessung ist zunächst ein mit den thermischen Bodeneigenschaften sowie den Randbedingungen kompatibles Temperaturfeld zu ermitteln. Für dieses wird dann die sowohl für das Einfrieren als auch für das Unterhalten des Frostkörpers erforderliche Kälteleistung berechnet. Anschließend ist unter Berücksichtigung der Temperatur des Kältemittels und der gewünschten Frostkörpergröße der Abstand der Gefrierrohre zu ermitteln. Hierbei ist sowohl die Bodenanstangstemperatur von in unseren Breiten meist ca. 8-11°C, gelegentlich aber (infolge andauernder Aufheizung durch menschliche Einwirkung) auch bis zu 15°C, zu berücksichtigen.

4.4. Frosthebungen

Die Ausdehnung des Wasser und bei frostempfindlichen Erdstoffen des Bodens selbst ist insbesondere bei Frostkörpern seitlich oder unter bestehenden Bauwerken zu beachten, weil hierdurch Zwängungsspannungen und/oder Hebungen entstehen können. Die Größe der Hebungen hängt wesentlich von der Bodenart, dem Wassergehalt, der Grundwassersituation sowie der Gefriereschwindigkeit ab, kann jedoch bei Kenntnis bestimmter Bodenparameter recht genau vorherberechnet werden. Insbesondere bei Stickstoffvereisungen können die Hebungen durch die Gefriereschwindigkeit in gewissem Umfang beeinflusst werden. Zu berücksichtigen ist ferner, dass bei bestimmten Bodenarten Tausetzungen nach dem Vereisen auftreten können, welche den Betrag der Frosthebung oftmals überschreiten.

5. Besondere Merkmale der Bodenvereisung

Das Gefrierverfahren ist für einfache Abstützungen und Abdichtungen in der Regel zu teuer. Für schwierige Tiefbaumaßnahmen stellt es jedoch oftmals eine konkurrenzfähige Alternative zu anderen Bauverfahren dar, gelegentlich hat es sich auch schon als letzter Ausweg erwiesen. Gleichzeitig können mit dem Gefrierverfahren in der Regel auch strengste Umweltauflagen erfüllt werden. Als wesentliche Merkmale und Vorteile des Gefrierverfahrens sind zu nennen:

- Das Gefrierverfahren ist in praktisch allen Bodenarten und damit auch in stark geschichteten Böden anwendbar.
- Gefrorener Boden ist:
 - annähernd so fest wie Magerbeton
 - bildsam
 - absolut wasserdicht
 - chemisch neutral
- Frostkörper können beliebig nahe an oder unter bestehenden Bauwerken hergestellt werden, sofern dort die Gefrierrohre eingebohrt werden können.
- Frostkörper können auch während ihrer Lebensdauer durch Nachvereisen verstärkt werden, was bei kaum einer anderen Verfestigungsmaßnahme im Tiefbau möglich ist.
- Nach dem Auftauen bleiben außer einigen dünnen und weichen Rohren keine Rückstände im Boden, Behinderungen späterer Baumaßnahmen sind hierdurch ausgeschlossen.
- Es findet keine Belastung von Boden und Grundwasser statt.

6. Verwendete Literatur

- [1] Rögener, B.; Orth, W.; Steinhagen, P.: Durchpressung einer Eisenbahnüberführung mit Vereisung im Zuge der Ausbau- und Neustrecke Karlsruhe-Basel, Bauingenieur 11/1993, Springer-Verlag, Berlin
- [2] Gudehus, G.; Orth, W.: Unterfangungen mit Bodenvereisung, Bautechnik 6/1985, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin
- [3] Gudehus, G.; Tamborek, A.: Zur Kraftübertragung Frostkörper-Stützelemente, Bautechnik 73 (1996), Heft 9, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin
- [4] Orth, W.: Gefrorener Sand als Werkstoff - Elementversuche und Materialmodell, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 100, 1986

Sonderlösungen für Unterfangungen und Nachgründungen mit Mikropfählen

Dr.-Ing. A. Schürmann
Stump Spezialtiefbau GmbH, ZN Langenfeld

1. Zusammenfassung

Für die Unterfangung und Nachgründung von Gebäuden bieten sich Mikropfähle nach DIN 4128 in idealer Weise an. Weitgehend unabhängig vom anstehenden Baugrund, den Grundwasserverhältnissen und der vorgefundenen Gründungssituation des Bestandes können diese Pfähle technisch und wirtschaftlich erfolgreich eingesetzt werden. Dazu sind verschiedene Pfahlanordnungen und Wandanschlusskonstruktionen möglich. Anhand eines ausgeführten Beispiels zur Nachgründung werden verschiedene Varianten von Pfahlanordnungen und Wandanschlusskonstruktionen gezeigt. Ein zweites Beispiel beschreibt eine Unterfangung, bei welcher eine Vorbelastung der Kleinbohrpfähle zur Vorwegnahme von plastischen Verformungen erfolgreich durchgeführt wurde. An einem dritten Bauvorhaben wird verdeutlicht, dass selbst hochbelastete Einzelfundamente mittels Kleinbohrpfählen gesichert werden können.

2. Einleitung

Eine technisch und wirtschaftlich vorteilhafte Alternative zur klassischen Gebäudesicherung nach DIN 4123 und zu Unterfangungen mittels Injektionsverfahren bieten Mikropfähle. Diese können sowohl für Unterfangungen als auch für die Nachgründung von Gebäuden eingesetzt werden.

Unterfangungen werden immer dann nötig, wenn durch Ausschachtungen und Abgrabungen die Standsicherheit von Gebäuden und Fundamenten gefährdet ist. Beispiele hierfür sind innerstädtische Baugruben mit Nachbarbebauung oder die Tieferführung von Gebäuden, deren Lasten abgefangen werden müssen.

Die Notwendigkeit von Nachgründungen ergibt sich bei unzureichenden Gründungen historischer Bauwerke, meist infolge von Unkenntnis des Baugrundes während der Gebäudeherstellung. Ein weiterer Aspekt für die Ausführung von Nachgründungen tritt bei Lasterhöhungen infolge geänderter Gebäudenutzungen auf. Im Bereich von Altbausanierungen kommt es vielfach zu einer Überbeanspruchung der bestehenden Gründung durch Erhöhung von Gebäude- und Nutzlasten. Die bestehende Gründung reicht zur Aufnahme der Zusatzlasten nicht mehr aus, eine Gründungsverstärkung ist die Folge.

In anderen Fällen kommt es zu einer vollständigen Erneuerung und Ersatz einer bereits bestehenden Tiefgründung. Dies ist vielfach der Fall, wenn bestehende Holzpfehlgründungen infolge von Wasserstandsschwankungen und Veränderung der Umgebungsbedingungen verrotten.

Für die zuvor genannten Einsatzgebiete bietet sich die Verwendung von Mikropfählen in idealer Weise an. Mikropfähle können auch dann eingesetzt werden, wenn Injektionsverfahren aufgrund von anstehenden Bodenarten (z.B. organische Weichschichten) nur eingeschränkt möglich sind. Weiterhin kann es bei Methoden wie dem Düsenstrahlverfahren aufgrund von bestehenden Pfehlgründungen zu Unsicherheiten in der Ausführung kommen, wenn eine Düsenschattenbildung nicht ausgeschlossen werden kann. Bei hochbelasteten Einzelstützen mit geringen Querschnittsabmessungen ist eine Pfehlunterfangung oft die einzige Ausführungsmöglichkeit.

Die hier genannten Sonderlösungen werden in einigen Ausführungsbeispielen näher erläutert.

3. Mikropfahl als Nachgründungs- und Unterfangungselement

3.1. Herstellung und Pfahlsysteme

Die hier angesprochenen Pfahlsysteme sind ausschließlich Mantelreibungspfähle nach DIN 4128, welche sich aufgrund ihrer geringen Setzungen sehr gut für die gestellten Bauaufgaben eignen. Zum Einsatz kommen verschiedene Arten von Mikropfählen wie der Rohrfpahl System Stump, der Verbundpfahl System Stump oder der bewehrte Kleinbohrverpreßpfahl. In Bild 1 sind die Pfahltypen dargestellt.



Bild 1: Mikropfähle (Rohrfpahl, Verbundpfahl, bewehrter Kleinbohrpfahl)

Der Einsatz dieser Pfähle ist universell in allen Bodenarten geeignet. Äußere Pfahltragfähigkeiten von bis zu 2000 kN Gebrauchslast im Kiessand konnten schon nachgewiesen werden. Innere Tragfähigkeiten von bis zu 1722 kN für Verpreßpfähle mit mehreren Traggliedern aus GEWI-Stahl eignen sich auch für die Lastabtragung von größeren Gebäudelasten. Bild 2 zeigt die Auswertung einer Pfahlprobebelastung an einem Mehrstabpfahl mit 14 m Kraffteinleitungsstrecke in nichtbindigem Boden für das Bauvorhaben St. Kolumba in Köln.

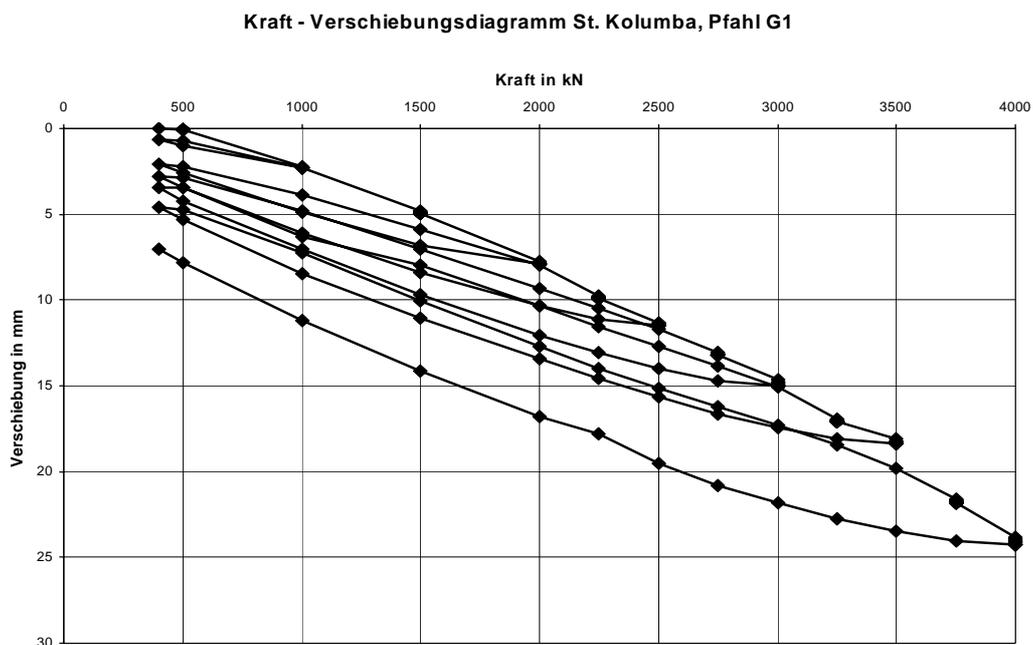


Bild 2: Kraft-Verschiebungs-Linie für einen Mehrstab-Verpreßpfahl

Die hervorragende Eignung der Mantelreibungspfähle in Bezug auf ihre Tragfähigkeits- und Verformungseigenschaften wurden in vergleichenden Großversuchen mit verschiedenen Pfahlsystemen bestätigt [1].

In fast allen Fällen ist der Platzbedarf für die Gründungsverstärkung sehr beschränkt. Ein Arbeiten in Kellerräumen mit Raumhöhen um 2 m ist keine Seltenheit. Die heutigen Kellerbohrgeräte sind an diese Anforderungen angepasst. Sie können unter engsten Platzverhältnissen zum Bohrpunkt transportiert und dort aufgestellt werden.

Die Bohrdurchmesser sind im wesentlichen vom eingesetzten Pfahlsystem und vom anstehenden Boden abhängig. Häufige angewendete Pfahldurchmesser liegen zwischen 100 und 300 mm. Die Bohrungen werden im Überlagerungsbohrverfahren abgeteuft, wobei als Spülmedium Wasser, Suspension oder Luft verwendet wird. Mit diesen Bohrverfahren ist es möglich, sämtliche Bodenarten sowie auftretende Hindernisse gebäudeschonend zu durchörteren. So ist die Herstellung von Bohrungen in Gebäuden mit bestehender Holzpfahlgründung, selbst bei eventueller Durchbohrung von Einzelpfählen, möglich.

Nach dem Abteufen der Bohrung erfolgt der Einbau des Stahltraggliedes oder des Bewehrungskorbes. Bei geringer Arbeitshöhe werden mehrere Einzelschüsse notwendig. Das Stossen der Tragglieder erfolgt gemäß bauaufsichtlichen Zulassungen oder gültiger Normen. Nach dem Einstellen des Stahltraggliedes oder der Bewehrung wird das Bohrloches mit Zement-Suspension oder einem Bohrpfahlbeton mit geringen Korngrößen aufgefüllt. Je nach Bodenart wird eine Erhöhung der Tragfähigkeit über eine gezielte Primär- bzw. Sekundärverpressung erreicht.

3.2. Tragsysteme und Wandanschlußkonstruktionen

Die Unterfangung und Nachgründung muss bewirken, dass die Gebäudelasten sicher über die Pfahlgründung in den Untergrund eingetragen werden. Dazu können verschiedene Pfahlanordnungen gewählt werden.

Eine zentrische Einzelpfahlanordnung unter einer Wand ist im Normalfall nur durch den Pfahleinbau in einer Wandnische zu erreichen. Hierzu ist die Wand aufzubrechen und nach dem Pfahleinbau mit Mauerwerk oder Beton zu verschließen. Problematisch ist bei dieser Anordnung Biegebeanspruchungen auf die Pfähle infolge ungewollter Ausmitten zu vermeiden.

Statisch günstigere Anordnungen sind Zwei-Pfahl-Systeme in verschwerteter oder paralleler Anordnung. Bei einer verschwerteten Ausführung werden Schrägpfähle beidseitig im Mauerwerk bzw. Fundament angeordnet (Bild 3). Häufig werden die Pfähle bei ausreichender Qualität des Bestandes direkt über Haftverbund mit dem Fundament verbunden. Durch die Verwendung von Vergußmörtel im Bereich der Bestandsdurchdringung kann die Verbundlänge nach DIN 1045 extrem verkürzt werden. Auftretende Spreizkräfte sind mittels Zugankern oder Mauerwerksnadeln aufzunehmen.

Bei nicht ausreichender Verbundlänge oder unzureichender Bestandsqualität von Mauerwerk oder Beton wird die Anordnung eines Streichbalkens notwendig. Bei der Anordnung von Streichbalken wird die Wandlast über Steckträger oder Konsolen in einen Streichbalken eingeleitet und von dort auf die Pfähle weitergeleitet (Bild 4). Die Steckträger und Streichbalken sind auf Biegung und Querkraft zu bemessen. Weiterhin sind die Abmessungen so zu wählen, dass die zulässigen Mauerwerksspannungen im Bestand nicht überschritten werden. Ebenso können auch die Wandlasten über Scherverbund in den Streichbalken geleitet werden. Eine Erhöhung des Verbundes kann über eine Verzahnung und/oder eine Vorspannung mittels Horizontalspanngliedern erfolgen.

Bei der Nachgründung und Unterfangung von Einzelstützen werden die Streichbalken durch umlaufenden Manschetten oder Kragen ersetzt.

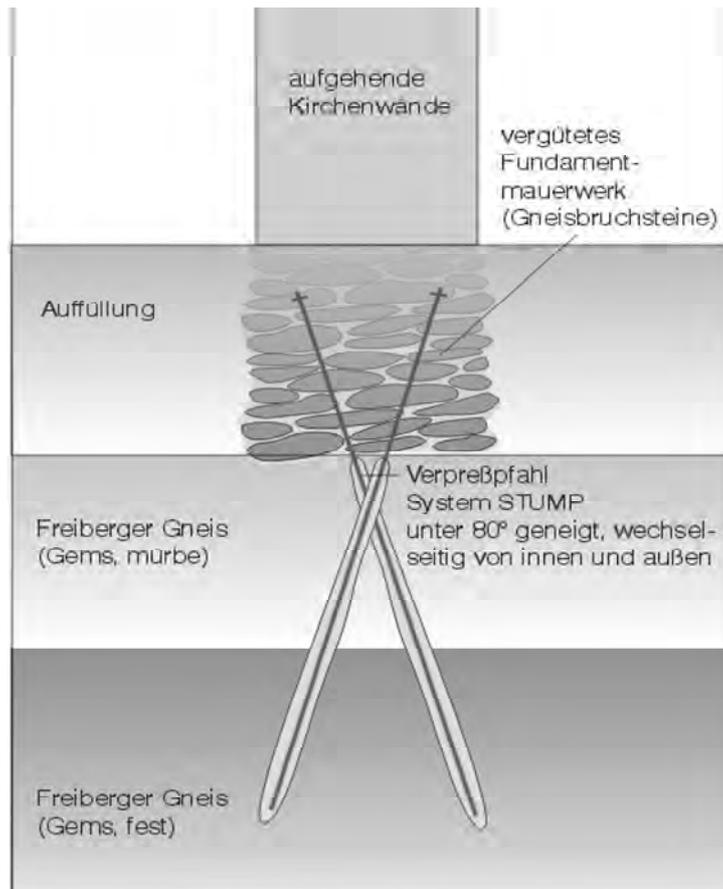


Bild 3: Verschwertete Pfahlanordnung bei Fundamentdurchdringung (Jacobi-Kirche, Freiberg)

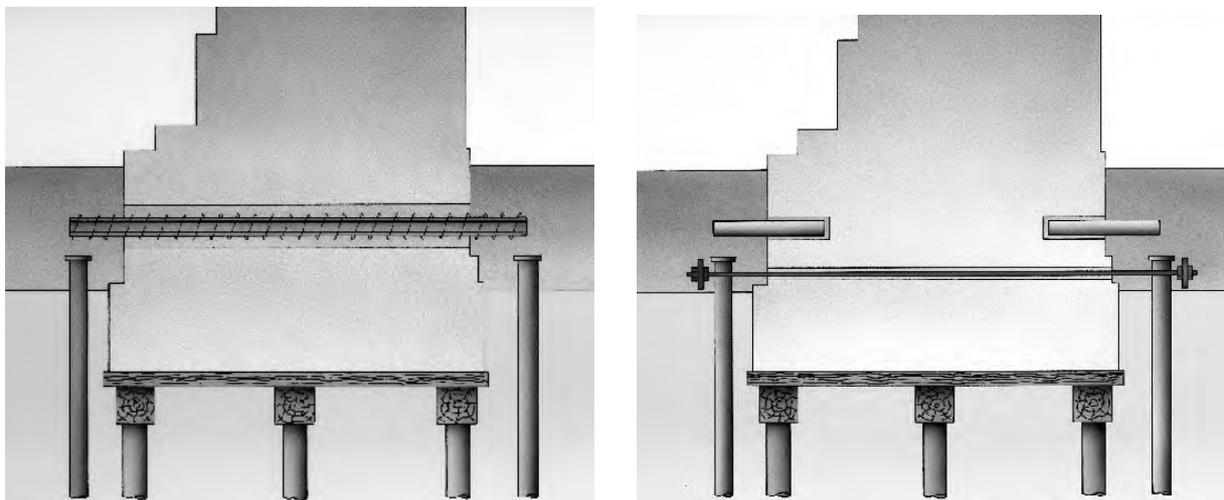


Bild 4: Steckträger und Streichbalken bei paralleler Pfahlanordnung (Neues Museum, Berlin)

Eine Sonderkonstruktion der Pfahlanordnung kann sich durch die Zugänglichkeit der Wand von nur einer Seite ergeben. Dann kommen sogenannte „Einhüftige-“ oder „Einseitige-Konstruktionen“ zur Anwendung. Dazu wird die Wandlast über eine Konsole auf einen neben der Wand stehenden Pfahl abgeleitet. Zur Aufnahme des dabei entstehenden Momentes kann die Anordnung eines Zugpfahles notwendig werden (Bild 5).

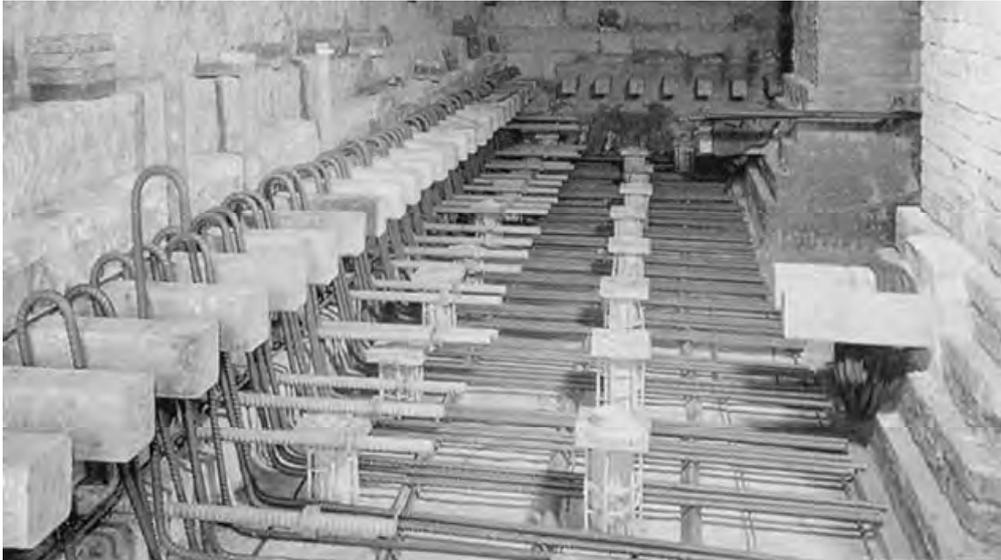


Bild 5: „Einhüftige-Konstruktion“ (Neues Museum, Berlin)

Bei der Ausführung von Unterfangungen wird es oftmals notwendig, die Pfähle auf größerer Länge freizulegen. Die Wand- oder Fundamentanschlußkonstruktionen sind mit den zuvor gezeigten Varianten herzustellen. Die Lastableitung im freigelegten Pfahlteil erfordert eine Bemessung auf Druck unter besonderer Betrachtung der Knicksicherheit. Grundsätzlich sind hier biegesteife, bewehrte Kleinbohrverpreßpfähle den Verbundpfählen überlegen.

Gerade bei größeren Unterfangungshöhen und Gebäudelasten kann es erforderlich werden, die Knicklängen durch Knickhaltungen zu reduzieren. Die Knickhaltungen werden aus Stahlbeton oder Stahl gefertigt. Für die statische Berechnung ist es erforderlich, sowohl die Knickstabilität des Einzelpfahls als auch des Gesamtsystems zu untersuchen. Ein Beispiel hierfür ist in Bild 6 gegeben.



Bild 6: Knickhaltung bei freigelegten Kleinbohrpfählen (U3 Volkstheater, Wien)

Zur Vorwegnahme von plastischen Pfahlverschiebungen können Vorbelastungen vorgenommen werden. Dazu werden in Nischen Kapselpressen gesetzt und die Pfähle in vielen Fällen gegen das aufgehende Gebäude belastet. Nach der Vorbelastung kann mit dem Umsteifen begonnen werden und die Lasteinleitung vorgenommen werden.

4. Ausgeführte Beispiele

Nachfolgend werden anhand von drei ausgeführten Beispielen die zuvor genannten Konstruktionen näher erläutert.

4.1. Cremon, Hamburg

Drei der ältesten Bürgerhäuser Hamburgs, Cremon 34-36, zeigten starke Setzungsschäden infolge einer verrotteten Holzpfahlgründung. Bei diesen direkt am Nikolaifleet liegenden fünfgeschossigen Häusern handelt es sich um drei nebeneinander stehenden Reihenhäuser mit getrennten Innenwänden und gemeinsamer Gründung (Bild 7).



Bild 7: Ansicht Cremon 34-36

Die Holzpfahlgründung direkt unterhalb des Außenmauerwerkes bestand ursprünglich im Querschnitt aus mehreren nebeneinanderstehenden Eichenpfählen mit einem Rost aus Längsträgern. Alle Häuser besitzen Innenstützen, welche auf einem pfahlgegründeten Sandsteinsockel aufstehen.

Schürfen hatten gezeigt, dass ein Teil der bestehenden Holzpfahlgründung durch Wasserstandsschwankungen des nahegelegenen Fleets so stark in Mitleidenschaft gezogen war, dass eine Sanierung dringend erforderlich wurde. Die Häuser wurden im Innenbereich teilweise entkernt und vollständig saniert. Zur Sanierung gehörte das Einbringen einer neuen Sohle, in welche die neuen Gründungspfähle einbinden. Die Gründungssanierung sollte die vorhandenen Bauteile wie Mauerwerksaußenwände und Innenstützen umfassen sowie eine Neugründung von zusätzlich eingefügten Fahrstuhlkernen und Treppenhäusern beinhalten. Bezüglich der Nachgründung war bauseitig vorgesehen, die Lasten aus den Außenwänden über eine Konstruktion aus Stahlträgern, die über Kernbohrungen durch das bestehende Mauerwerk unterhalb der vorhandenen Sohle geführt werden und auf Pfahlköpfen aus Kleinbohrverpreßpfählen abgesetzt sind, abzutragen. In Anlehnung an DIN 4123 sollten die Abfangkonstruktionen im Pilgerschrittverfahren eingebaut werden, um sicherzustellen, dass

lokale Bestandsschwächungen auf ein Minimum reduziert werden. Die Sohle war zwischen den Konstruktionselementen freitragend auszubilden, so dass die Abfangeträger einschließlich der Pfahlköpfe komplett integriert werden.

Als Sondervorschlag wurde eine Lösung der Stump Spezialtiefbau GmbH beauftragt, welcher folgende Nachgründungslösung beinhaltete:

Die Unterfangung der Außenwände wurde anstatt mit Stahlträgern mit bewehrten Betonzähnen abschnittsweise vorgenommen, deren Breite etwa 0,75 m betrug. Die Aussparungen wurden ausschließlich durch überschrittene Kernbohrungen hergestellt, um eine Störung des Mauerwerkgefüges weitgehend zu verhindern. Die Last des nicht zu unterfangenen Bereiches wurde dabei über Gewölbedruck auf die Unterfangung abgeleitet. Es musste nachgewiesen werden, dass die um den Faktor 2 erhöhte Mauerwerkspressung für das vorhandene Ziegelmauerwerk zulässig ist.

Die Mauerwerkslasten wurden über die Betonzähne zu den Verbundpfählen System Stump geführt, welche mit einem Abstand von etwa 0,5-0,7 m zu den Außenwänden gesetzt wurden (Bild 8a). In Teilbereichen der Außenwände war das Mauerwerk durch Auslaugungen in seiner Festigkeit so stark gestört, dass die Betonzähne bis zum Erreichen von festerer Substanz nach oben erweitert werden mussten. Um einen kontinuierlichen Arbeitsablauf zu erreichen und die Mauerwerksausbrüche zeitnah zu verschließen, wurden die Mauernischen nach dem Bewehren mit Spritzbeton verschlossen (Bild 8b).

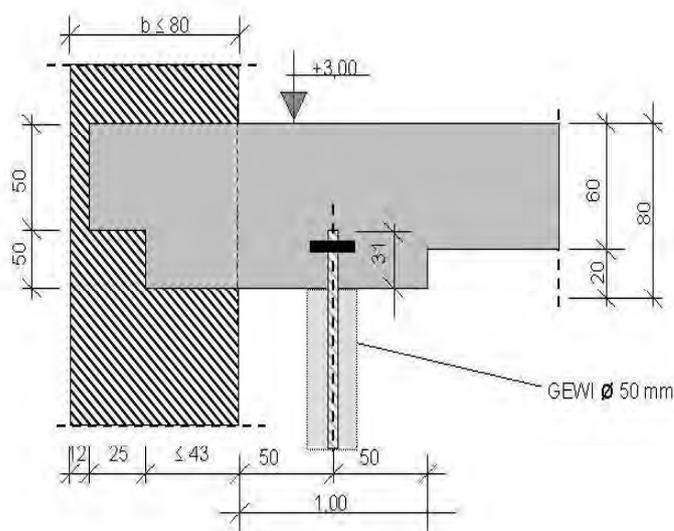


Bild 8: a) Abfangung Außenwände, b) Mauerwerksnische während des Betonierens

Die Zwischenwände waren für die einzelnen Gebäude baulich getrennt mit unterschiedlichen Mauerwerksstärken ausgeführt worden. Die Unterfangung erfolgte für beide Wände mittels einer zweihöftigen Pfahlkonstruktion, welche über einen Durchsteckträger miteinander verbunden wurden. Zuerst wurden großformatige Kernbohrungen, z.T. überschritten ausgeführt. Nach der Pfahlherstellung erfolgte die Positionierung der Steckträger. Diese wurden als HEB 300 in St 52 ausgeführt. Die Steckträger wurden auf einer speziellen Pfahlkopfkonstruktion aufgelagert, welche aus einer Kopfplatte mit angeschweißter Gewindemuffe und Kontermutter bestand. Zur exakten Lasteintragung sollte eine Zentrierleiste auf die Kopfplatte aufgebracht werden. In der Bauausführung wurde dieses System auf eine Plattenverankerung gemäß bauaufsichtlicher Zulassung umgestellt, welche unterhalb des Trägers in die Sohlvertiefung eingebunden wurde.

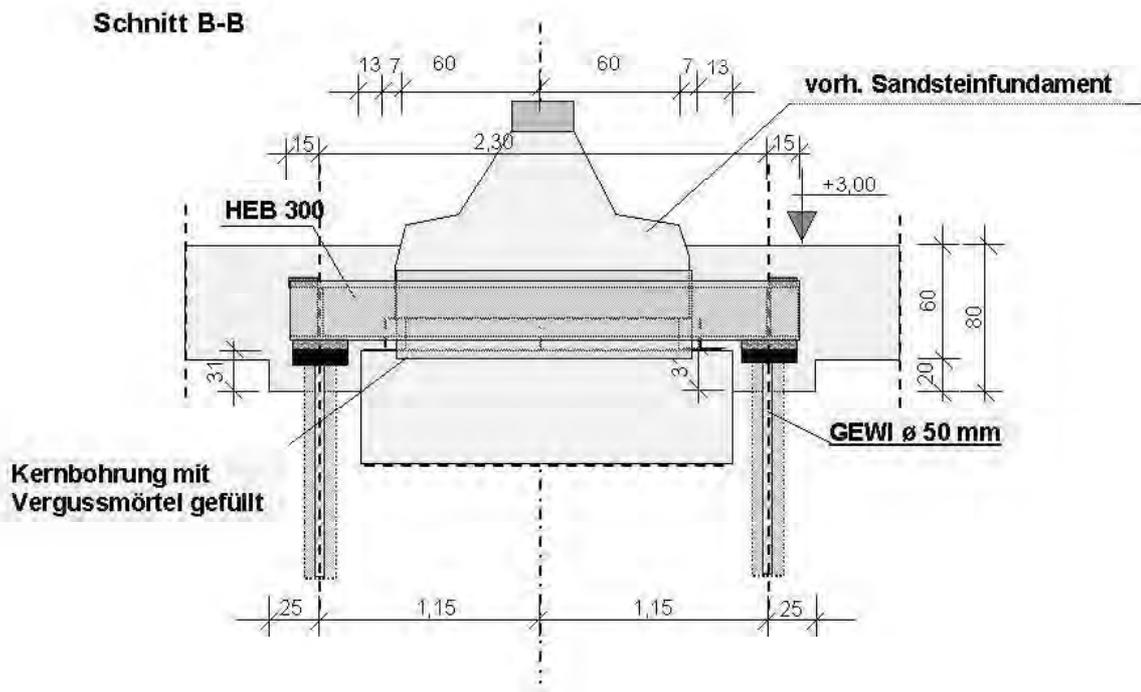


Bild 9: Durchsteckträger im Bereich der Einzelstützen.

Nach Positionierung der Steckträger erfolgte der Verguß des Hohlraumes mit einem schwindfreien Vergußmörtel. Dazu wurden die Hohlräume an den Mauerrändern verschlossen und mittels Injektionsschläuchen und Entlüftungsöffnungen hohlraumfrei verfüllt.

Die Abfangung der Einzelstützen im Innenbereich erfolgte je nach Größe der vorhandenen Sandsteinsockel, welche abgetrept als Lastverteiler ausgebildet und ebenfalls pfahlgegründet waren. Die größeren Sandsteinsockel wurden durchkernt und mittels Steckträgern analog zu den Zwischenwänden abgefangen. (Bild 9) Parallel nebeneinander stehende Einzelstützen wurden in einem Zweifeldträgersystem abgefangen, um die Pfahlanzahl zu reduzieren. Kleinere Fundamente wurden bis auf ihren statisch minimal notwendigen Querschnitt im Bauzustand verjüngt. Um diese Verjüngung wurde eine Konsole ausgebildet, welche die Lasten auf Vertikalpfähle übertrug. Die Konsole wurde in die Bodenplatte integriert.

Die gesamten Bodenplatten wurden in Stärken zwischen 50-60 cm ausgeführt. Im Bereich der Pfahlköpfe wurden die Plattenstärke auf 80 cm vergrößert, um ein Durchstanzen der Pfahlköpfe zu verhindern. Zur Aufnahme von Horizontallast aus Wind wurden in den einzelnen Häusern zusätzlich ein System von diagonalen Zug- und Druckpfählen ausgebildet.

Insgesamt konnte die Nachgründungsmaßnahme mit dem Einbau von 159 Verbundpfähle System Stump (Tragglieddurchmesser GEWI Ø50 und 63,5 mm) in Längen zwischen 13,5 m und 16 m erfolgreich abgeschlossen werden.

4.2. Weinhaus Huth, Berlin

Das 1912 errichtete sechsgeschossige Weinhaus Huth gehört mit den Resten des Hotels Esplanade zu den einzigen Gebäuden am Potsdamer Platz, welche den 2. Weltkrieg und die Planungen der Nachkriegszeit überstanden haben. Im Zuge der Neubebauung wurde das Weinhaus Huth in den Gebäudekomplex und die Gesamtkonzeption integriert. Dazu musste das denkmalgeschützte Gebäude, welches in einer Stahl-Skelett-Konstruktion errichtet wurde, um ein Untergeschoss erweitert werden. Dieses zusätzliche Untergeschoss verbindet

den neuen Regionalbahnhof Potsdamer Platz mit der Einkaufspassage der Potsdamer Platz Arkaden (Bild 10).

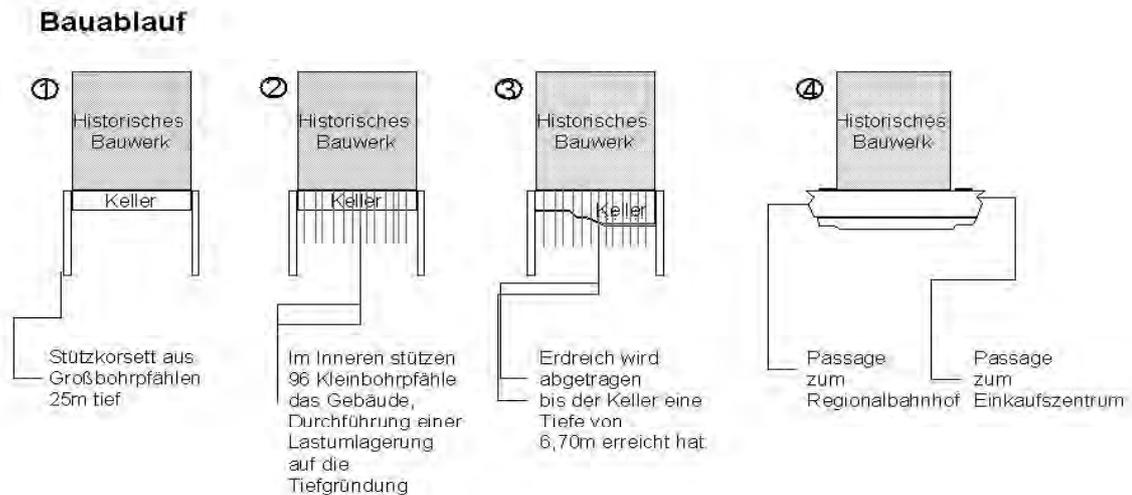


Bild 10: Schematisierter Bauablauf

Um das ca. 50.000 kN schwere Gebäude in die Tiefe zu erweitern, war es notwendig eine temporäre Unterfangung des Gebäudes auszubilden. Der vorhandene Baukörper wurde von einer Baugrubenumschließung aus 25 m tiefen überschrittenen Bohrpfählen umschlossen. Aufgrund von allseitig umgebenden Nachbarbaugruben wurde die Bohrpfahlwand als Fangedamm mittels einer Vielzahl von horizontalen Durchspannankern gesichert. Im Inneren des Gebäudes wurden aus dem bestehenden Erdgeschoss heraus 96 bewehrte Kleinbohrpfähle abgeteuft. Ein Arbeiten aus dem teilverfüllten Kellergeschoss schied aufgrund von zahlreichen Durchspannankern der Baugrubenwand aus.

Die 12,5 m langen Pfähle hatten einen Durchmesser von 300 mm und eine Längsbewehrung aus 6 GEWI-Traggliedern \varnothing 28 mm. Die Bewehrungskörbe mussten aufgrund der beschränkten Arbeitshöhe in Teilstücken eingebaut werden. Durch die Ausbildung eines zug- und druckfesten GEWI-Muffenstoßes gemäß bauaufsichtlicher Zulassung konnte die Anzahl der zu koppelnden Bewehrungskörbe minimiert werden.

Im Bereich des bestehenden Untergeschosses wurden die Pfähle als Ortbetonstütze mit gleichem Durchmesser weitergeführt und in einem Stahlbetonbankette zusammengeführt. Dieses Bankette war über Steckbalken aus Stahlbeton mit der äußeren Bohrpfahlwand verbunden. Auf diesem Steckbalken ruhte je eine Stahl-Gebäudestütze.

Nach dem Abbruch der vorhandenen Kellerwände und -decken stand das gesamte Gebäude auf einem Einfeldträgersystem bestehend aus Stahlbeton-Steckbalken, äußerer Bohrpfahlwand und Kleinbohrpfählen im Inneren des Gebäudes (Bild 11).

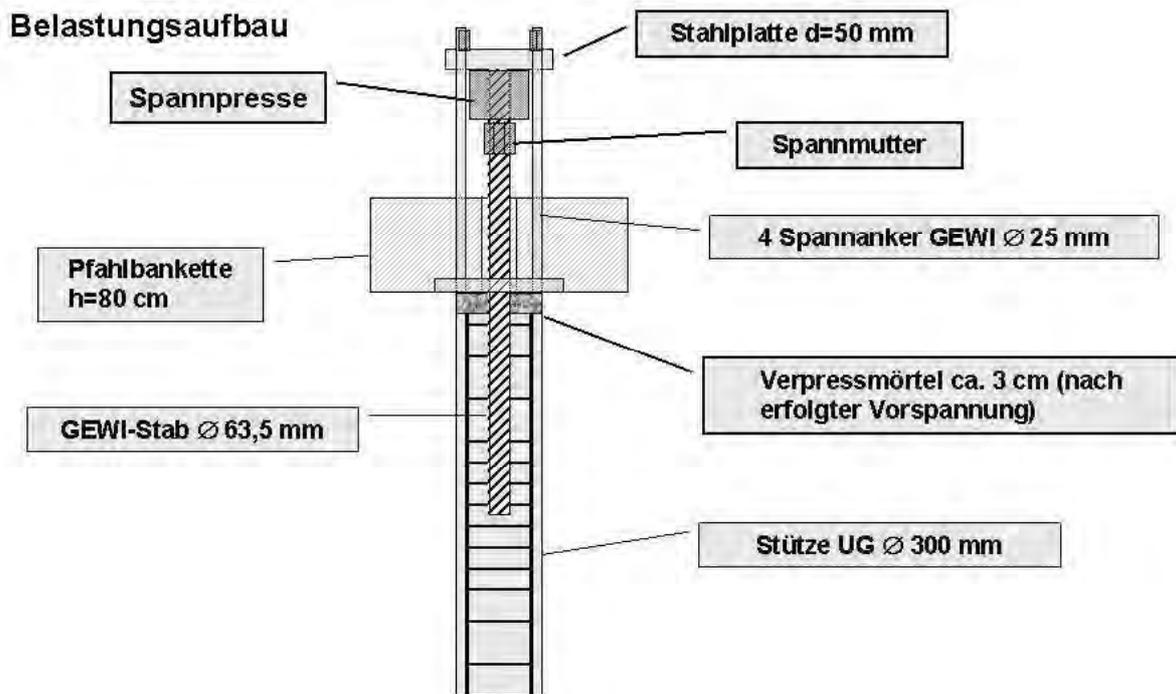


Bild 12: Pressenwiderlager für die Vorbelastung

Je Kleinbohrpfahl wurde eine Spannpresse mit Hydraulikzylinder und Feststellmutter gemäß Bild 12 installiert. Die aufzubringende Vorspannkraft wird über Hydraulikaggregate geregelt, wobei mehrere Pressen über ein Hydraulikaggregat gesteuert werden. Die Ablesung der Pressendrucke erfolgte sowohl über Manometer als auch über Druckmessgeber.

Die Pfahlverschiebungen wurden im Kellergeschoss zwischen Kellersohle und Kleinbohrpfahl mittels induktiver Wegaufnehmer gemessen. An jeder freigelegten Stahlstütze des Gebäudes wurde ein weiterer Wegaufnehmer installiert, um die Gebäudeverformungen aufzunehmen. Die Verschiebung wurde hierbei außerhalb des Bankettes zwischen Erdgeschossdeckel und Stahlstütze ermittelt (Bild 11). Die Meßwertaufnahme erfolgte zentral an einem Computer. Zur Kontrolle von stark differierenden Verschiebungen zwischen Bankette und Gebäudestützen wurden die Banketteverschiebungen mittels analoger Feinmeßuhren gemessen.

Die Vorbelastung erfolgte in insgesamt 8 Abschnitten. Hierbei wurden die Kleinbohrpfähle bis zu 75% der späteren Gebrauchslast vorbelastet. Der Gebäudeteil unterhalb der Erdgeschosssohle war nun weitgehend lastfrei und eine Lastumlagerung auf die Pfahlkonstruktion hatte stattgefunden. Nach dem Fixieren der Spannmutter wurde der Spalt zwischen Bankett und Ortbetonstütze mit schwindfreiem Vergußmörtel verschlossen. Nach Erhärtung des Vergußmörtels konnten die Pressen entfernt und auf den nächsten Pfahlabschnitt umgesetzt werden. Die Kräfte der Vorbelastung wurden je nach statischen Anforderungen zwischen 225 und 570 kN festgelegt. Die Auswertung der Vorbelastung ergab Pfahlverschiebungen zwischen 0,2 und 2,7 mm.

Nun erfolgte der Abbruch des Kellergeschosses mit alter Gründung und der Aushub auf die neue tieferliegende Kellersohle. Nach dem Neubau von Sohle und Kellerwänden wurden die temporären Pfähle funktionslos und konnten entfernt werden. Bild 13 zeigt die freigelegten Pfähle mit aufgesetzter Ortbetonstütze.



Bild 13: Freigelegte Kleinbohrpfähle im Kellergeschoss

4.3. Rathaus Zweibrücken

Das historische und denkmalgeschützte Rathaus der Stadt Zweibrücken war ursprünglich auf einer schwimmenden Gründung aus Eichenpfählen errichtet worden. Diese Holzpfahlgründung war durch wechselnde Grundwasserstände erheblich in Mitleidenschaft gezogen. Weiterhin führten unterschiedlich mächtige Auffüllungen zu großen Setzungsschäden. Um die Setzungen zu stoppen wurde die gesamte bestehende Gründung durch eine Tiefgründung aus Düsenstrahlkörpern ersetzt, welche auf dem tragfähigem Grundgebirge abgesetzt war. Eine vollständige Beschreibung der Sanierungsmaßnahmen ist in [2] zu finden.

An drei hochbelasteten Einzelfundamenten im Keller des Gebäudes mussten vor Herstellung der Düsenstrahlkörper temporäre Fundamentabfangungen hergestellt werden. Eine Erkundung der Gründungssituation hatte ergeben, dass diese Einzelfundamente, auf denen große Gebäudelasten aus vergangenen Umbauten ruhten, nicht tiefgegründet waren. Eine Rückrechnung ihrer Belastungssituation zeigte, dass sich diese Mauerwerkspfeiler im Grenzzustand ihrer Tragfähigkeit befanden. Eine direkte Unterfangung im Düsenstrahlverfahren hätte selbst bei kleinsten Säulendurchmessern unweigerlich zu Schäden, wenn nicht zum Versagen der Gesamtkonstruktion in diesem Bereich geführt.

Zuerst wurden umliegende, nicht direkt gefährdete Bereiche, welche auf Streifenfundamenten gegründet waren, mit dem Düsenstrahlverfahren gesichert. Hierzu mussten zur Vermeidung von Setzungsschäden die Unterfangungsbereiche stark verkleinert werden. Nach durchgeführter Sicherung der umgebenden Bereiche wurde eine Lastumlagerung von den Mauerwerkspfeilern auf die Streifenfundamente durchgeführt. Dazu wurden im Erdgeschoss die Mauerwerkspfeiler über eine Stahlkonstruktion bis auf ihr Eigengewicht entlastet.

Danach erfolgte eine Vernadelung die Mauerwerkspfeiler im engmaschigen Raster, um den Zusammenhalt des Mauerwerks zu sichern. Zur Ableitung der Pfeilerlasten wurden GEWI-Verbundpfähle einbindend in den tragfähigen Sandstein neben den Mauerwerkspfeilern abgeteuft. Die Übertragung der Pfeilerlasten auf die Verbundpfähle erfolgte über ein System aus horizontalen Durchspannankern, seitlichen Schubdübeln aus Profilstahl und Streichbalken aus Stahlbeton, in welchen die Pfahlköpfe einbinden (Bild 14).

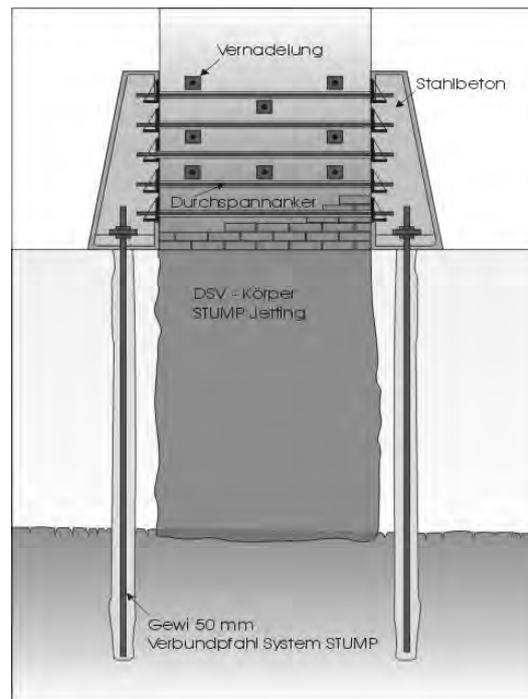


Bild 14: Schnitt durch den gesicherten Mauerwerkspfeiler

Nach Abschluss der temporären Sicherungsarbeiten konnte die Pfeiler planmäßig im Düsenstrahlverfahren analog zur Gesamtbaumaßnahme nachgegründet werden.

5. Zusammenfassung

Für den Erhalt von historischen Bauwerken, welche entweder durch Alterserscheinungen sanierungsbedürftig oder durch Neubaumaßnahmen in ihrem Bestand gefährdet sind, und Bauwerken, welche durch Umbaumaßnahmen mit weitreichenden Lasterhöhungen verändert werden, werden fachgerechte Nachgründungen und Unterfangungen notwendig. Es konnte am Beispiel von einigen erfolgreich ausgeführten Baumaßnahmen gezeigt werden, dass mit Mikropfählen ein technisch und wirtschaftliches Sicherungssystem zu Verfügung steht, welches in allen Bodenarten und für zahlreiche Gründungssysteme eingesetzt werden kann. Vorteile der Gründungssicherung mit Hilfe von Mikropfählen sind die günstigen Verformungseigenschaften des Systems. Diese geringen Verformungen können bei Bedarf durch Vorbelastungen weiter minimiert werden.

Aus denkmalpflegerischer Sicht ist der Einsatz von Mikropfählen günstig zu beurteilen, da Substanz und Erscheinungsbild einer historischen Gründung trotz Aufhebung ihrer Funktion weitgehend erhalten bleibt [3].

6. Literatur

- [1] Platzek, D., Köther, M. Wilden, U.: Zum Tragverhalten verschiedener Pfahlsysteme mit kleinem Durchmesser, Vorträge der Baugrundtagung, 1996, Berlin
- [2] Groß, T., Grede, R.: Die Nachgründungsmaßnahmen am historischen Rathaus Zweibrücken unter besonderer Berücksichtigung der historischen Bausubstanz, Bauen in Boden und Fels: 3. Kolloquium, 2002, TA Esslingen
- [3] Goldscheider, M.: Historische Gründungen – Bauweisen, Beurteilung, Erhaltung und Instandsetzung. Geotechnik 16, H. 4

Theorie und Praxis von Hebungsinjektionen

Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, Dr.-Ing. B. Pierau, Dipl.-Geol. C. Wawrzyniak
WBI Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Aachen

1. Einleitung

Hebungsinjektionen werden eingesetzt, um Schiefstellungen von Bauwerken infolge ungleichmäßiger Setzungen oder Senkungen von Gebäuden bei Bergschäden auszugleichen. Des Weiteren werden Hebungsinjektionen in zunehmendem Maße bei der Unterfahrung von setzungsempfindlichen Gebäuden mit Tunnelbauwerken zum Ausgleich der vortriebsbedingten Senkungen ausgeführt.

Im vorliegenden Beitrag werden Theorie und Praxis von Hebungsinjektionen am Ausführungsbeispiel der Unterfahrung des Hochregallagers der Firma Tetra Pak durch den Limburger Tunnel der ICE-Neubaustrecke Köln-Rhein/Main vorgestellt.

2. Limburger Tunnel

Der 2.395 m lange Limburger Tunnel verläuft über weite Strecken in bebautem Gebiet. Aus Richtung Frankfurt kommend unterquert der Tunnel zunächst ein Gewerbegebiet der Stadt Limburg und danach die Autobahn A3 im schleifenden Schnitt. Im Gewerbegebiet der Stadt Limburg unterfährt der Tunnel auf einer Länge von ca. 450 m das Betriebsgelände der Firma Tetra Pak [1].

Der Limburger Tunnel verläuft im Limburger Becken in nordwest-südöstlicher Richtung. Der Baugrund ist aufgrund der Entstehungsgeschichte des Limburger Beckens und der damit verbundenen Bruchtektonik mit Auf- und Abschiebungen sehr wechselhaft. Im Bereich der Firma Tetra Pak verläuft der Tunnel hauptsächlich in stark verwitterten bis zersetzten devonischen Tonschiefern und Keratophyrtuffen (Bild 1). Die Gesteinsfestigkeit der Tonschiefer und Keratophyrtuffe ist infolge der Verwitterung stark herabgesetzt und entspricht etwa derjenigen eines Bodens. Die Trennflächen als Ebenen mit verminderter Festigkeit sind jedoch erhalten. Die Schieferung streicht etwa senkrecht zur Tunnelachse und fällt mit etwa 50 –70° nach Südosten ein. In Verbindung mit der Klüftung bildet die Schieferung ein annähernd orthogonales Trennflächengefüge. Die Überlagerung besteht aus Schluffen und Tonen sowie Sanden und Kiesen tertiären und quartären Ursprungs. Der Grundwasserspiegel liegt im Bereich der Lagerhallen oberhalb der Tunnelfirste und fällt in Richtung auf das Hochregallager unter die Tunnelsohle ab.

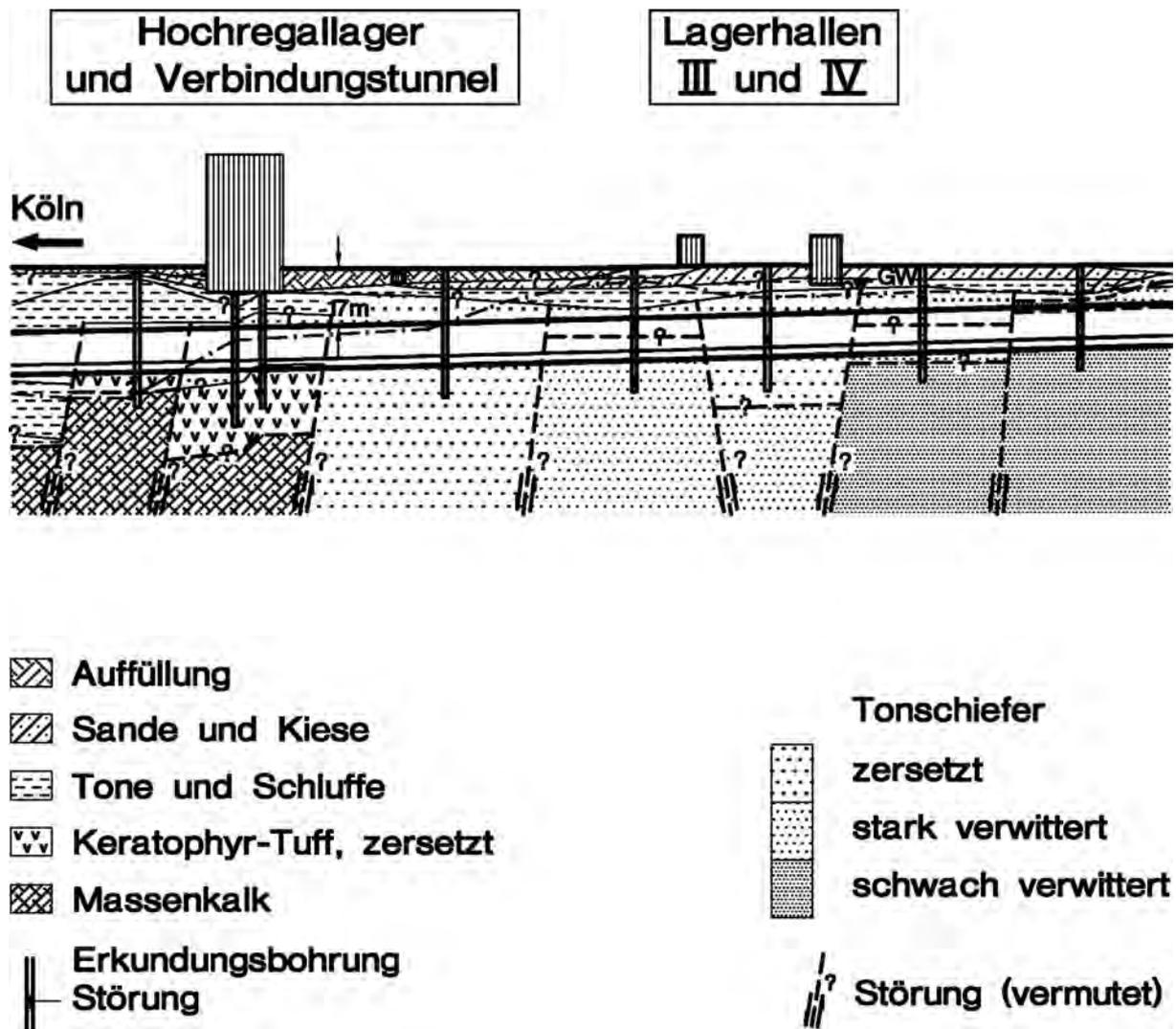


Bild 1: Geotechnischer Längsschnitt des Limburger Tunnels im Bereich der Unterfahrung der Firma Tetra Pak

Der Limburger Tunnel wurde überwiegend bergmännisch in der Spritzbetonbauweise aufgeföhrt. Lediglich in den Portalbereichen und im Bereich eines Zwischenangriffs wurde der Tunnel in offener Bauweise hergestellt. Zur Verbesserung der Standsicherheit der Ortsbrust und zur Reduzierung der Senkungen an der Geländeoberfläche wurde für die Unterfahrung des Geländes der Firma Tetra Pak ein Ulmenstollenvortrieb gewählt (Bild 2).

Der Ausbruch des Tunnels wurde mit einem Tunnelbagger durchgeführt. Der Ausbruchquerschnitt des Tunnels beträgt insgesamt etwa 150 m². Um die Senkungen gering zu halten, wurden kurze Abschlaglängen mit höchstens 0,80 m in der Kalotte der Ulmenstollen bzw. des Kerns gewählt. Die Tunnelsohle konnte mit der 4-fachen Länge der Kalottenabschläge ausgebrochen werden. Des weiteren war zur Reduzierung der Senkungen ein schneller Sohlschluss vorgesehen [2]. Gemäß den genehmigten Ausführungsplänen sollte der Sohlschluss in den Ulmenstollen nach spätestens 4 m und im Kern nach spätestens 18 m eingebaut werden.

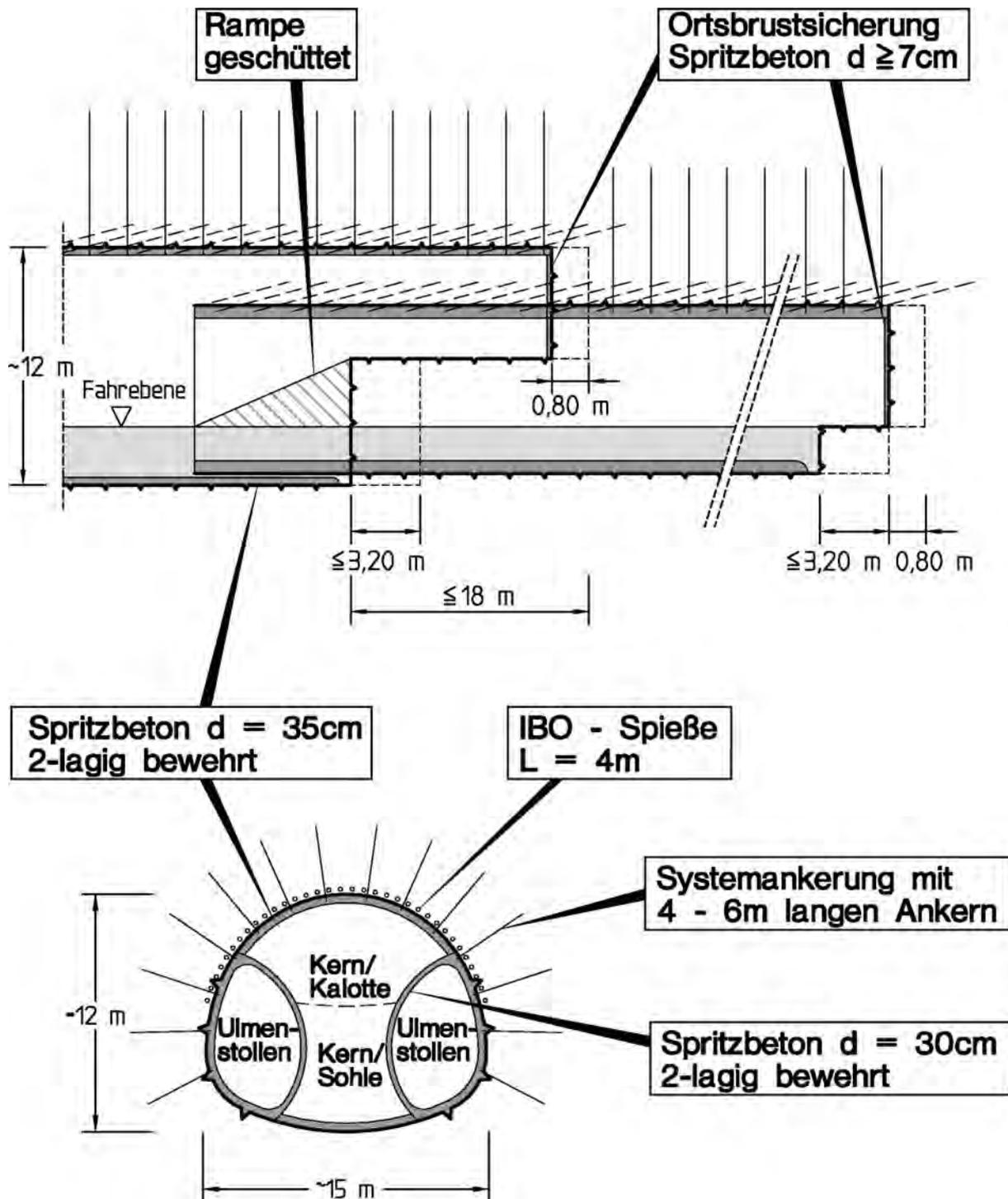


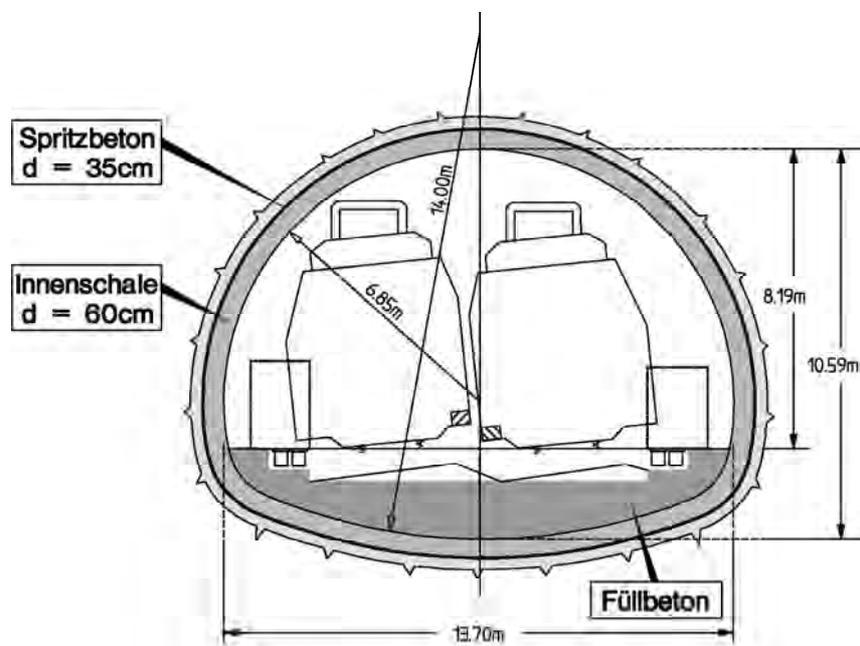
Bild 2: Ausbruchfolge und Sicherungsmaßnahmen beim Vortrieb des Limburger Tunnels

Zur Sicherung des Tunnels wurde eine 35 cm dicke, zweilagig mit Betonstahlmatten bewehrte Spritzbetonschale im Nassspritzverfahren eingebaut. Die Spritzbetonsicherung der Innenulmen wurde 30 cm dick ausgeführt und ebenfalls zweilagig bewehrt. Weiterhin wurde eine Systemmankering aus 4 m und 6 m langen SN-Ankern ausgeführt. Im Ortsbrustbereich wurden 4 m lange Injektionsrohrspieße zur vorseilenden Sicherung verwendet. Darüber hinaus wurde die Ortsbrust nach jedem Abschlag mit Spritzbeton ($d \geq 7\text{ cm}$) gesichert.

Bei der Unterquerung des Hochregallagers durch den Limburger Tunnel wurden zuerst die Ulmenstollen aufgeföhren (Bild 3). Aus Sicherheitsgründen lief der rechte Ulmenstollen dem linken Ulmenstollen um ca. 12 m voraus. Im Abstand von etwa 80 m hinter den Ulmenstollen folgte der Ausbruch der Kalotte des Kerns.



Bild 3: Ulmenstollenvortrieb am Nordportal des Limburger Tunnels



Ausbruchquerschnitt = 150m^2

Luftraumprofil = 92m^2

Bild 4: Regelquerschnitt im Bereich der bergmännischen Bauweise

Nach Beendigung der Vortriebsarbeiten wurde der Tunnel für den Endzustand mit einer wasserdruckhaltenden Innenschale aus WU-Beton ausgekleidet (Bild 4).

3. Unterfahrung der Firma Tetra Pak

Bei der Unterfahrung der Firma Tetra Pak wurden das Hochregallager, der Verbindungstunnel zwischen dem Hochregallager und den Produktionshallen sowie die Lagerhallen III und IV unterquert (Bild 5). Die Funktionsfähigkeit der Gebäude und Anlagen durfte durch den Tunnelvortrieb nicht gestört werden. Anderenfalls wären erhebliche Ausfallkosten entstanden [3].

Im Hochregallager wird Verpackungsmaterial mit Hilfe einer vollautomatisch arbeitenden Förder- und Stapelanlage zwischengelagert.

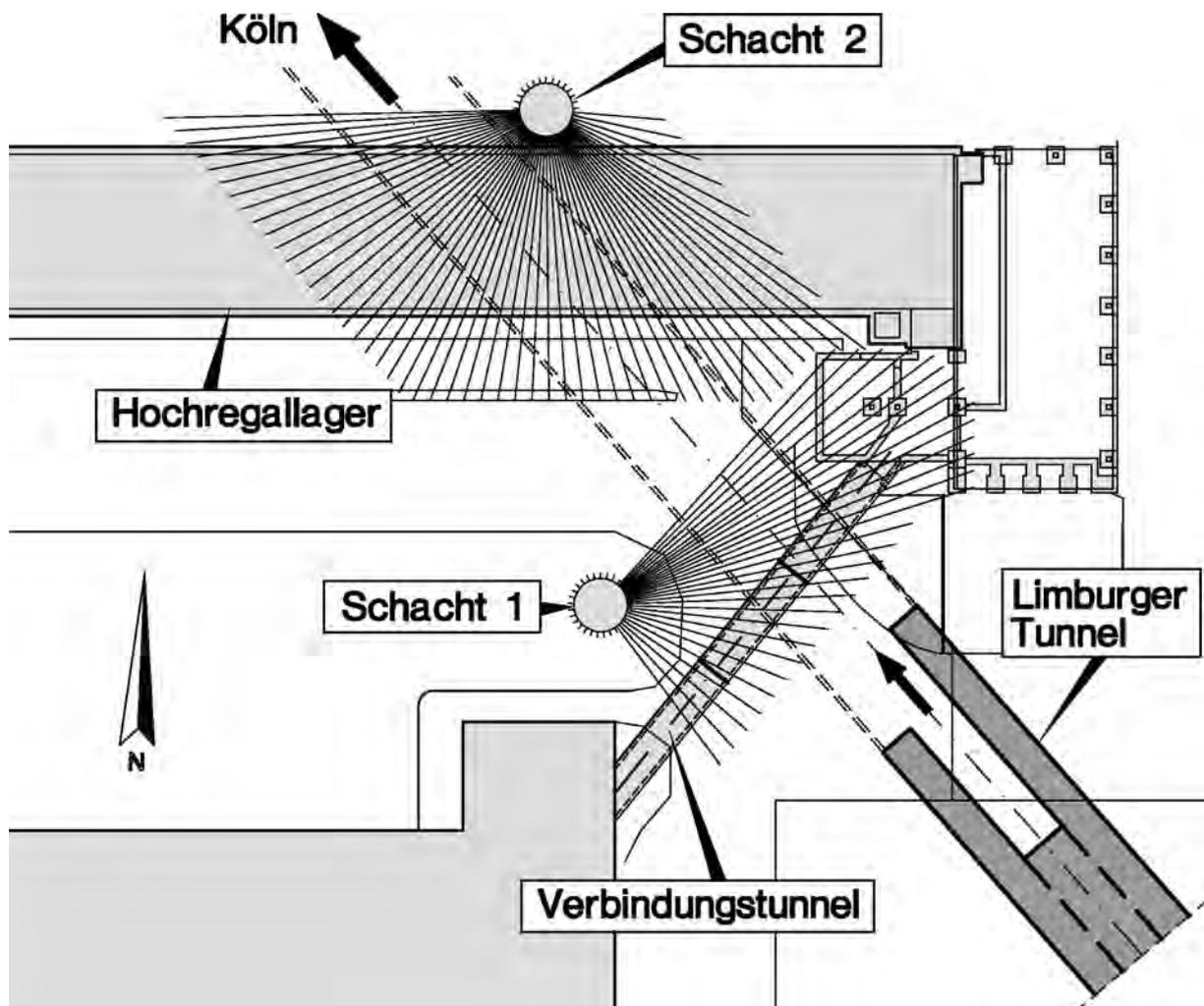


Bild 5: Lageplan

Das Gebäude und die darin befindlichen Anlagen sind in hohem Maße setzungsempfindlich. Die Senkungsunterschiede unter dem Hochregallager durften höchstens 15 mm betragen. Um die Funktionsfähigkeit des Hochregallagers durch den Tunnelvortrieb nicht zu beeinträchtigen, kamen daher, wie bereits in der Planfeststellung vorgesehen, Hebungsinjektionen zum Einsatz [4].

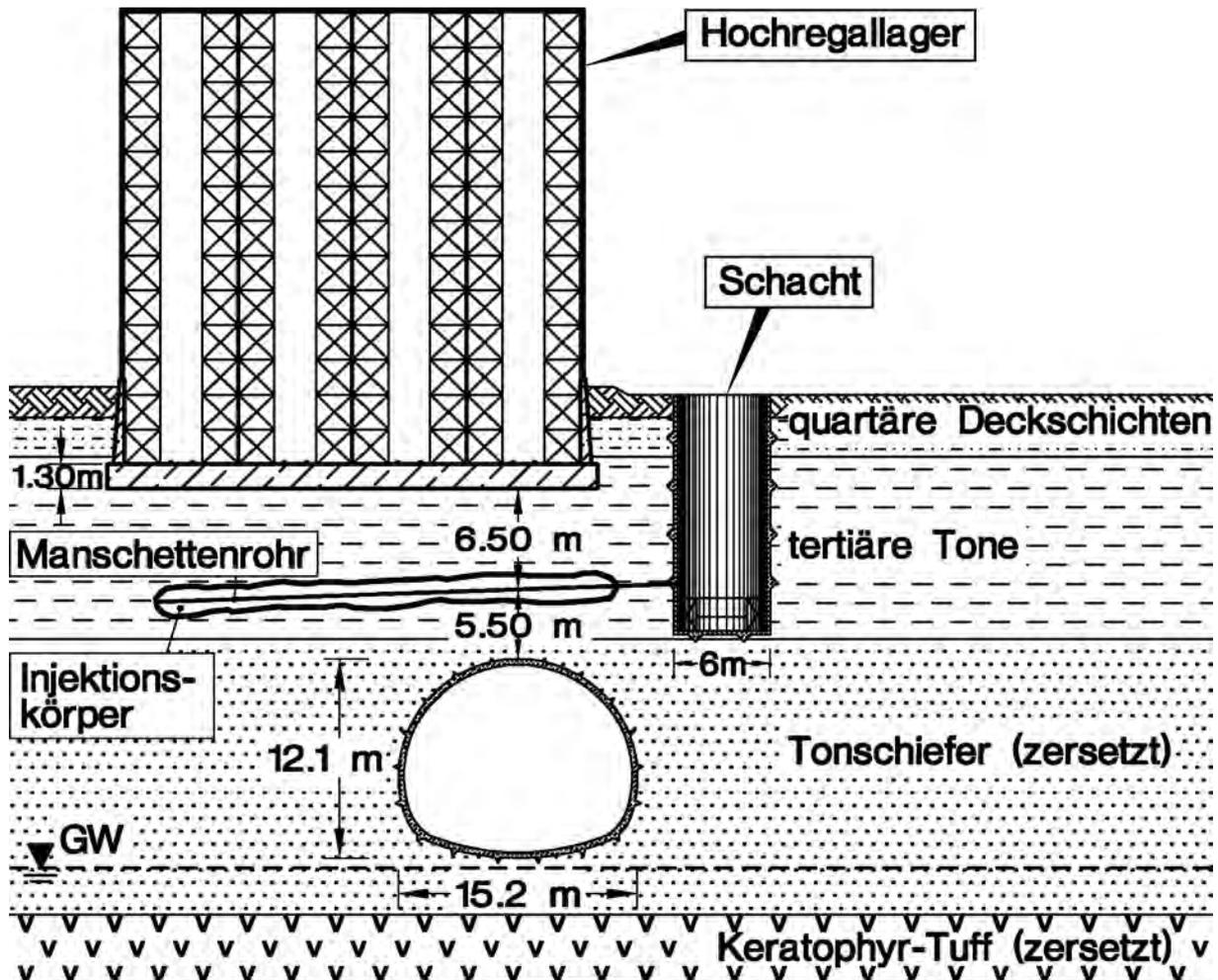


Bild 6: Querschnitt im Bereich des Hochregallagers

Die Überdeckung des Tunnels bis zur Geländeoberfläche beträgt im Bereich des Hochregallagers ca. 17 m. Das etwa 30 m hohe Hochregallager ist auf einer 1,30 m dicken Bodenplatte aus Stahlbeton gegründet. Der Abstand zwischen der Tunnelfirste und der Unterkante der Bodenplatte beträgt nur etwa 12 m (Bild 6).

Zur Herstellung der Einpressbohrungen für die Hebungsinjektionen unter dem Hochregallager wurde zunächst ein 14 m tiefer Schacht mit einem Durchmesser von 6 m neben dem Hochregallager abgeteuft.

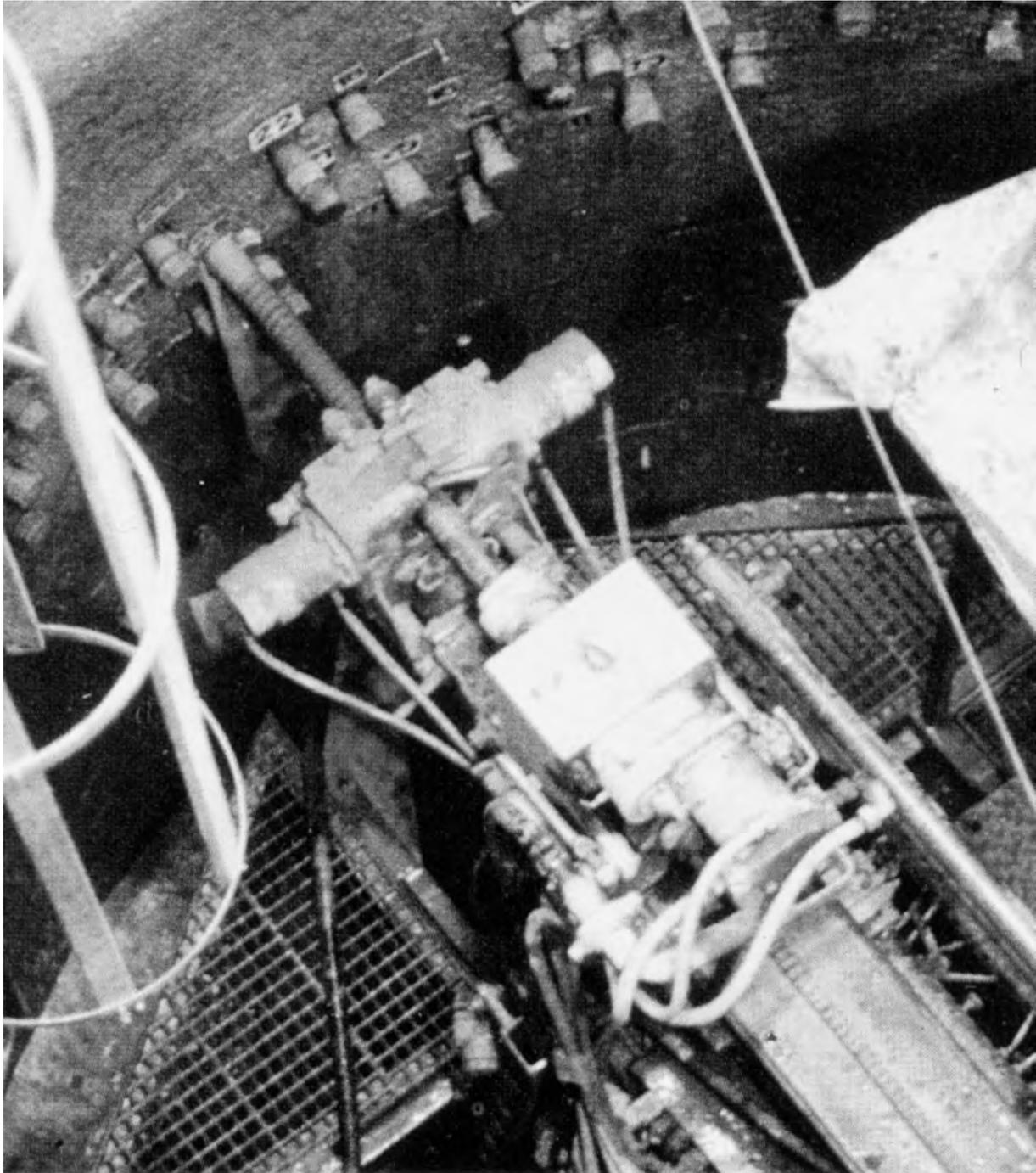
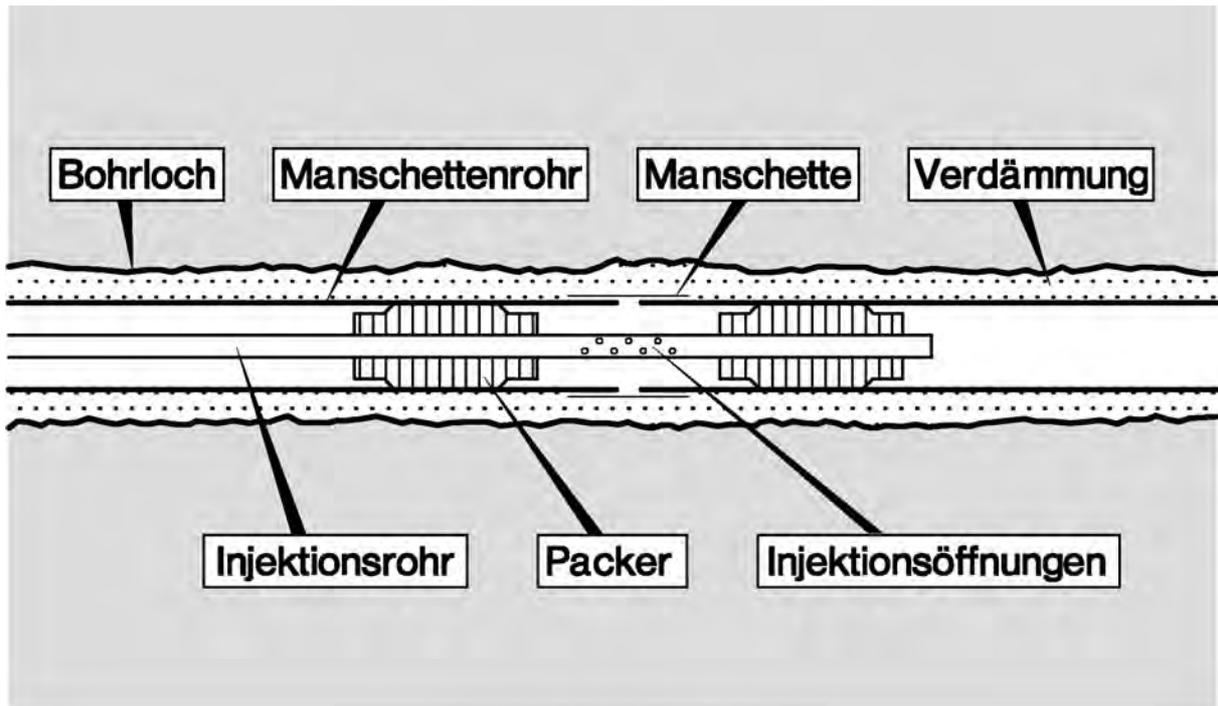


Bild 7: Herstellung der horizontalen Injektionsbohrungen im Schacht

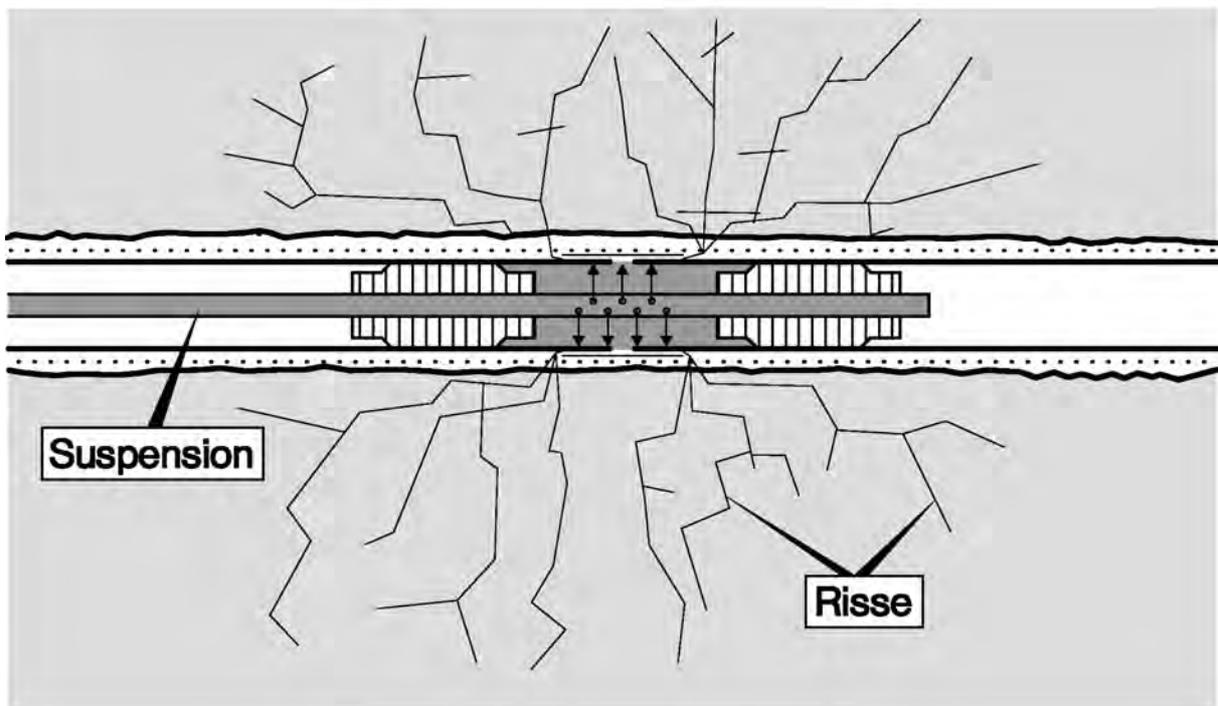
Von diesem Schacht aus wurden in einem horizontalen Fächer insgesamt 56 verrohrte Bohrungen mit Längen zwischen 10 m und 45 m hergestellt (Bild 7). Der Abstand der Bohrungen untereinander wurde auf maximal 2 m begrenzt. Die Fläche des Injektionsfächers unter dem Hochregallager betrug etwa 2100 m². Die Injektionsbohrungen lagen in den tertiären Tonen und Schluffen etwa mittig zwischen der Bodenplatte des Hochregallagers und der Tunnelfirste. In jedes Bohrloch wurden Manschettenrohre aus Stahl mit Einpressöffnungen in Abständen von 33 cm eingebaut und der Ringraum zwischen der Bohrlochwandung und dem Manschettenrohr mit einem Dämmstoff aufgefüllt. Bild 8 zeigt die für die Hebungsinjektionen verwendete Einpressanlage.



Bild 8: Einpressanlage



Ausgangszustand



Injektion

Bild 9: Einpresstechnik

4. Verfahren der Hebungsinjektionen

Das Verfahren der Hebungsinjektionen beruht auf der wiederholten Einpressung kleiner Mengen von Zement- oder Dämmersuspension über systematisch im Baugrund angeordnete Injektionsbohrungen. Unter dem Einfluss des Einpressdrucks entstehen Risse im Boden, die mit Suspension aufgefüllt werden. Die Volumenzunahme im Baugrund führt zu Hebungen an der Geländeoberfläche.

Zum Einpressen wird ein Doppelpacker an eine ausgewählte Manschette gesetzt (Bild 9). Der Doppelpacker wird mit Druckluft verspannt. Danach wird die Suspension über eine Verpressleitung in den Verpressraum eingepresst. Nach dem Öffnen der Manschette und dem Aufbrechen des Dämmers im Ringraum bilden sich infolge des aufgebracht Druckes Risse im Boden, die mit Suspension aufgefüllt werden.

Die bei den Einpressarbeiten unter dem Hochregallager verwendete Suspension bestand aus einer Ton-Zement Mischung (Dämmer S, DYWIDAG Baustoffsysteme) mit den folgenden Eigenschaften:

Ton-Zement Mischung (Dämmer S)

- Siebdurchgang 90 μm : $\geq 95 \%$
- W/D – Verhältnis: 0,8
- Wichte: $\cong 1,55 \text{ kN/m}^3$
- Erstarrungsbeginn: $\cong 10$ Stunden
- Volumenabnahme: $\leq 1,5 \%$ (nach 24 Stunden)
- Einaxiale Druckfestigkeit: $\cong 1 \text{ MN/m}^2$ (nach 28 Tagen)
- Durchlässigkeitsbeiwert: $\cong 5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
- pH – Wert: $\cong 12$

Hinsichtlich der mechanischen Wirkungsweise werden im wesentlichen zwei Phasen unterschieden: Die Kontaktinjektion und die eigentliche Hebungsinjektion.

Im Ausgangsspannungszustand in einem normal konsolidierten Boden, wie er im Bereich des Hochregallagers ansteht, ist die horizontale Normalspannung kleiner als die vertikale Normalspannung, die sich aus dem Gewicht der Überlagerung ergibt. Bei diesem Ausgangsspannungszustand $\sigma_H < \sigma_V$ bilden sich beim Injizieren zunächst vorwiegend vertikale Risse im Boden aus (Bild 10). Dadurch wird der Boden in seitliche Richtung verdrängt und die horizontale Spannung erhöht sich. Durch wiederholte Einpressungen wird allmählich ein Sekundärspannungszustand erreicht, bei dem $\sigma_H \cong \sigma_V$ ist. Die Einpressungen bis zum Erreichen dieses Sekundärspannungszustands werden zusammenfassend als Kontaktinjektion bezeichnet.

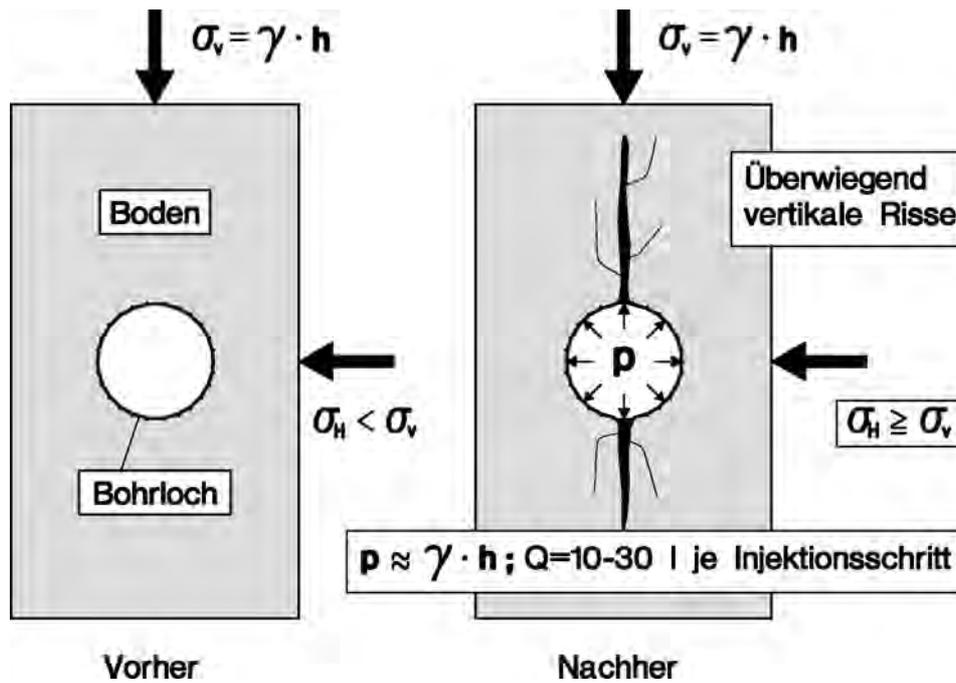


Bild 10: Rissbildungen im Boden bei der Kontaktinjektion

Bei weiteren Einpressungen bilden sich zunehmend schräg geneigte und horizontale Risse im Boden aus (Bild 11), die eine Hebung an der Geländeoberfläche erzeugen. Diese Einpressungen stellen die eigentliche Hebungsinjektion dar und werden je nach Arbeitsphase als Vorhebungs- oder Ausgleichsinjektion bezeichnet. Da die vertikale Spannung das Gewicht der Auflast nicht übersteigen kann, ist der Spannungszustand im Boden im Nahbereich der Einpressbohrungen weiterhin $\sigma_H \approx \sigma_V$ [5].

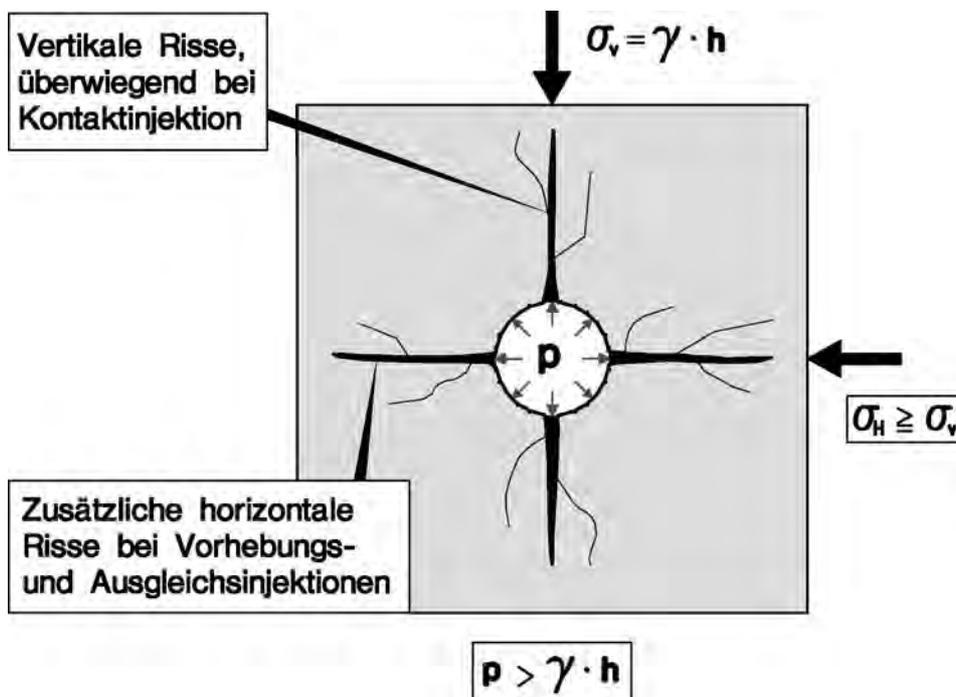


Bild 11: Rissbildungen im Boden bei der Vorhebungs- bzw. Ausgleichsinjektion

Die Einpressarbeiten unter dem Hochregallager umfassten 4 Phasen. Die Kontaktinjektion (Phase 1) und die Vorhebungsinjektion (Phase 2) wurden vor der Unterfahrung des Tunnels ausgeführt. Nach dem Ausbruch der Ulmenstollen erfolgte die Ausgleichsinjektion I (Phase 3) und nach dem Ausbruch des Kerns die Ausgleichsinjektion II (Phase 4). Jede der 4 Phasen bestand aus mehreren Einpressdurchgängen. In einem Einpressdurchgang wurden ausgewählte Manschetten in Abhängigkeit von den gemessenen Hebungen und Senkungen des Hochregallagers mit einer vorab festgelegten Verpressmenge beaufschlagt. Die Einpressmengen wurden auf 10 bis 30 l je Einzelinjektion begrenzt. Durch das schrittweise Vorgehen bei den Einpressungen und die gezielte Auswahl zu verpressender Bereiche wurde eine genaue Steuerung der Hebungen erreicht.

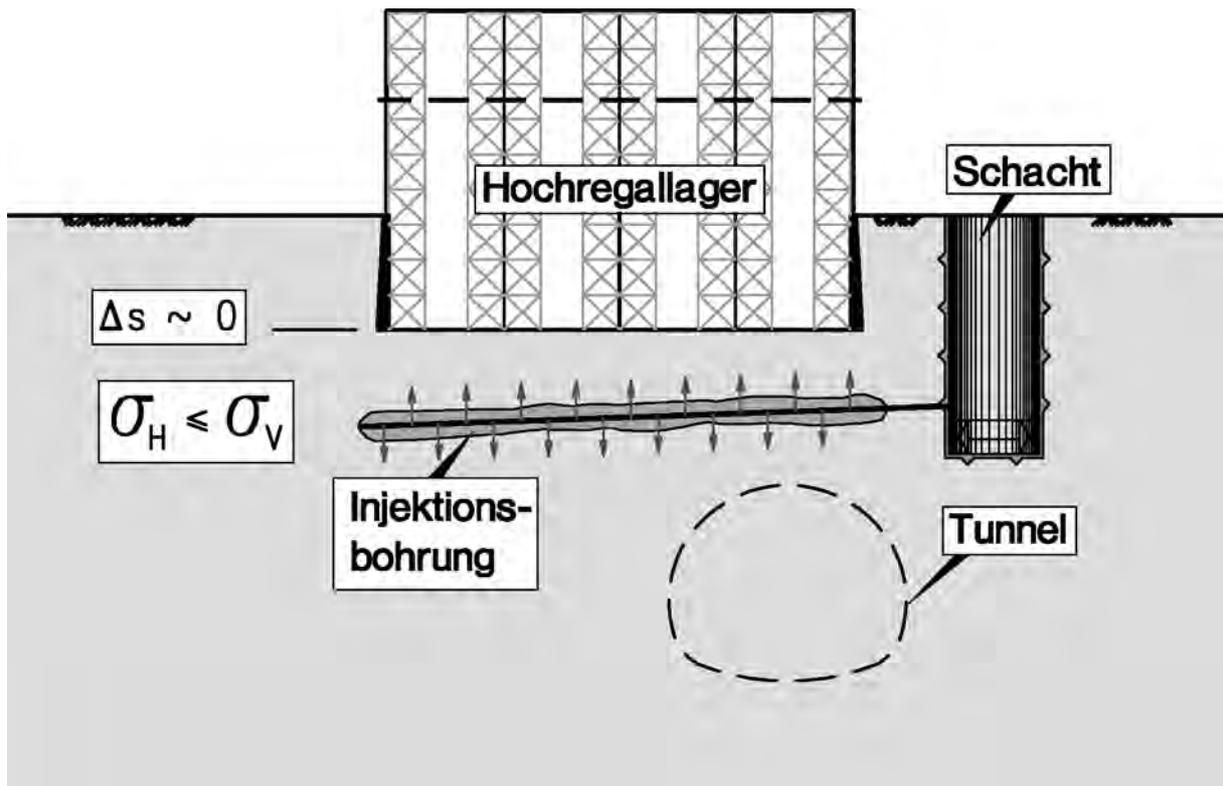


Bild 12: Phase 1 - Kontaktinjektion

Die Kontaktinjektion umfasste 6 Einpressdurchgänge mit insgesamt 2530 Einzeleinpressungen. Bei der Kontaktinjektion wurden $34,4 \text{ m}^3$ Suspension im Boden verpresst. Die Kontaktinjektion wurde beendet, sobald erste Hebungen des Hochregallagers gemessen wurden (Bild 12). Unmittelbar im Anschluss an die Kontaktinjektion wurde die Vorhebungsinjektion ausgeführt (Bild 13). Damit wurde eine Anhebung des Hochregallagers vor dem Unterfahren mit den Ulmenstollen erreicht. Entsprechend den Vorgaben durfte die Vorhebung 15 mm nicht überschreiten. Die Vorhebungsinjektion umfasste 8 Einpressdurchgänge mit insgesamt 2600 Einzeleinpressungen und einer Gesamtverpressmenge von $34,1 \text{ m}^3$ Suspension.

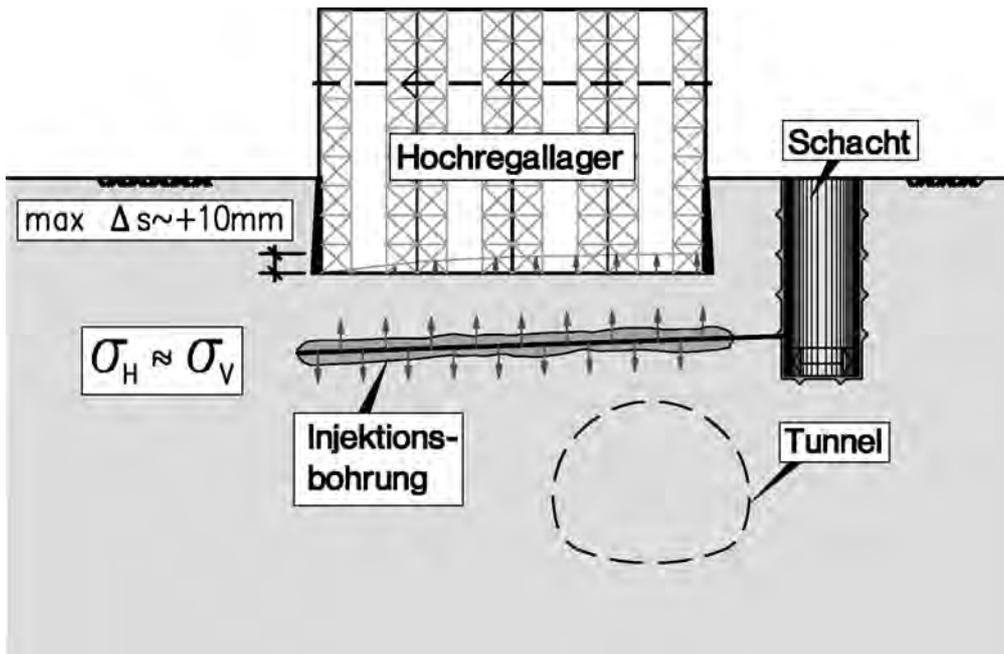


Bild 13: Phase 2 – Vorhebungsinjektion

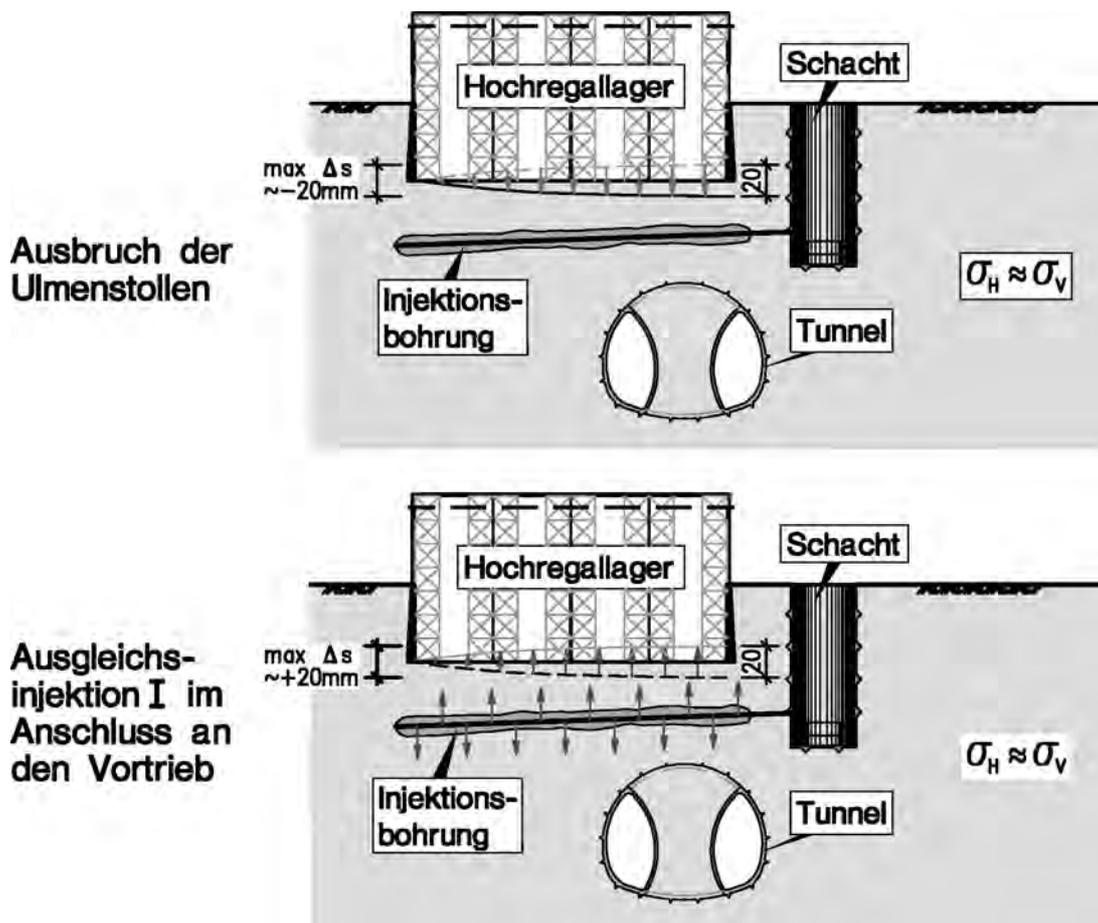


Bild 14: Phase 3 – Ausbruch und Sicherung der Ulmenstollen und Ausgleichsinjektion I

Nach dem Ausbruch der Ulmenstollen wurden die vortriebsbedingten Senkungen des Hochregallagers durch eine erste Ausgleichsinjektion kompensiert und außerdem eine erneute Vorhebung des Gebäudes vor dem Ausbruch des Kerns erzeugt (Bild 14). Die Ausgleichsinjektion I umfasste 9 Einpressdurchgänge mit zusammen etwa 4300 Einzeleinpressungen. Insgesamt wurden dabei 85,1 m³ Suspension im Boden zwischen dem Tunnel und der Bodenplatte des Hochregallagers verpresst.

Mit der Ausgleichsinjektion II wurden die nach dem Ausbruch des Kerns aufgetretenen Senkungen kompensiert (Bild 15). Dabei wurden 3 Einpressdurchgänge mit 1030 Einzeleinpressungen durchgeführt. Bei der Ausgleichsinjektion II wurden 24,4 m³ Suspension verpresst. Die Ausgleichsinjektion II wurde beendet, als die Bodenplatte des Hochregallagers in ihre ursprüngliche Lage zurück gehoben worden war.

Bei der Unterquerung des Hochregallagers der Firma Tetra Pak durch den Limburger Tunnels wurden insgesamt 177,9 m³ Suspension im Boden verpresst. Dies entspricht im Mittel etwa 85 l/m². Die größten Suspensionsmengen mit bis zu 340 l/m² wurden oberhalb der Tunnelachse verpresst. Dagegen wurden in den Randbereichen des Injektionsfächers örtlich nur etwa 45 l/m² verpresst.

5. Baubegleitendes Messprogramm

Die Unterquerung des Hochregallagers mit dem Limburger Tunnel wurde von einem umfangreichen Messprogramm begleitet. Neben Verschiebungsmessungen an der Spritzbetonschale des Tunnels wurden die Hebungen und Senkungen der Bodenplatte des Hochregallagers mit Hilfe eines elektronischen Schlauchwaagen-Messsystems von der Geländeoberfläche aus überwacht.

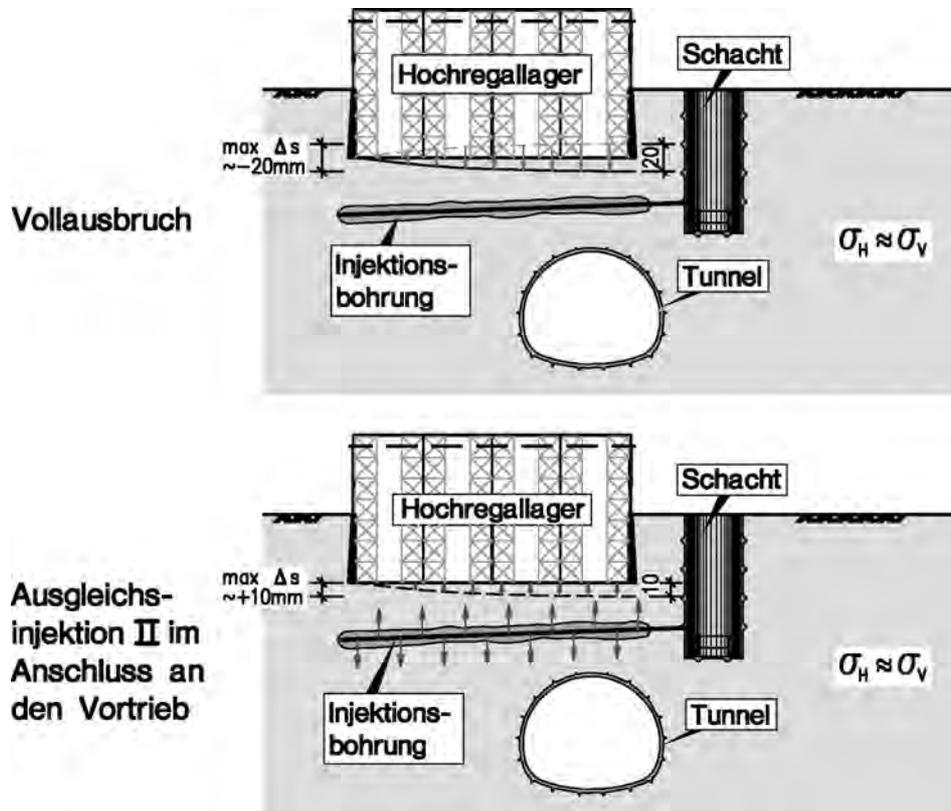


Bild 15: Phase 4 – Ausbruch und Sicherung des Kerns und Ausgleichsinjektion II

Eine Schlauchwaage besteht aus einem mit Wasser gefüllten Gefäß, in dem ein Schwimmer mit einem Messgeber installiert ist. Ändert sich die Wasserspiegelhöhe im Gefäß, wird die Höhenänderung von einem induktiven Wegaufnehmer registriert und an die Datenerfassung weitergeleitet. Schlauchwaagen zeichnen sich durch eine hohe Messgenauigkeit aus, die im 1/10 mm-Bereich liegt. Ein Schlauchwaagen-Messsystem besteht aus mehreren Schlauchwaagen, die über Schlauchleitungen und eine Verteilereinheit mit einem Referenzbehälter verbunden sind (Bild 16).

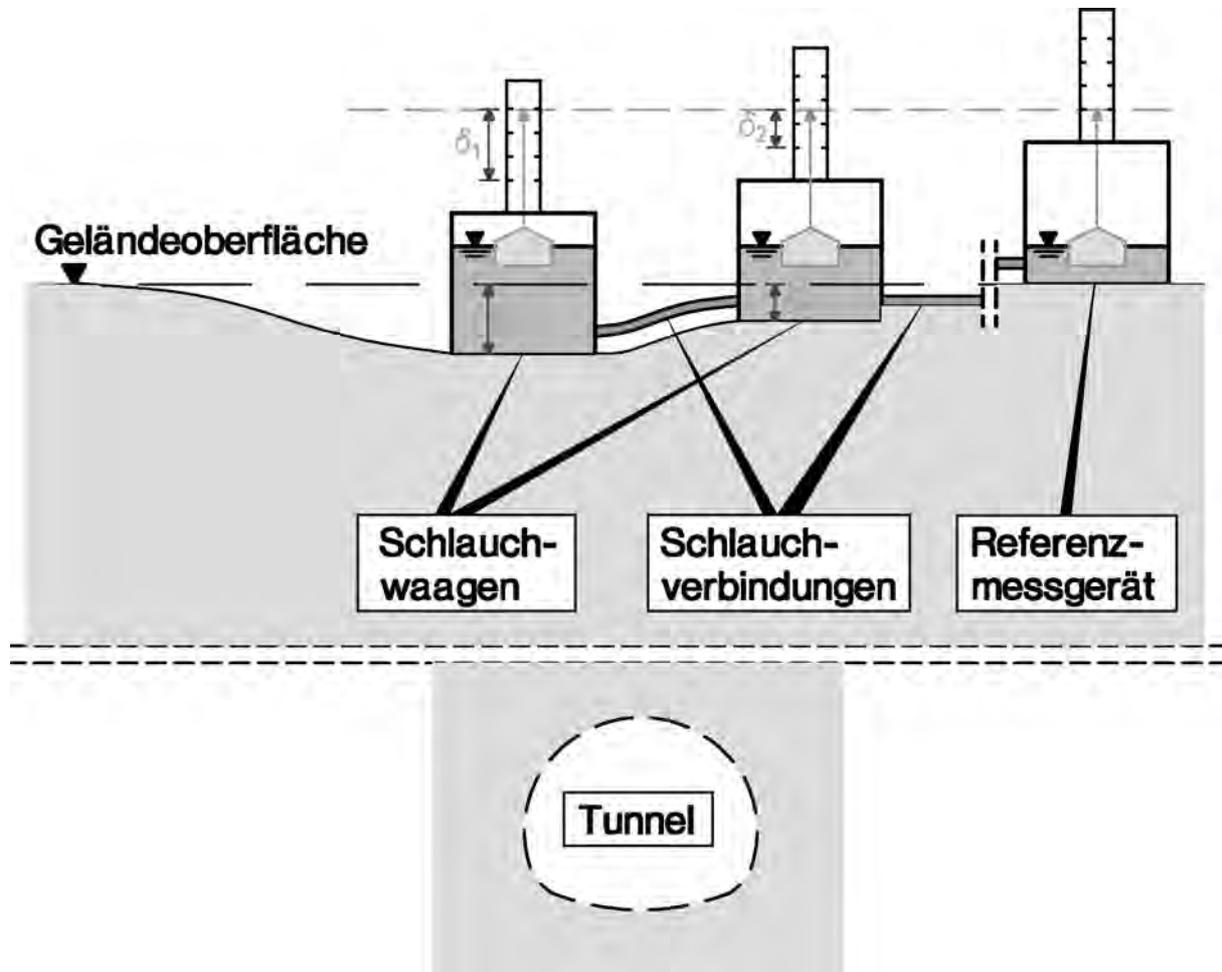


Bild 16: Schlauchwaagen-Messsystem

Insgesamt wurden 13 Schlauchwaagen auf der Bodenplatte über der Tunnelachse, über den Ulmen und im randlichen Einflussbereich des Tunnels installiert. Die Schlauchwaagen waren online mit der Steuerzentrale für die Hebungsinjektionen verbunden. Dadurch konnten die Hebungen und Senkungen der Bodenplatte kontinuierlich ausgewertet und die Ergebnisse in den Ablauf der Einpressarbeiten einbezogen werden. Die Messergebnisse der Schlauchwaagen bildeten somit die Grundlage für die Auswahl der zu verpressenden Manschetten.

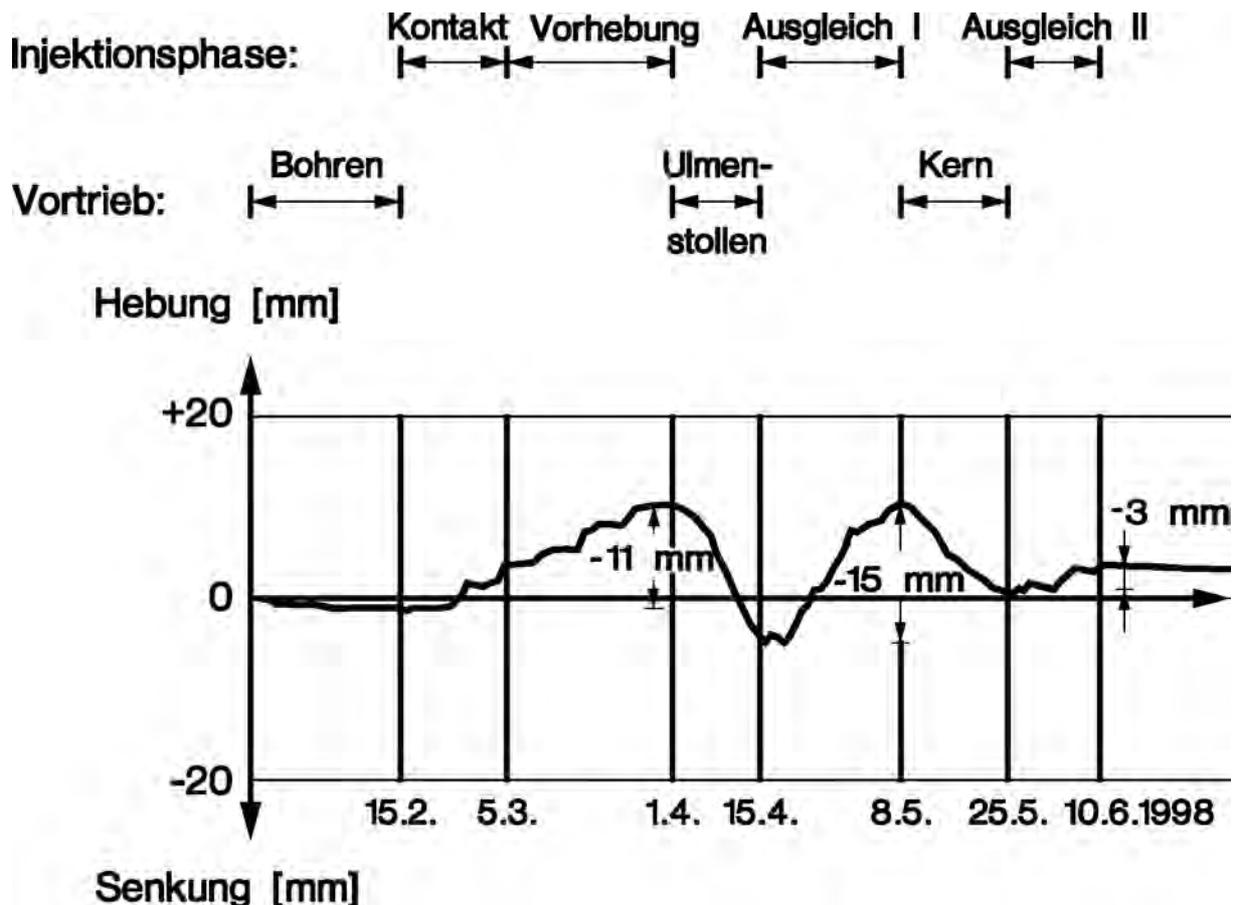


Bild 17: Messergebnisse einer Schlauchwaage über der Tunnelachse

Bild 17 zeigt die in den einzelnen Injektions- und Vortriebsphasen mit einer über der Tunnelachse installierten Schlauchwaage gemessenen Hebungen und Senkungen der Bodenplatte des Hochregallagers. Die Vorgabe, dass die Verschiebungen der Bodenplatte 15 mm nach oben bzw. nach unten nicht überschreiten durften, wurde jederzeit eingehalten.

6. Andere Ausführungsbeispiele und Ausblick

Hebungsinjektionen zum Ausgleich vortriebsbedingter Senkungen bei Tunnelbaumaßnahmen wurden in Deutschland erstmals 1985 beim Bau der Essener U-Bahn durchgeführt. Im Baulos 31 wurden die Produktionshallen der Firma AEG-Kanis zur Herstellung von Turbinen unterfahren. Weitere ausgewählte Ausführungsbeispiele für Hebungsinjektionen im Zusammenhang mit Tunnelbaumaßnahmen sind die Unterfahrung von Wohngebäuden in Bielefeld und Dortmund, die Unterquerung einer Eisenbahnbrücke in Düsseldorf sowie die Anhebung des Hauptbahnhofs in Antwerpen und von historischen Gebäuden in der Altstadt von Lissabon beim U-Bahnbau.

Hebungsinjektionen werden, wie bereits erwähnt, auch zur Anhebung von Bauwerken bei ungleichmäßigen Setzungen ausgeführt. Ausführungsbeispiele hierfür sind u. a. die Anhebung eines 60 m hohen Bürohauses in Berlin, eines Kirchturms in Bochum-Wattenscheid sowie die Anhebung eines Rohöltanks im Tanklager Triest.

Hebungsinjektionen werden heutzutage noch weitgehend nach empirischen Berechnungsverfahren auf der Grundlage von Erfahrungen aus vorangegangenen Projekten geplant und ausgeführt. Die aus den Hebungsinjektionen resultierenden Verschiebungen und Spannungsänderungen im Baugrund und damit die Auswirkungen der Hebungsinjektionen auf die

Beanspruchung des Tunnels oder des anzuhebenden Bauwerks können auf diese Weise nicht erfasst werden. Im Hause WBI wird derzeit an einer Dissertation zum Thema Simulation von Hebungsinjektionen durch numerische Berechnungen gearbeitet.

7. Schlussbemerkung

Die Unterfahrung des Hochregallagers der Firma Tetra Pak mit dem Limburger Tunnel wurde erfolgreich abgeschlossen. Die zur Kompensation der vortriebsbedingten Senkungen durchgeführten Hebungsinjektionen haben sich sowohl in technischer als auch in wirtschaftlicher Hinsicht als geeignet erwiesen. Der automatisierte Lagerbetrieb konnte während der Vortriebsarbeiten ohne Einschränkungen aufrecht erhalten werden. Für die vertrauensvolle Zusammenarbeit bei der Bauausführung möchten sich die Autoren bei der DBBauProjekt GmbH, den ausführenden Firmen und den anderen Beteiligten bedanken.

8. Literatur

- [1] Prof.Dr.-Ing. W. Wittke, Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Aachen: Neubaustrecke Köln-Rhein/Main – Tunnelbautechnisches Gesamtgutachten, Dezember 1995 (unveröffentlicht).
- [2] Wittke, W.: Tunnelstatik – Grundlagen. Geotechnik in Forschung und Praxis – WBI PRINT 4, Hrsg. WBI-GmbH, Aachen, Verlag Glückauf, Essen, 1999.
- [3] Pierau, B. und Sternath, R.: Neubaustrecke Köln-Rhein/Main, Die Tunnel zwischen Westerwald und Taunus. Geotechnik 21, S. 154 – 159, 1998.
- [4] Baudendistel, M.: Neubaustrecke Köln-Rhein/Main, Limburger Tunnel – Tunnelbautechnisches Gutachten, (unveröffentlicht), Ettlingen, 1995.
- [5] Wawrzyniak, C.: Berechnungsgrundlagen für den Entwurf und die Ausführung von Hebungsinjektionen. Vorträge des Seminars aus Anlass des 20jährigen Bestehens der WBI-GmbH, Geotechnik in Forschung und Praxis WBI PRINT 10, Verlag Glückauf, Essen, 2001.

Unterfangung von Mauerwerkspfählern in einem denkmalgeschützten Gebäude

Dr.- Ing. H. Maus, Univ.-Prof. Dr.-Ing. R.Barthel
Barthel & Maus, Beratende Ingenieure, München

1. Einleitung

Bei der Konzeption und Planung von Unterfangungsmaßnahmen an historisch wertvollen Bauwerken werden von der Denkmalpflege je nach Bedeutung und Art des Bauwerks hohe und im Vergleich mit normalen Bauvorhaben oft sehr anspruchsvolle Forderungen gestellt: Eine grundsätzliche Forderung ist, dass die historische Substanz soweit wie möglich zu erhalten ist. Dabei spielt es keine Rolle, ob diese Substanz am fertigen Bauwerk sichtbar und als solche erkennbar ist. Es ist nämlich ein anzuerkennender Unterschied, ob ein Gebäude aus Mauerwerk des 13.Jht. besteht, oder ob das Mauerwerk ausgetauscht werden musste und neu ist. Dies gilt auch, wenn die Putzoberfläche schließlich nicht als alt zu erkennen ist. Diese Betrachtungsweise kann sich auch auf Teile der Gründung beziehen. Die Zerstörung historischer Bodenschichten kann aus archäologischen Aspekten heraus unzulässig sein. Dies kann von vorn herein bestimmte Verfahren, z.B. HD-Injektionen ausschließen. Das Einbringen großer Mengen Beton zur Herstellung neuer Gründungskörper ist ebenfalls in Frage zu stellen, auch wenn dies nicht immer zu vermeiden ist. Die Zerstörung historischer Gründungen, wie z.B. alter Pfahlgründungen ist selbstverständlich selten zu vermeiden.

Historische Gebäude sind häufig schlecht gegründet. Dies gilt für Profan- und Kirchengebäude in gleichem Maße. Instandsetzungsmaßnahmen infolge Setzungsschäden sind deshalb oft erforderlich. Zerstörte Pfahlgründungen in der Folge von Grundwasserabsenkungen sind eine weitere häufig vorkommende Schadensursache. Sehr oft verursachen Umnutzungen eine erhebliche Vergrößerung der zu gründenden Lasten. Hierbei ist den Entscheidungsträgern meist nicht bewusst, welcher Umfang an Ertüchtigungs- und somit auch Nachgründungsmaßnahmen verursacht wird, wenn z.B. ein Fachwerkhaus in eine Stadtbibliothek oder ein historisches Wohnhaus in eine Musikschule umgebaut werden soll. Der Ingenieur wird meist dann hinzu gerufen, wenn solche Entscheidungen schon getroffen worden sind. Eine Planung führt dann oft zu einer Sprengung des anvisierten Kostenrahmens.

2. Fallbeispiel: Kreuzherrenkloster

Im folgenden wird der Fall eines ehemaligen Klostergebäudes vorgestellt, das zu einer Musikschule umgenutzt wird. Es handelt sich um das ehemalige Kreuzherrenkloster in Memmingen. Die Ursprünge des Klosters gehen auf das Jahr 1158 zurück.

Für den hier im Mittelpunkt stehenden Nordwestflügel – auch Dürftigenstube genannt -, werden für die neue Nutzung u.a. Räume für Einzelmusikunterricht in den zwei Geschossen, ein Orchesterprobenraum im Dach, Archivraum, Vorspielraum und ein Cafe im Erdgeschoss benötigt. Bild 1 zeigt die Nordansicht der Dürftigenstube mit Kirche im Hintergrund.



Bild 1: Nordansicht des renovierten Kreuzherrenklosters mit Dürftigenstube (rechts) und Kirche (links)

Im Jahre 1998 wurden im Rahmen eines Gutachtens die Gebäude auf statische und konstruktive Schäden und Problempunkte untersucht: Die Dürftigenstube besteht aus gemauerten Außenwänden, acht gemauerten Kreuzrippengewölben auf Mauerwerkspfeylern im Erdgeschoss, Holzbalkendecken, nicht durchgängig übereinander stehenden, halbsteinstarken Wänden, großteils mit Rähmhölzern bestückt, und einem hölzernen Dachwerk. Baugeschichtliche Untersuchungen ergaben, dass das Gebäude ursprünglich niedriger war und nachträglich aufgestockt wurde.

Absenkungen von Wänden und Durchbiegungen von Decken in den einzelnen Geschossen, sowie starke Risse und Verformungen in den Gewölben des Erdgeschosses waren die auffälligsten Schäden. Umbauten im Dachtragwerk waren statisch ungenügend ausgeführt worden und zwei Pfeiler im Erdgeschoss wiesen Setzungen auf. Alle Lasten in Gebäudemitte müssen über die drei Pfeiler abgetragen werden.

Wegen den Setzungen im Gebäude wurden immer wieder Aufdopplungen von Böden vorgenommen und damit die Eigengewichtslasten der Decken erhöht. Die Folge war, dass nicht nur in den einzelnen Geschossen die Deckenbalken starke Durchbiegungen aufwiesen, sondern der bauzeitliche hölzerne Längsunterzug im Erdgeschoss über den Gewölben rechnerisch stark überlastet, bereichsweise gerissen und gequetscht sowie vor allem stark verformt war. Zur Sicherung wurden Abschnitte des Unterzugs als auch besonders kritische Balken im Boden des 1.Obergeschosses mit kleinen

Mauerpfeilern und Holzpfosten direkt auf die Gewölbekappen und Gurtbögen abgestellt. Bild 2 zeigt die starken Risse in den Gewölbekappen vor der Instandsetzung.



Bild 2: Gewölbekappe mit deutlichen Verformungen und Risssschäden

Die statisch-konstruktiven Untersuchungen wurden ergänzt durch ein Baugrundgutachten und Materialuntersuchungen. In einem schallschutztechnischen Gutachten wurden erhebliche Massenerhöhungen an den Geschossdecken und an Wänden gefordert, um die notwendigen Dämmwerte zu erreichen.

Die Planung führte mit den Erkenntnissen über die vorhandenen Deckenkonstruktionen und den Auflagen für den Schallschutz schnell zu dem Ergebnis, dass die Holzbalken nur in wenigen Räumen die erforderlichen Querschnitte aufwiesen. Vor allem im Dach, das als Orchesterproberaum genutzt werden soll, war aufgrund großer Spannweiten und hoher Lasten ohne Hinzufügen neuer Tragelemente nicht auszukommen. Das Ausbaugewicht des Bodens lag bei $g = 3,0 \text{ kN/m}^2$, an Verkehrslast kamen $3,5 \text{ kN/m}^2$ hinzu.

Das schließlich umgesetzte Sicherungs- und Instandsetzungskonzept sah deshalb vor, mit einem additiven Stahlgerüst im Innern Decken zu verstärken, Holzunterzüge zu entlasten und auf Deckenbalken aufstehende Wände abzufangen. Stahlstützen vor den Innenwänden stellten den vertikalen Kraftfluss in Gebäudemitte sicher (Bilder 3 und 4). Durch das Stahlgerüst wurde der Lastfluss im Gebäude nicht verändert.



Bild 3: Stahlträgerkonstruktion in den Gefachen der Holzbalkendecke zur Aufnahme der hohen Lasten

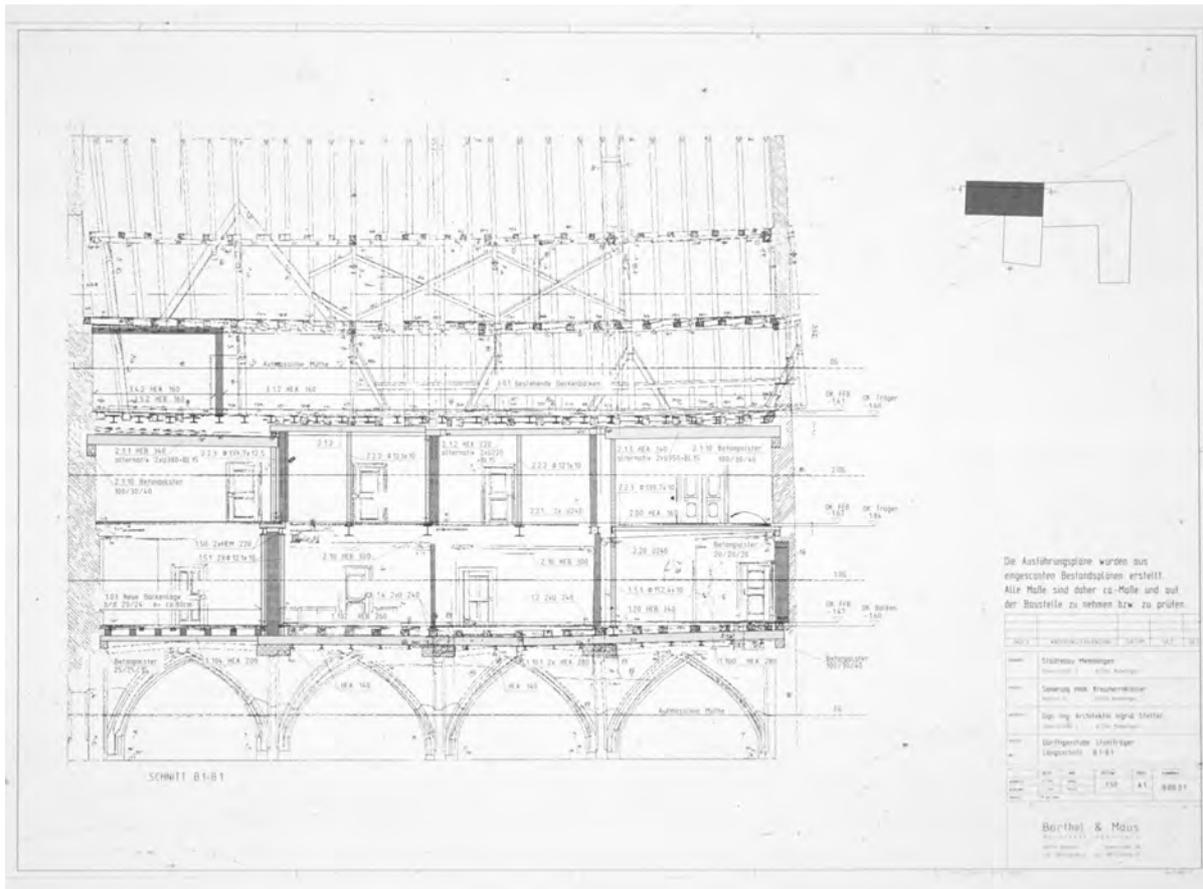


Bild 4: Längsschnitt durch das Gebäude mit Eintragung der wesentlichen Stahlbauverstärkungen

Wichtigste Tragelemente im Erdgeschoss sind nach wie vor die drei Pfeiler. Die rechnerische Last auf den höchstbelasteten Pfeiler beträgt ca. 1250 kN. Aufgrund der Druckfestigkeitsprüfung des Pfeilermauerwerks wurde eine Spannung von 1,4 N/mm² zugelassen. Dies entspricht dem rechnerisch ermittelten Wert im Ausbauzustand.

Zur Klärung der Pfeilerfundamentierung wurden Schürftgruben angelegt und Bodenprofile erstellt. Jeder Pfeiler hatte eine andere Fundamentierung. Neben Wackersteinanhäufungen gab es Verbreiterungen aus Ziegelsteinen, ein Pfeiler stand z.T. auf einer Ziegelmauer. Die Pfeiler waren direkt, ohne nennenswerte Verbreiterungen, auf Kalktuff gegründet, der mit einer Mächtigkeit von ca. 4,7m ansteht. Darunter folgen Talkiese, die als Mittel- bis Grobkies, sandig und in den oberen Bereichen unterschiedlich stark schluffig, eingestuft wurden. Der Grundwasserspiegel hat bei Tiefen von 4–5,5m unter Gelände keinen Einfluss auf die Gründung.

Laut Aussage des Baugrundgutachters ist der anstehende Kalktuff ein poröser und hohlraumreicher Strukturboden aus Kalkkörnern, die in Mittel- und Grobsand- bzw. Feinkiesgröße vorliegen. Die Hohlräume sind auf ursprünglich vorhandene Pflanzen zurückzuführen, die sich vollständig zersetzt haben. Diese sandartigen Kalktuffe haben eine sehr niedrige Druckfestigkeit. Bricht das Korngerüst zusammen, kommt es zu raschen und z.T. relativ großen Setzungen. Die Kalktuffe sind in der angetroffenen Form nicht oder nur bedingt tragfähig. Ein Pfeiler wies eine Grundbruchsicherheit von 1,07 auf, die beiden anderen hatten ausreichende Grundbruchsicherheiten.

Zur sicheren Gründung der Pfeiler wurde zunächst vorgeschlagen, über vergrößerte Fundamentplatten die Bodenpressungen unter 300 kN/m² zu bringen. Setzungen könnten aber nicht ausgeschlossen werden. Wenn Setzungen definitiv ausgeschlossen werden

müssten, sei bis auf die dicht gelagerten Talkiese zu gründen. Als ein in Frage kommendes Verfahren wurde das Düsenstrahlverfahren genannt.

Darauffolgende Diskussionen führten zu dem Ergebnis, dass das Düsenstrahlverfahren zum einen wegen zu geringen Massen unwirtschaftlich ist, zum anderen aber auch ein Risiko besteht: Das Korngerüst des Kalktuffes könnte in weiten Bereichen kollabieren, was während der HDI-Arbeiten zu großen Setzungen führen würde. Um diesem Problem zu entgehen, hätte für den Zeitraum der Bodenverbesserung ein Stützgerüst eingebaut werden müssen, was wiederum die Zugänglichkeit zum Pfeiler eingeengt hätte.

Die ausgeführte Nachgründung bestand letztendlich darin, Verpresspfähle nach DIN 4128 mit einer großformatigen Pfahlkopfplatte herzustellen und das Pfeilermauerwerk darauf abzusetzen. Pro Pfeiler wurden vier Verpresspfähle \varnothing 160mm bis ca. 8m in den Kies geführt (ca. 13m unter OKG). Die Herstellung der Pfähle erfolgte gleich zu Anfang der Bautätigkeit, so dass mit dem kettengetriebenen Bohrgerät noch auf der alten Bodenplatte gefahren werden konnte.

Besondere Vorsicht war bei der Konzeption der temporären Abfangung der Pfeiler geboten. Ziel war es, das Mauerwerk selbst möglichst ungestört zu lassen, wenn irgend möglich die tief ansetzenden Gewölberippen und die historischen Putze, teilweise sogar noch mit Bemalungen, nicht zu zerstören. Die mittelalterlichen und wertvollen Kreuzrippengewölbe, die zwischen den Pfeilern und den Außenwänden gespannt sind, waren selbstverständlich zu schonen. Sie bilden eine sehr steife Schale, die bei unterschiedlichen Setzungen der Pfeiler sofort Risse zeigen würde.

Entworfen wurde deshalb eine räumliche Abfangkonstruktion aus Stahl, die jeweils auf eigenen Hilfsfundamenten gelagert ist. Die Hilfsfundamente aus Stahlbeton wurden außerhalb des endgültigen Gründungsbereiches des Pfeilers angeordnet. Zur Aufnahme der Pfeilerkraft machte man sich die Form und Konstruktion der Pfeiler am Gewölbeansatz zu nutze. Wie bei den mittelalterlichen Gewölbekonstruktionen häufig, schneidet das Gewölbe nicht in das Pfeilermauerwerk ein. Vielmehr sind die ersten Steine des Gewölbeanfängers noch horizontal angeordnet, das Gewölbe setzt erst weiter oben an. Das Pfeilermauerwerk verbreitert sich damit.

Es wurde ein Korsett aus aufeinander gelegten Kanthölzern um den Pfeiler und den Gewölbeanfänger gelegt, so dass sich eine trichterförmige Gesamtform ergab, die auf dem Stahlgerüst lag. Mit Gewi-Stäben wurde dieser Trichter sowohl in Ringrichtung als auch quer durch das Mauerwerk verspannt. Der Raum zwischen dem Pfeiler und den Kanthölzern wurde ausbetoniert. Damit der Beton vom Mauerwerk wieder gelöst werden konnte, wurden das Mauerwerk, die Rippen und die Putzteile vorher mit einer Folie ummantelt. Nach dem Ausbetonieren wurde die Gewi-Stäbe vorgespannt. Auf diese Weise war es möglich, einen kontinuierlichen räumlichen Kraftübergang aus dem Pfeiler in die temporäre Abfangkonstruktion herzustellen. Mittels vier hydraulischen Pressen an den Auflagern der Stahlkonstruktion wurde die Pfeilerlast von bis zu ca. 940 kN in kleinen Schritten und von Messungen begleitet kontrolliert aufgenommen. Der Arbeitsablauf ist schematisch in Bild 5 dargestellt, Bild 6 zeigt die Baugrube für die Pfahlkopfplatte.

ARBEITSABLAUF

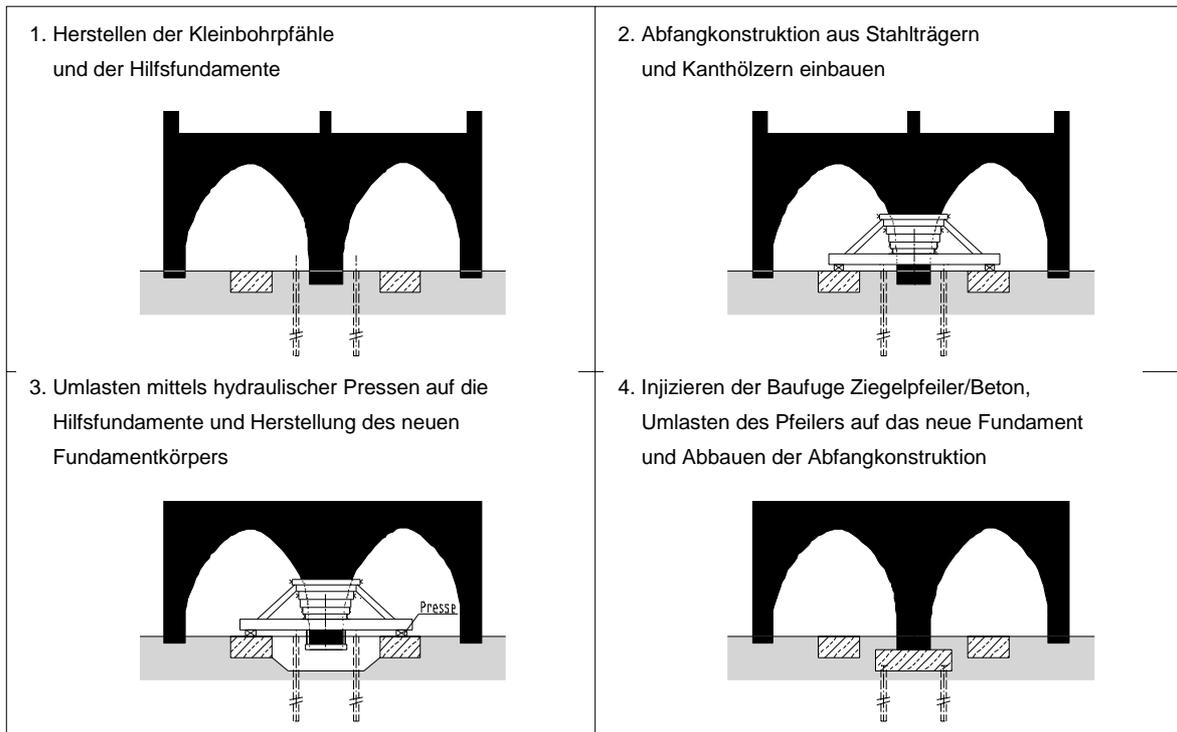


Bild 5: Schematischer Arbeitsablauf bei der Nachgründung der Pfeilerfundamente



Bild 6: Abfangkonstruktion für den Ziegelpfeiler mit Blick in die Baugrube für das neue Pfeilerfundament

Die Pfahlkopfplatte wurde nach dem Ausräumen des Kalktuffs unter dem Ziegelpfeiler auf die Verpresspfähle betoniert. Aufgrund unterschiedlich hoher Pfeilersohlen mussten Zwischenräume zwischen Oberkante Pfahlkopfplatte und der Pfeilerunterkante mit neuen Ziegeln ausgemauert werden. Nachdem die Fuge zwischen neuem Fundament und altem Ziegelpfeiler kraftschlüssig verpresst war, konnte der Pfeiler auf die neue Gründung abgesetzt werden.

Anschließend musste der Betongurt entfernt werden. Dank der Trennschicht ließ sich der Beton sehr gut vom Mauerwerk lösen. Es entstanden keine nennenswerten Schäden. Es gab an Pfeiler und Gewölbe praktisch kein Verlust an historischer Substanz. Die Bohrlöcher für die GEWI-Verspannung wurden mit Baustahl \varnothing 12mm als Nadelanker besetzt und mit HS-Zement injiziert, um eine zusätzliche Querkzugbewehrung des Pfeilermauerwerks zu erhalten.

Ab dem zweiten Pfeiler betrug die Bearbeitungszeit pro Pfeiler – Konstruktion umbauen, Umlasten, Fundament herstellen - eine Woche.



Bild 7: Blick in das Cafe mit den nach Originalbefunden neu bemalten Pfeilern

Unterkellerung eines bestehenden Gebäudes durch Unterfangung mittels vorgespannten Minipfählen

Dipl.-Ing. W. Groh
Bauer Lebanon Foundation Specialists s.a.r.l., Beirut, Lebanon

1. Zusammenfassung

Unter einem bestehenden, siebengeschossigen Gebäude im Beiruter Stadtteil Verdun sollten zusätzliche Untergeschosse eingebaut werden, die soweit möglich bis an die Außenwände reichen. Das Projekt namens "Rehabilitation and Extension of Verdun 528" kam im Zeitraum zwischen Dezember 1999 und August 2000 zur Ausführung. Aus statischen Gründen war eine für alle Bauabschnitte einzuhaltende Begrenzung der relativen Vertikalbewegungen der bestehenden tragenden Wände und Stützen in der Ausschreibung festgelegt.

Hauptsächlich aus diesem Grund wurden vorgespannte Minipfähle System Bauer SVV zur vorübergehenden Abstützung und zur dauerhaften Gründung der tragenden Bauteile eingesetzt.

Die Hauptschwierigkeit des Projekts lag darin, dass die bestehenden Gebäudelasten in der Bauphase der Vorbelastung der Minipfähle und anschließendem Aushub wesentlich geringer waren als im Bauendzustand.

Für die Bemessung des Vorspannsystems und die Festlegung der Pfahlvorbelastung mussten alle maßgebenden Laststufen berücksichtigt werden, die beim Übergang vom vorübergehenden zum endgültigen Zustand auftreten konnten.

Die Übertragung der Wand- und Stützenlasten auf die Minipfähle wurde durch Einsatz der Bauer SVV Minipfahlköpfe bewerkstelligt, die in verschiedenen technischen Varianten zur Anwendung kamen.

Alle tragenden Bauteile wurden während der gesamten Bauabwicklung durch regelmäßige Niveaumessungen überwacht, wodurch die Einhaltung der vorgegebenen Bewegungsbegrenzungen kontrolliert und bestätigt werden konnte.

2. Einleitung

Das bestehende Wohnhaus mit sieben Stockwerken und einem Kellergeschoss war auf Einzelfundamenten in Sand gegründet.

Entsprechend des neuen Gebäudenutzungsplans sollte die Verdun/Beirut Zweigstelle der ABN AMRO Bank im Erdgeschoss und Büroeinheiten in den darüber liegenden Etagen untergebracht werden.

Zusätzlich zu dem bestehenden Untergeschoss waren ein vollflächiges Untergeschoss für Fahrzeugstellplätze und ein Teiluntergeschoss für technische Einrichtungen vorgesehen (Bild 1).

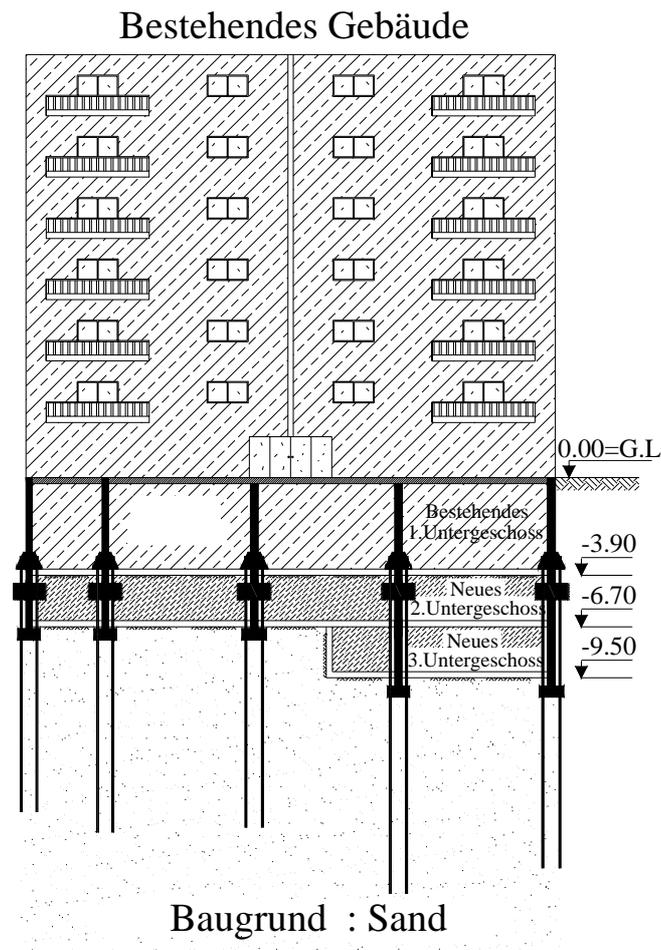


Bild 1: Querschnitt

Das mit der Baustatik beauftragte Beiruter Ingenieurbüro Rodolphe Mattar legte eine Begrenzung der relativen Vertikalbewegungen von 5 mm für die tragenden Wände und Stützen im bestehenden Untergeschoss fest, die für alle Bauphasen eingehalten werden musste. Mehrere, zum Teil international bekannte Spezialunternehmen hatten verschiedene auf Minipfählen basierte Lösungen angeboten. Der Auftrag wurde schließlich auf Festpreisbasis an Bauer Libanon erteilt.

3. Bauausführung

Der Bauablauf war in 4 Hauptabschnitte geteilt, wie in Bild 2 gezeigt:

- Phase A: Herstellung und Vorspannung der Minipfähle zur vorübergehenden Lastübernahme von den tragenden Stützen.
- Phase B: Aushub mit gleichzeitigem Abbruch der bestehenden Fundamente und Aussteifung der Minipfähle.
- Phase C: Einbau der neuen Fundamente mit Lastanschluss an die Minipfähle und Stützen mit Geschossplatten.
- Phase D: Entfernen der Bauteile, die nur zur vorübergehenden Lastaufnahme dienlich waren.

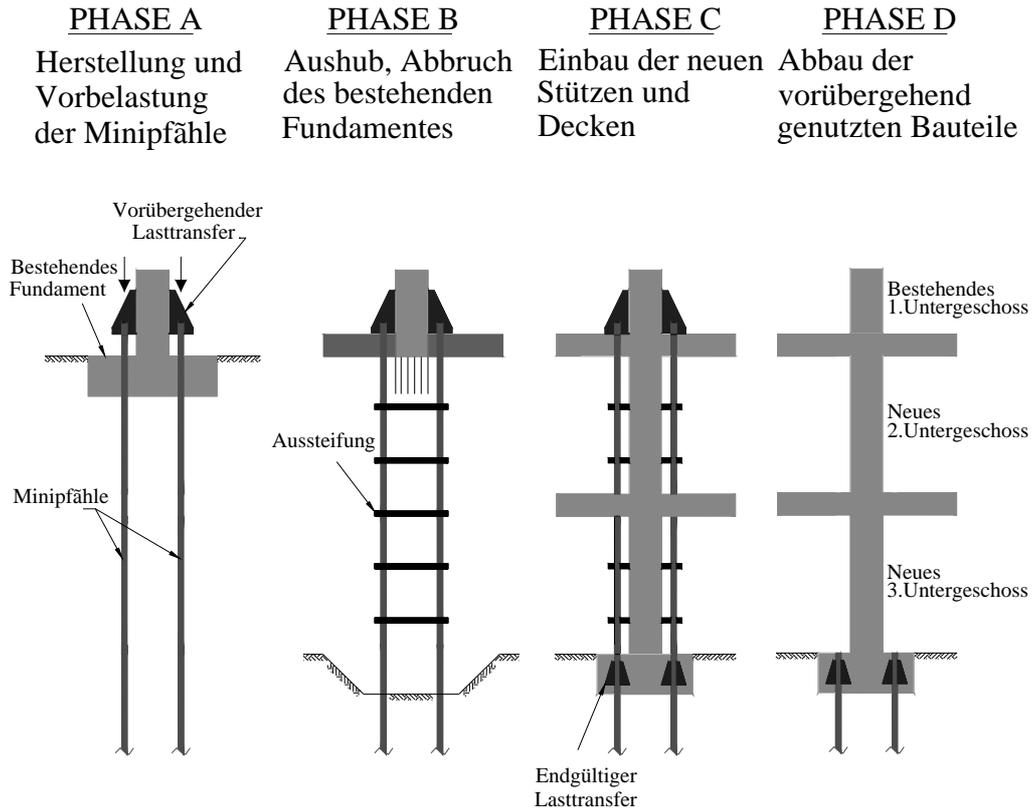


Bild 2: Bauablauf

Jeder der Hauptabschnitte des Bauablaufes war unterteilt in mehrere Bauschritte (Bild 3 und Bild 4).

- | | | | | | |
|---|---|--|---|--|--|
| SCHRITT 1:
Kernbohrung D=300 mm durch bestehendes Fundament | SCHRITT 2:
Minipfahlbohrung D=150 mm, mit Hohlbohrgestänge D=133 mm und abgeschlagener Bohrkronen, Aussenspülung mit Wasser | SCHRITT 3:
Einbau der Pfahlrohre in Einzellängen von 3.25 m mit Bitumenummantelung oberhalb der neuen Gründungsebene | SCHRITT 4:
Einpressung von Zementleim unter Druck von 10 bar durch das Pfahlrohr und Bohrgestängeausbau | SCHRITT 5:
Einbau der Geschossteckdecken zur seitlichen Abstützung | SCHRITT 6:
Anbau der Stahlkonsolen zur Einleitung der Last |
|---|---|--|---|--|--|

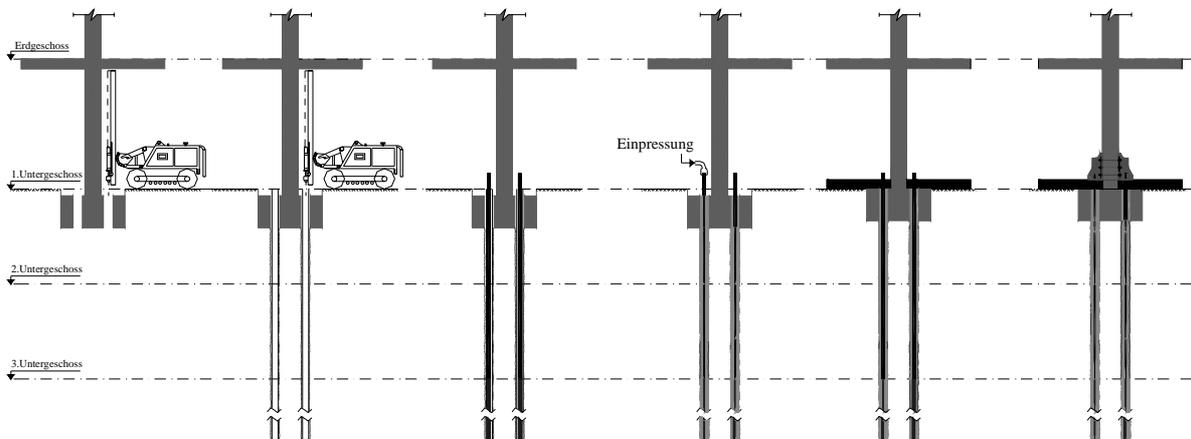


Bild 3: Detaillierte Herstellungsbeschreibung (I)

SCHRITT 7 :
Vorbelastung und
Vorspannung der
Minipfähle

SCHRITT 8 :
Lagenweiser Aushub
mit Aussteifung der
Minipfähle und Abbruch
der bestehenden
Fundamente

SCHRITT 9 :
Einbau der neuen
Fundamente mit
Anschluss an Minipfähle

SCHRITT 10 :
Einbau der neuen
Stützen und Decken

SCHRITT 11 :
Anschluss an bestehende
Stützen mit Mörtel -
verpresster Fuge

SCHRITT 12 :
Abbau der vorüber -
gehend genutzten
Bauteile

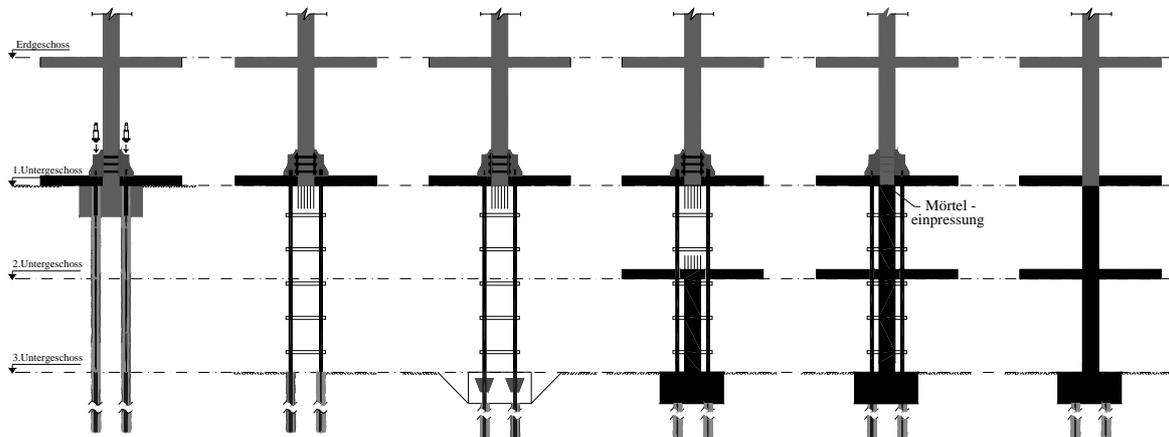


Bild 4: Detaillierte Herstellungsbeschreibung (II)

4. Tragfähigkeitsberechnung der Minipfähle

Die baustatischen Berechnungen der Umbaumaßnahme hatten zur Folge dass die Anzahl der tragenden Stützen von 35 auf 32 Stück reduziert wurde, davon wurden 2 in ihrer Lage verschoben.

Die bestehenden Einzelstützen- und Wandlasten hatten eine Bandbreite von 660 bis 3.850 kN und wurden in Folge der Umstrukturierung auf 690 bis 5.330 kN erhöht, wobei die Gesamtlast des Gebäudes von 59.300 kN auf 80.060 kN angehoben wurde.

Bei der Berechnung der Unterfangungsmaßnahme mussten zwei grundlegende Lastfälle berücksichtigt werden:

Vorübergehende Aufnahme der bestehenden Gebäudelasten während des Bauzustandes der neuen Untergeschosse.

Gründung der neuen Fundamente auf tiefergelegter Ebene unter Berücksichtigung der neuen Gebäudelasten.

Die zwei Lastfälle wurden durch ein und dasselbe Unterfangungssystem, jedoch unter Anwendung von getrennten Lastübertragungssystemen, aufgenommen.

Die bei der Überlagerung der beiden Lastfälle auftretenden Belastungsunterschiede der Pfähle waren bis zu 40 % bei gleichzeitiger Verlagerung des Lastschwerpunktes der Stützen von bis zu 25 cm.

Die Anordnung der Minipfähle im Grundriss wurde unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen festgelegt:

- Zugänglichkeit der Pfahlpositionen für die Bohrgeräte
- Stützenlasten und Belastbarkeit der Minipfähle
- Begrenzung der Vorbelastung durch das vorhandene Gegengewicht der Stütze

- Ausmittigkeiten von Stützenlast und Unterfangung sowohl für den vorübergehenden als auch für den dauerhaften Belastungszustand
- Lastübertragung durch paarweise Vorspannung der Minipfähle in symmetrischer Anordnung zum Lastmittelpunkt

Unter Berücksichtigung sowohl dieser Bedingungen als auch der verfügbaren Bohrwerkzeuge und Pfahlrohre wurden zwei Minipfahltypen gewählt:

Typ 1: Durchmesser 150 mm mit doppeltem Rohr und zulässiger Tragfähigkeit von 680 kN

Typ 2: Durchmesser 150 mm mit einfachem Rohr und zulässiger Tragfähigkeit von 310 kN

Im Hinblick auf das bekannterweise sehr begrenzte Projektbudget stellte sich bei der Ausarbeitung des Pauschalangebotes das Problem der realistischen Annahme der äußeren Pfahltragfähigkeit ohne örtlich vorhandene Erfahrungswerte.

Die in der Ausschreibung vorhandenen Angaben bezüglich des Baugrundes waren wie folgt:

Sand, schluffig, rotbraun, dicht bis sehr dicht gelagert, SPT N von 35 bis 60, Sieblinie mit 10 bis 20 % Feinkornanteil < 0.1 mm.

Basierend auf den allgemeinen Empfehlungen der Normen in Europa dürfen im Fall von nicht vorhandener Pfahlprobelastung Mantelreibungsgrenzwerte für Minipfähle in Sand von z.B. 150 kN/m² nach DIN 1128, bzw. 200 kN/m² nach französischer Norm DTU 13.2 angenommen werden.

Eine vergleichende Studie von Muhra (1997) hat gezeigt, dass andere Normen in Europa ähnliche Empfehlungen enthalten.

Stocker (1980) hat Pfahltestergebnisse veröffentlicht, die für Minipfähle mit Durchmesser 135 mm, gebohrt mit Wasserspülung in schluffigem, kiesigem Sand mit SPT N von 30 bis 60, eine Bruchmantelreibung von mehr als 400 kN/m² bestätigten.

Gesammelte Ergebnisse von Minipfahlbelastungstests, die von Bauer in ähnlichem Baugrund auf verschiedenen Baustellen in Deutschland durchgeführt wurden, bestätigen die Angaben von Dr. Stocker.

Folglich wurde eine Grenzmantelreibung von 400 kN/m² für die Bemessung und Massenermittlung der Minipfähle mit Durchmesser 150 mm angenommen.

Mit einem Sicherheitsbeiwert von 2 ergaben sich tragende Pfahllängen von 7,2 m für Typ 1 und 3,3 m (gewählt 5 m) für Typ 2, was von Seiten des Prüfstatikers deutliche Kritik der scheinbar zu kurzen Pfahllängen hervorrief.

Das von Bauer erstellte Angebot wurde schließlich angenommen, unter Zusicherung von zwei Pfahlprobelastungen, die vor Baubeginn zur Bestätigung der angenommenen Pfahlmantelreibung durchgeführt werden sollten.

Diese Tests wurden anhand von zwei Probepfählen vollzogen, mit Pfahlschaftlängen von 12 m bzw. 9 m, die in den oberen 8 m bzw. 5 m mit Bitumenband umwickelt waren und somit beide eine tragende Pfahllänge von 4 m hatten.

Brucherscheinungen traten bei Belastungen von 800 bzw. 900 kN auf, was einer Bruchmantelreibung von 425 bzw. 468 kN/m² entsprach, und somit war die Annahme bestätigt.

Bei Erreichen der Grenzlast von 400 kN/m² wurden Setzungen von 12 bis 14 mm gemessen.

5. Herstellung der Minipfähle

Zwei Bohrgeräte Typ Hütte 200 TF kamen zum Einsatz, mit einer Masthöhe von 3,7 m angetrieben durch 110 KVA Generatoren, die außerhalb des Gebäudes stationiert waren.

Zunächst wurde an jeder Pfahlposition eine Öffnung von 30 cm Durchmesser mittels Kernbohrung in den 50 bis 90 cm dicken Fundamenten geschaffen.

Der Durchmesser der Pfahlbohrungen war 150 mm, erzeugt durch Bohren mit Hohlgestänge Durchmesser 133 mm mit abgeschlagener Bohrkronen im Außenspülverfahren.

Die Pfahlbewehrung bestand aus gezogenen Stahlrohren mit Außen/Innendurchmesser von 89/74 mm bzw. 73/60 mm, Stahlgüte 400 Mpa (Streckgrenze), mit präzisionsgesägten Enden.

Das kleinere Rohr wurde in das größere Rohr eingeschoben, und diente damit als Rohrverbinder und inneres Bewehrungsrohr für Minipfahl Typ 1 bzw. ausschließlich als Rohrverbinder für Minipfahl Typ 2 (Bild 5, Pfahlbewehrungsrohr).

Das innere Rohr war perforiert, um das Eindringen von Zementleim in den Ringraum zwischen Innen- und Außenrohr zu erleichtern.

Aufgrund der begrenzten Arbeitsraumhöhe wurde die Pfahlbewehrung in Einzelstücklängen von 3,25 m angeliefert und eingebaut, d.h. 3 m Außenrohr mit um 25 cm vorgeschobenem Innenrohr.

Bei Minipfahl Typ 1 war die Vorschublänge des Innenrohres etwas größer als die Aufnahme­länge des Außenrohrgegenstücks, um eine Lücke von 5 mm an den Stoßstellen des Außenrohrs zu belassen, die sicherstellen sollte, dass das Innenrohr lückenfrei gestoßen war.

Die Stoßstellen des Außenrohrs wurden beim Einbau geschweißt (Bild 5, Anschlussdetail).

Ein Abstandshaltersystem bestehend aus PVC Federkörben wurde verwendet, um das Pfahlrohr mittig zu halten und somit eine Zementleim-Stahldeckung von ca. 30 mm zu gewährleisten (Bild 5, Abstandhalter).

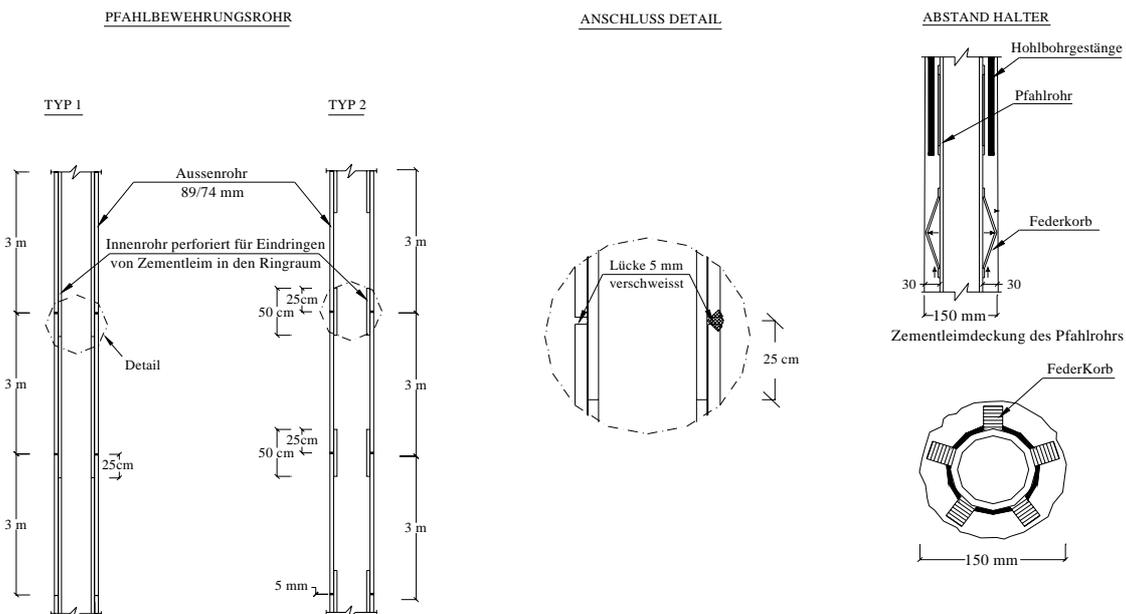


Bild 5: Pfahlbewehrung

Zur Ausschaltung der Mantelreibung in der freien Rohrlänge zwischen Minipfahlkopf und neuer Gründungsebene wurde das Pfahlrohr mit einer doppellagigen, 2 mm starken Bitumenmembrane umwickelt.

Die Minipfähle wurden "betoniert", indem zunächst das Pfahlrohr über ein Plastikröhrchen, das bis zum Pfahlfuß reichte, mit Zementleim verfüllt wurde und anschließend über einen Druckschlauch, der am Pfahlkopf an das Pfahlrohr angeschlossen wurde, mit Zementleim verpresst wurde.

Der Zementleim wurde dabei unter 10 bar Druck injiziert, um sicherzustellen, dass er außerhalb des Pfahlrohrs während des Zurückziehens der Bohrgestänge in der Pfahlbohrung nach oben steigen konnte.

Der Zementleim wurde mit "Ordinary Portland Cement OPC Type 1", und einem Wasser-/Zementwert von 0,45 angemacht.

6. Lasttransfer

Die Übertragung (Transfer) der Last von Stütze zu Minipfählen musste vor Aushubbeginn vollzogen werden, um die Unterfangungswirkung der Minipfähle unter Vorwegnahme aller Bewegungen von Pfahl und Baugrund zu aktivieren, solange das Gebäude noch auf seinen bestehenden Fundamenten ruhte.

Diese Bewegungen wären sonst beim Aushub unter den bestehenden Fundamenten aufgetreten und hätten damit die Gebäudestabilität stark beeinträchtigt.

Der Lasttransfer wurde über Vorbelastung der Minipfähle mittels Hydraulikpressen und die Festlegung der Vorspannung mittels mechanischer Vorrichtungen auf Grundlage des patentierten Pfahlkopf- und Vorspannsystems von Bauer durchgeführt.

Der Anschluss vom Pfahlkopf an die Stütze wurde in 3 Systemvarianten ausgeführt, angewandt entsprechend verschiedener Randbedingungen (Bild 6)

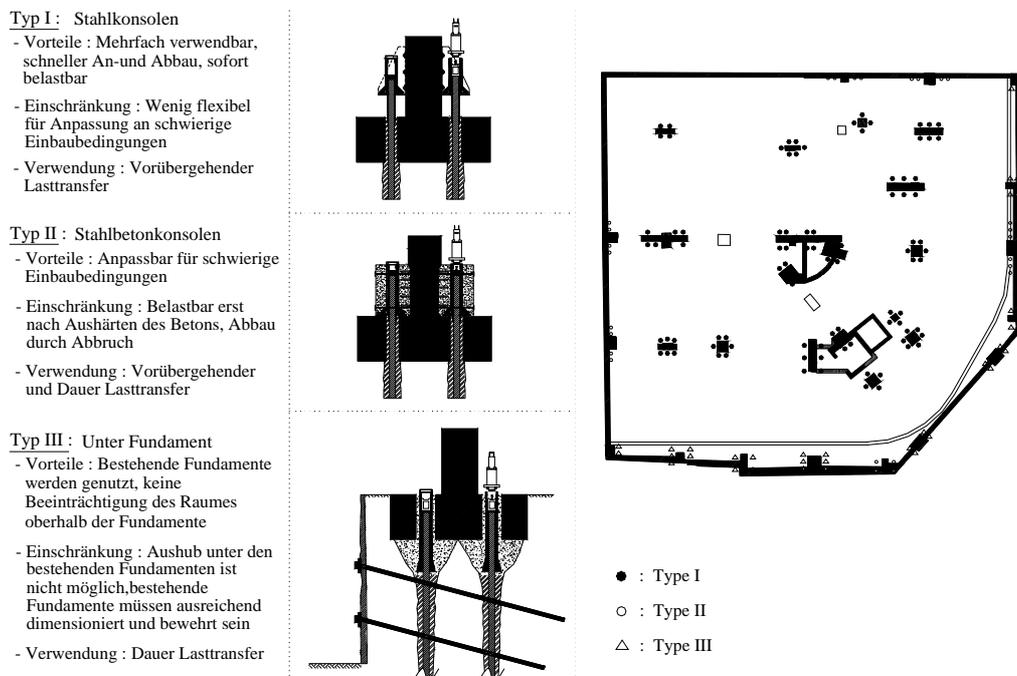


Bild 6: Last-Transfersystem

Nach Abschluss der Aushubarbeiten wurden die neuen, tiefergelegten Stützenfundamente mittels in die Fundamente eingebetteter angeschweißter Stahlkreisplatten an die Minipfähle angebunden, um die dauerhafte Lasteintragung sicherzustellen.

Der kraftschlüssige Anschluss der Stützen in den neuen Untergeschossen an die vorübergehend abgefangenen bestehenden Stützen wurde durch Einpressen von schwindfreiem Mörtel in die Anschlussfugen hergestellt.

Nach dem Aushärten dieser Einpressung konnten die Pfahlköpfe entspannt und zusammen mit allen Bauteilen der Unterfangung, die sich oberhalb der neuen Fundamente befanden, abgebaut werden.

7. Vorbelastung und Verformungen

Die Pfahlbelastungen zur Abnahmeprüfung und zur Vorspannung wurden in einem synchronisierten Vorgang auf Pfahlpaare aufgebracht, die zum Lastmittelpunkt symmetrisch angeordnet waren.

Dabei wurden planmäßig bis zu 90 % der bestehenden Stützenlast als Gegengewicht aktiviert.

Durch begleitende Hebungsbeobachtungen wurde die Einhaltung der Lastgrenzen sichergestellt.

Zur Abnahmeprüfung wurde die endgültige Gebrauchslast generell mit Faktor 1,5 beaufschlagt, was jedoch aufgrund der Unterschiede zwischen bestehenden und neuen Stützenlasten nicht immer möglich war.

Unter voller Prüflast wurden Gesamtpfahlsetzungen von bis zu 22 mm, und bleibende Setzungen von 5 bis 9 mm gemessen.

Nachdem alle zu einer Stütze gehörigen Minipfähle paarweise zur Abnahme belastet und wieder entlastet waren, wurde die Vorspannung paarweise in synchronisiertem Ablauf aufgebracht und festgelegt.

Die Vorspannlasten ergaben sich durch Division von 90 % der vorhandenen Stützenlast durch die entsprechende Anzahl der Minipfähle. Obwohl die Vorspannlasten folglich geringer waren als die endgültigen Gebrauchslasten, lag das Minimum bei 50 % und der Durchschnitt deutlich darüber.

Die Setzungen, die für die bestehenden Stützen nach Vorspannung der Minipfähle zu erwarten waren, konnten auf Grundlage von Ergebnissen der Abnahmeprüfung abgeschätzt werden. Dies geschah unter der Annahme, dass bleibende Setzungen ausgeschlossen waren und nur noch weniger als die Hälfte der auf die Einbindelänge der Minipfähle bezogenen elastischen Setzungen auftreten konnten.

Die so geschätzten Stützenseetzungen beliefen sich auf 3 mm für die Aushubphase und auf 5 mm für den endgültigen Lastzustand.

Messungen während des Aushubs und nach Abschluss der Ausbauarbeiten ergaben Stützenseetzungen zwischen 0 und 7 mm. Die relativen Setzungsunterschiede benachbarter Stützen waren kleiner als 4 mm.

8. Zusammenfassung

Ein bestehendes Gebäude in Beirut/Libanon wurde unter Einsatz von vorgespannten Minipfählen Typ Bauer SVV unterfangen, um den Einbau von zusätzlichen Untergeschossen zu ermöglichen.

Die Bauarbeiten für die neuen zwei Untergeschosse wurden in vier Hauptphasen abgewickelt:

- A. Herstellung und Vorspannung der Minipfähle mit Vorrichtungen für Lasttransfer
- B. Aushub
- C. Einbau der neuen Untergeschosse
- D. Ablassen der Vorspannung und Abbau der vorübergehend genutzten Bauteile

Für die Bemessung der Minipfähle wurde ein Mantelreibungsgrenzwert von 400 kN/m² angenommen und durch Probelastungen bestätigt.

Die Minipfähle Durchmesser 150 mm wurden als Rohrpfähle ausgeführt und mit Zementleim verpresst.

Der Lasttransfer zwischen den tragenden Stützen und Minipfählen wurde unter Einsatz der Bauer SVV Minipfahlköpfe mit 3 Varianten von kraftschlüssigen Anschlusssystemen vollzogen.

Die Minipfähle wurden im Prinzip bis zu 150 % ihrer planmäßigen Gebrauchslast getestet und anschließend auf mindestens 50 % der Gebrauchslast vorgespannt, um Setzungen der tragenden bestehenden Bauteile soweit möglich zu vermeiden.

Baubegleitende Messungen zeigten Gesamtsetzungen von einzelnen tragenden Stützen von bis zu 7 mm, wobei die unterschiedliche Setzungen von benachbarten Stützen nicht größer waren als 4 mm.

9. Literatur

- [1] Muhra, H., (1997): Micropiles in Northern and Middle Europe, Tampere University of Technology, Geotechnical Laboratory. Publication 39
- [2] Stocker, M., (1980): Sonderdruck aus dem Vortragsband - Baugrundtagung in Mainz, 1980. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Essen. Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Pfähle. Schrobenthausen

Unterfangung und Sicherung eines Brückenpfeilers zum Ausbau eines Schifffahrtsweges

Dr.- Ing. W. Sondermann
Keller Grundbau GmbH, Offenbach

1. Zusammenfassung

Der Neubau einer Schleuse in Berlin erfordert die Unterfangung und Sicherung eines Brückenpfeilers. Die Unterfangung ist mittels Feinstbindemittel-Injektionen herzustellen, die Sicherung gegen unverträgliche Setzungen erfolgt durch Soilfrac®-Injektionen. Im Rahmen eines Großversuches wird vorab die Eignung der Feinstbindemittel-Injektionen nachgewiesen. Erkenntnisse über die Eindringfähigkeit der FBM-Suspensionen, die Notwendigkeit eines Filtrationszuschlages und die Druckfestigkeit der Injektionskubatur werden gewonnen. Innerhalb von zwei Jahren werden unter dem Pfeilerfundamt ca. 13 km Manschettenrohr eingebaut, und 3.200 m³ Boden verfestigt sowie begleitende Hebungsinjektionen ausgeführt. Alle Arbeiten erfolgen im Sinne der Beobachtungsmethode. Die Bewegungen des Pfeilerfundamentes werden mit einem automatisierten geodätischen Messsystem überwacht. Maximal zulässige Verformungsbeträge im Bereich weniger Millimeter stellen hohe Anforderungen an Mensch und Technik und konnten im Rahmen des gesamten Arbeitsablaufes eingehalten werden.

2. Aufgabenstellung

Der Ausbau der Wasserstraßen-Verbindung Hannover-Magdeburg-Berlin ist eines der siebzehn "Verkehrsprojekte Deutsche Einheit", die nach der deutschen Wiedervereinigung in Angriff genommen wurden. Im Rahmen dieses Infrastruktur-Projektes wurde im Berliner Stadtteil Charlottenburg der Neubau einer Schleuse im Fluslauf der Spree erforderlich.

Der Neubau unterquert die zur Berliner Stadtautobahn (A100) gehörende Rudolf-Wissell-Brücke. Täglich wird diese Brücke von ca. 400.000 Fahrzeugen befahren. Sie ist der wichtigste Zubringer nach Berlin aus nördlicher Richtung.

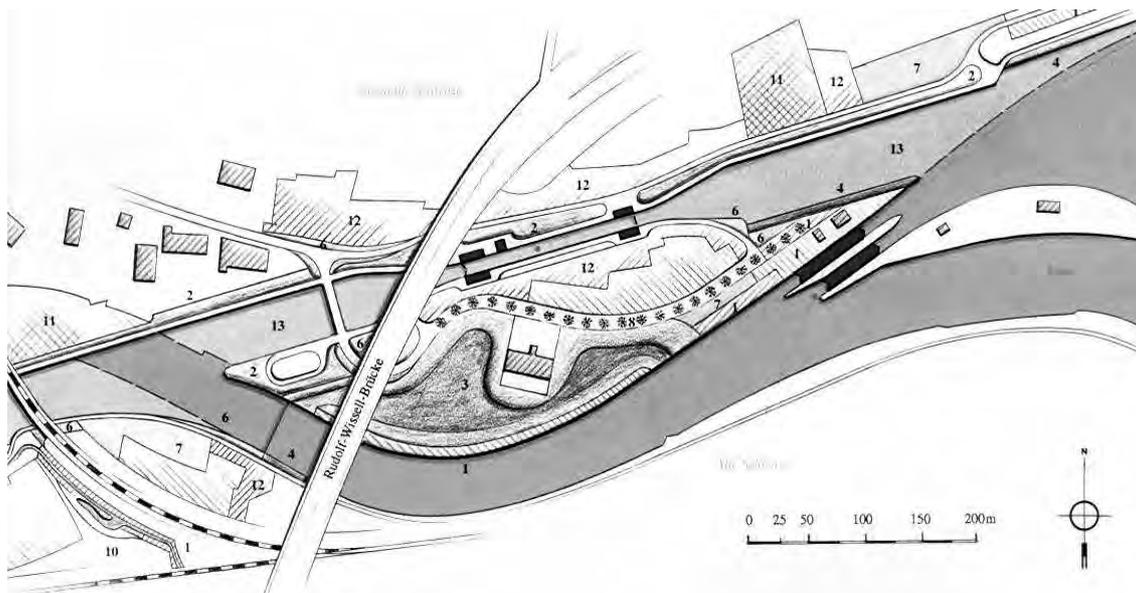


Bild 1: Neubau Schleuse Charlottenburg [1]

Der Einfahrtsbereich des unteren Schleusen-Vorhafens kreuzt die Rudolf-Wissell-Brücke unter einem Winkel von ca. 45° und liegt im Grundriss zwischen den Pfeilern 10 (südliches Ufer) und 11 (nördliches Ufer).

3. Randbedingungen

Die Rudolf-Wissell-Brücke wurde in den Jahren 1958-61 in Spannbeton-Bauweise errichtet. Sie besteht aus mehreren aneinander gereihten Zweifeld-Rahmen. Pfeiler Nr. 11 ist die Mittelstütze des letzten Rahmens. Als einziger aller zwölf Brückenpfeiler ist Pfeiler 11 auf einer 20 m x 12 m großen und 3 m starken Fundamentplatte flach gegründet. Alle anderen Pfeiler sind hingegen auf Großbohrpfählen tief gegründet.

Das Fundament des Pfeilers 11 grenzt unmittelbar an den unteren Vorhafen und das Unterhaupt der künftigen Schleuse; der Verbau wird mittels verankerter Bohrpfehl- und Spundwände erfolgen.

Im Bereich des Fundamentes stehen weitgehend Mittelsande mit unterschiedlichen Feinsand- und Kiesanteilen an. Der Feinsandanteil beträgt im Mittel ca. 20-30%. Schlammkornanteile finden sich dagegen nur sehr vereinzelt.

Die für den Pfeiler 11 im Rahmen des Baus durchgeführten Standsicherheitsnachweise berücksichtigten den Lastfall Stützensenkung nicht. Wegen zahlreicher Vorschäden und um die Gebrauchstauglichkeit zu erhöhen, wurde die Brücke bereits mehrfach saniert. Gegenwärtig ist sie in einem schadensfreien und sicheren Zustand.

Das hohe Sicherheits-Bedürfnis für dieses wichtige Bauwerk und die Ergebnisse neuer Standsicherheits-Berechnungen führten zur Festlegung der folgenden maximal zulässigen Verformungen am Fundament des Pfeilers 11 für die gesamte Bauphase:

- $\pm 7,5$ mm gleichmäßige Setzung / Hebung,
- $\pm 2,1$ mm ungleichmäßige Setzung / Hebung,
- $\pm 3,8$ mm Horizontalbewegung.

Dieser Umstand machte für Pfeiler 11 eine bis 10,00 m unter GOK reichende Unterfangung, sowie zusätzliche Sicherungs-Maßnahmen erforderlich.



Bild 2: Rudolf-Wissell-Brücke, Pfeiler 11

4. Planung und Auftrag

Die Planungen des Wasserstraßen-Neubauamtes sahen für die Pfeilersicherung die Herstellung einer Unterfangung mittels Feinstbindemittel-Injektionen vor. Bereits im Verlaufe des Vergabeverfahrens wurde jedoch deutlich, dass die Einhaltung der maximal zulässigen Verformungen während der Herstellung des Injektionskörpers sowie der späteren Verbau- und Aushubarbeiten neben dem Pfeiler 11 nicht ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen möglich wäre. Um Setzungen und Schiefstellung des Fundamentes während des gesamten Bauablaufes stoppen bzw. rückstellen zu können, wurden daher zusätzlich Soilfrac®-Injektionen unterhalb der Feinstbindemittel-Injektionen vorgesehen.

Damit ergab sich nachfolgender Arbeits- und Bauablauf:

- Probefeld als Eignungsnachweis für Feinstbindemittel-Injektionen.
- Berechnungen zum Nachweis der äußeren und inneren Standsicherheit der Unterfangung und zur Prognose der zu erwartenden Fundamentbewegungen.
- Aufstellen der Ausführungsplanung, des Messkonzeptes und eines Notfall-Maßnahmenplanes.
- Installation eines vollautomatischen Messsystems mit motorisiertem Tachymeter und motorisiertem Digitalnivellier zur Höhenüberwachung des Pfeilerfundamentes.
- Kampfmittelsondierung im Bereich des Pfeilerfundamentes durch Oberflächensondierung, Georadar und Sondierbohrungen mit anschließender Bergung von Verdachtsobjekten.
- Bohr- und Injektionsarbeiten nach dem Soilfrac®-Verfahren mit Vorspannung des Bodens bis zum Eintritt erster Hebungen. Während aller folgenden Bauzustände Ausführung weitere Soilfrac®-Injektionen im Bedarfsfall zum Stillsetzen und Rückstellen von Bauwerks-Bewegungen.
- Abbruch eines Sandfanges neben dem Fundament.
- Bohr- und Injektionsarbeiten zur Herstellung der Feinstbindemittel-Unterfangung.
- Einbringen der Spund- und Bohrpfahlwände.
- Verankerung der Verbauwände.
- Aushub im Bereich des Unterhauptes und des Vorhafens etc.

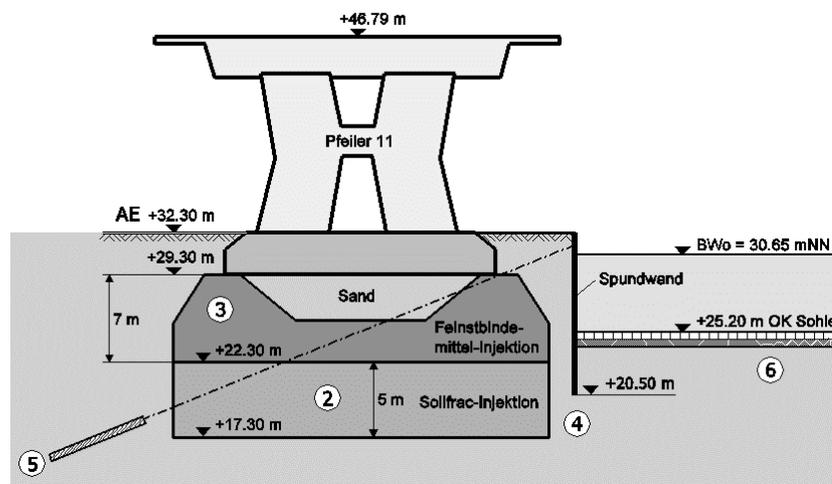


Bild 3: Pfeilersicherung

5. Eignungsnachweis, Probefeld

Grundlage für den Eignungsnachweis sowie die folgenden Injektionsarbeiten waren DIN 4093 „Einpressen in den Untergrund“ [2], das „vorläufige Merkblatt für Einpressarbeiten mit Feinstbindemitteln“ [3] sowie weitere Veröffentlichungen aus Wissenschaft und Forschung.

Die grundsätzliche Eignung der Feinstbindemittel Dyckerhoff Mikrodur R-U/E-plus (ultrafein, $d_{95} = 9,5 \mu\text{m}$) und R-X/E-plus (extrafein, $d_{95} = 6 \mu\text{m}$) wurde auf Grund ausreichender Anwendungsreife vorausgesetzt.

Der erste Teil der Eignungsprüfung umfasste die theoretische Beurteilung der Penetrationsfähigkeit des anhand verschiedener Injektionskriterien:

- Durchlässigkeit, k_f -Wert [4, 5],
- Grenzkörnungslinie, Feinsandanteil [6],
- Amerikanisches Kriterium $N = D_{15}/d_{85}$ [7],
- Porenengstellenverteilung $N_i = d_{0,P}/d_{100,Sus}$ [5].

Im zweiten Teil wurden sechs verschiedene Suspensionen hinsichtlich ihres Eindringverhaltens in den anstehenden Baugrund „in situ“ untersucht. Nach Einbau von zwanzig Manschettenrohren im Dreiecksraster (Kantenlänge 0,80 m bis 1,20 m) wurden eingefärbte FBM-Suspensionen mit Wasser-Bindemittelwerte zwischen $W/B = 3$ und $W/B = 5$ injiziert.

Die oberflächennahen Bereiche des Probefeldes konnten durch schichtenweise Freilegung, die tieferen Bereiche durch Kernbohrungen erkundet werden. Alle Ergebnisse wurden tabellarisch und grafisch dokumentiert.



Bild 4: Freilegung des FBM-Probefeldes

Wesentliche Erkenntnisse des Eignungsnachweises waren:

- Entsprechend den oben genannten Injektionskriterien ist der anstehende Baugrund weitgehend injektabel.
- Der anstehende Boden kann mit den verwendeten FBM-Suspensionen Poren füllend und ohne Rißbildung injiziert werden.

- Unabhängig von der verwendeten Suspension ist mit Fehlstellen zu rechnen, die jedoch für die Herstellung einer Unterfangung keinen Einfluß auf die Standsicherheit erwarten lassen.
- Um eine Poren füllende Injektion bis zur planmäßigen Injektionsreichweite sicherzustellen, ist gegenüber dem theoretisch erforderlichen Injektionsvolumen eine deutliche Suspensions-Mehrmenge vorzusehen. Grund hierfür ist das Filtrationsverhalten der FBM-Suspensionen.
- Wegen eines Absetzverhaltens der FBM-Suspensionen (auch innerhalb einer Kornmatrix) sind im oberen Bereich einer Injektionskubatur Mehrfach-Verpressungen erforderlich.
- Die anhand von Kernproben ermittelten Werte der einaxialen Druckfestigkeit liegen zwischen 0,7 N/mm² und 3,0 N/mm².

Die rheologischen Eigenschaften der Suspensionen, die Druck- und Mengenverläufe während der Injektion sowie die Festigkeitsentwicklung unterlagen einer permanenten Kontrollprüfung.

Insgesamt konnte mit Erfolg gezeigt werden, dass unter den gegebenen Randbedingungen und mit den gewählten Materialien und Arbeitsparametern ein Unterfangungskörper durch Feinstbindemittel-Injektionen hergestellt werden kann. Die Ergebnisse des Versuches bildeten die Grundlage für die abschließende Ausführungsplanung.

6. Beobachtungsmethode, Messsystem

Das Meßkonzept der AN beruhte auf einer berührungslosen, optischen Punktmessung der vier Fundamentecken. Ausgehend von einem starren Verhalten der Fundamentplatte konnten somit die Bewegungen des Pfeilerfundamentes in allen Richtungen gemessen werden.

Als Messgeräte kamen ein motorisiertes Tachymeter (Leica TCA 2003) und ein motorisiertes Digitalnivelliergerät (Zeiss DiNi 11 T) zum Einsatz. Die Prismen und Messlatten wurden an massiven Pfeilern (Stahlrohre, Sand gefüllt) auf den Fundamentecken montiert. Alle 20 Minuten wurden automatisch eine Messung ausgelöst und die Daten aufgezeichnet. Die in der Messzentrale erfassten Rohdaten wurden mit einer Software mathematisch aufbereitet und visualisiert.

Ein ausführlicher Maßnahmenplan wurde im Zusammenhang mit der Arbeitsanweisung erarbeitet. Er definierte die möglichen Alarmzustände, die Soilfrac[®]-Injektionen zum Stoppen bzw. Rückstellen eingetretener Setzungen erforderlich machten und regelte Abläufe und Zuständigkeiten für diese Alarmzustände.

7. Bohr- und Injektionsarbeiten für die Pfeilersicherung

Bohr- und Injektionsarbeiten erfolgten – je nach beobachtetem Verformungszustand – im Phasenweisen Wechsel.

Bohrarbeiten:

Sämtliche Bohrungen (sowohl für Soilfrac[®]-, wie für FBM-Injektionen) wurden von der Geländeoberfläche aus abgeteuft, die Anordnung erfolgte in Form von nebeneinander liegenden, vertikalen Fächern. Die vom Bauherrn betriebenen horizontalen und vertikalen Extensometer, eine Grundwasser-Messstelle und der künftige Verlauf der Bohrpfahl- und Spundwände bildeten maßgebliche Zwangspunkte in der Anordnung der Bohrungen.

Die 2“-Stahlmanschettenrohre für die Soilfrac®-Injektionen wurden im Spülbohrverfahren, ohne Verrohrung, unter Verwendung einer Zement-Bentonit-Spülung eingebaut, die 1“-PVC-Manschettenrohre für die FBM-Injektionen hingegen im Überlagerungsbohrverfahren.

In 210 geneigte Bohrungen für die Soilfrac®-Injektionen wurden insgesamt 3.700 m Manschettenrohr mit Einzellängen bis zu 22 m eingebaut. Für die FBM-Injektionen wurden 710 geneigte Bohrungen über insgesamt 9.500 m erforderlich.



Bild 5: Grundriss und Schnitt Probefeld

Soilfrac®-Injektionen:

Das Soilfrac-Verfahren unterscheidet sich wesentlich von der klassischen Injektionstechnik, wie sie bisher in DIN 4093 geregelt war. Charakteristisches Merkmal dieses Verfahrens ist, dass durch den hydraulischen Druck der eingepressten Bindemittel-Suspension Klüfte (sog. „fracs“) aufgerissen und verfüllt werden. Das natürliche Bodengefüge wird dabei gestört. Gemäß der neuen DIN EN 12715 „Injektionen“ [8] ist das Verfahren als Verdrängungsinjektion mit hydraulischer Rissbildung einzustufen.

Durch gezielte Mehrfachinjektion bildet sich (wenn jeweils das Abbinden der Suspension abgewartet wird) ein räumliches Feststoffskelett im Boden aus. Eine Verdichtung zunächst in horizontaler Richtung ist die Folge. Sobald die horizontalen den vertikalen Spannungen entsprechen, kann durch fortgesetzte Injektion eine gezielte Hebung hervorgerufen werden.

Soilfrac®-Injektionen bedingen eine ständige Überwachung und Korrelation der Arbeitsparameter Druck, Menge und Hebung. Hierfür ist eine entsprechende Software-Unterstützung unabdingbar.

Ca. 2.200 Ventile standen für die Injektionen zur Verfügung. Aufgrund einer bisher nicht erklärbaren, zwischen Ost- und Westseite sehr unterschiedlichen Bodenreaktion mussten die Injektionen lange Zeit auf die westliche Seite des Fundamentes konzentriert werden. Defekte an Ventilen in diesem Bereich und die Notwendigkeit von 5 Zusatzbohrungen waren die Folge.

Hatten die ersten Soilfrac[®]-Injektionen zur Vorspannung des Bodens bereits sehr bald zu ersten Hebungen geführt, so waren nach den später folgenden Bohrungen für die FBM-Injektionen und den dabei auftretenden Setzungen im weiteren Verlauf des Projektes wiederum Vorinjektionen von erheblichem Umfang erforderlich.

Feinstbindemittel-Injektionen:

Abgesehen vom Bindemittel stellen die FBM-Injektionen eine Injektionstechnik im klassischen Sinne dar. Charakteristisches Merkmal dieses Verfahrens ist, dass die Bindemittelsuspension über hydraulischen Druck in die Poren des anstehenden Bodens gepresst wird. Das natürliche Bodengefüge bleibt dabei vollkommen erhalten, die Suspension ersetzt lediglich das zuvor enthaltene Grundwasser. Durch den Einsatz ultrafein gemahlener Zemente können auch noch Böden mit einem erheblichen Feinsandanteil behandelt werden.

Die FBM-Injektionen erfolgten über ca. 13.000 Ventile. Jedes Ventil wurde dabei grundsätzlich nur einmal beaufschlagt. Eine wiederholte Beaufschlagung ist lediglich am Anschluss Fundament/Unterfangung vorgesehen um den im Probefeld beobachteten Absetz-Erscheinungen entgegenzuwirken und einen kraftschlüssigen Verbund sicherzustellen. Durch Kernbohrungen konnte der Injektionserfolg nachgewiesen und die Einhaltung der erforderlichen Festigkeit überprüft werden.

8. Literatur

- [1] Bundesministerium f. Verkehr: Projekt 17. Drucksache 1997
- [2] DIN 4093 Einpressen in den Untergrund. 1987
- [3] Schubert, A. et al.: Vorläufiges Merkblatt für Einpressarbeiten in Lockergestein. Bautechnik, 70 (1993) 9, 550-560
- [4] Nonveiller, E.: Grouting, Theory and Practice. Amsterdam: Elsevier 1989
- [5] Schulze, B.: Injektionssohlen. Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Zuverlässigkeit. Karlsruhe: Universität Fredericiana 1992
- [6] Tausch, N.: Eignungsuntersuchungen von Feinstbindemittelinjektionen in Lockergestein. In: Injektionen mit Feinstbindemittel in der Geotechnik. Esslingen: Technische Akademie Esslingen, 1994
- [7] Teichert, H.-D.; Perbix, W.: Feinstbindemittel für Injektionen in Lockergestein. In: Festschrift aus Anlass des 60. Geburtstag von Prof. Dr. Ing. H. Müller-Kirchenbauer. Berlin: Technische Universität Berlin 1994
- [8] DIN EN 12715 Injektionen. 2000

Die Abfangung des denkmalgeschützten Bahrmühlenviadukts

Dipl.-Ing. T. Brand
Ed. Züblin AG, TBT-Berlin

1. Einleitung

Die Bundesautobahn A4 ist eine der bedeutendsten Ost-West-Verbindungen im deutschen und europäischen Fernstraßennetz. Um den weiter zunehmenden Verkehr in Zukunft aufnehmen zu können, erfolgt zwischen Eisenach und Görlitz ein 6-spuriger Ausbau der A4 im Rahmen der Verkehrsprojekte Deutsche Einheit (VDE Nr. 15). Bauherr ist die Bundesrepublik Deutschland. Die Auftragsverwaltung mit der Entwurfsplanung liegt bei den Ländern, vertreten durch die DEGES.

Bei Chemnitz verläuft die A4 im Taleinschnitt des Bahrebachs und unterquert das denkmalgeschützte Bahrmühlenviadukt mit der Bahnstrecke Chemnitz – Leipzig. Das 1872 erbaute Bahrmühlenviadukt ist ein massives Spandrillen-Bogenbauwerk, bestehend aus 15 Bögen mit Öffnungsweiten von 5 bis 18 m und einer Gesamtbauwerkslänge von ca. 230 m. Im Talbereich liegt die Oberkante des Eisenbahnviaduktes etwa bei 26 m über Gelände (Bild 1).



Bild 1: Übersicht Bahrmühlenviadukt und vorhandene A4 vor der Erweiterung

Um den neuen Autobahnquerschnitt ebenfalls durch die Bogenöffnungen führen zu können, müssen drei Viadukt Pfeiler temporär abgefangen und durch ein rahmenartiges Abfangebauwerk ersetzt werden. Von den bis dato durchgeführten Abfangungsarbeiten soll nachfolgend berichtet werden. Hierbei wird im besonderen auf den Bauablauf und die Herstellung der Gründung und des Abfangebauwerks eingegangen.

2. Aufgabenstellung

Zur Herstellung des Abfangebauwerks wurden vom Bauherrn folgende Punkte gefordert:

- Abschnittsweise/r Herstellung der Abfangung und Abbruch der Pfeiler
- Einsatz eines erschütterungsarmen Abbruchverfahren
- keine Unterbrechung des laufenden Bahnbetriebs und Autobahnverkehrs während der gesamten Abfangungsmaßnahmen
- Begrenzung der Setzungen der Abfangeebene auf maximal 3 mm
- ständige messtechnische Überwachung der Viaduktverformungen mit einer 1/10 mm Genauigkeit
- Einsatz einer rechnergesteuerten Pressenanlage zum Ausgleich baubedingter Setzungen und Verkippungen

Die Abmessungen und Vertikallasten der abzufangenden Pfeiler zeigt die folgende Tabelle.

Pfeiler-Achse	Pfeilerbreite im Mittel	Pfeilerlänge im Mittel	Fläche	Maximale Vertikallasten
70 / 80	3,8 m	8,5 m	32,3 m ²	30 MN
90	5,8 m	9,8 m	56,8 m ²	42 MN

Tabelle 1: Abmessungen und Vertikallasten der Pfeiler

3. Sondervorschlag

Durch einen Sondervorschlag, der eine Optimierung der Abfangekonstruktion, eine günstigere Verkehrsführung und eine Verkürzung der Bauzeit beinhaltet, erhielt die Ed. Züblin AG, NL Chemnitz (vormals Züblin Sachsen GmbH) den Zuschlag zur Planung und Ausführung dieser außergewöhnlichen Baumaßnahme.

Der Sondervorschlag von Züblin sah vor, bereits in der Verkehrsphase 1, während die A4 über die Südumfahrung zwischen den Pfeiler 80 bis 100 geführt wird, die Pfeiler 70 und 80 abzufangen und das halbe Abfangebauwerk in drei Abschnitten herzustellen. Bei der Herstellung des Feldes 1 und 2 sollten nur zwei schmale Pfeilersegmente unterhalb der Abfangeebene abgebrochen werden. Dann erfolgt der sogenannte Lückenschluss (Feld 3a und 3b) mit dem Abbruch des Pfeilerrestquerschnitts und der Herstellung des Abfangebauwerks zwischen den bereits vorhandenen Abschnitten (Bild 2).

Nach dem Streckenausbau werden in der Verkehrsphase 2 beide Richtungsfahrbahnen nach Norden innerhalb die bereits hergestellte Hälfte des Abfangebauwerks verlegt. Die Abfangung des Pfeiler 90 und die abschnittsweise Herstellung der zweiten Hälfte des Abfangebauwerks (Feld 4,5 und 6) erfolgt wie für die Verkehrsphase 1 beschrieben (Bild 3).

In der Verkehrsphase 3 ist das Abfangebauwerk fertiggestellt, so dass der Verkehr mit jeweils 3 Spuren und Standspur auf dem erweiterten Querschnitt fließen kann (Bild 4).

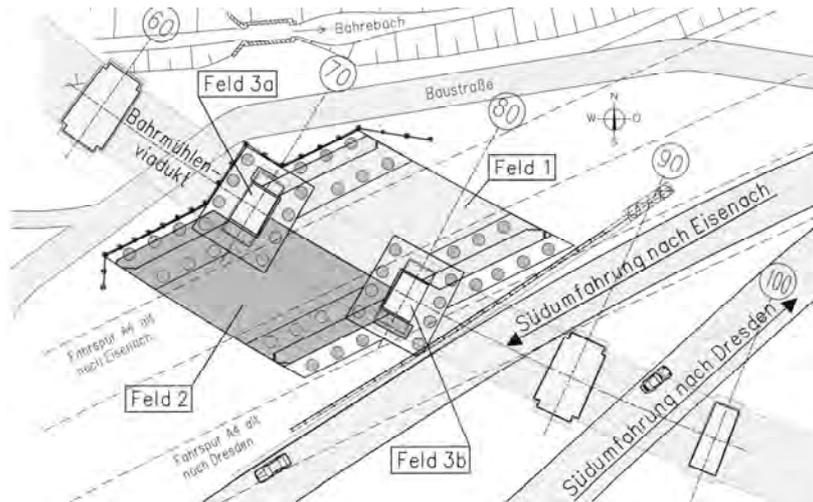


Bild 2: Verkehrsphase 1, Herstellung Abfangebauwerk Feld 1, 2, 3a und 3b

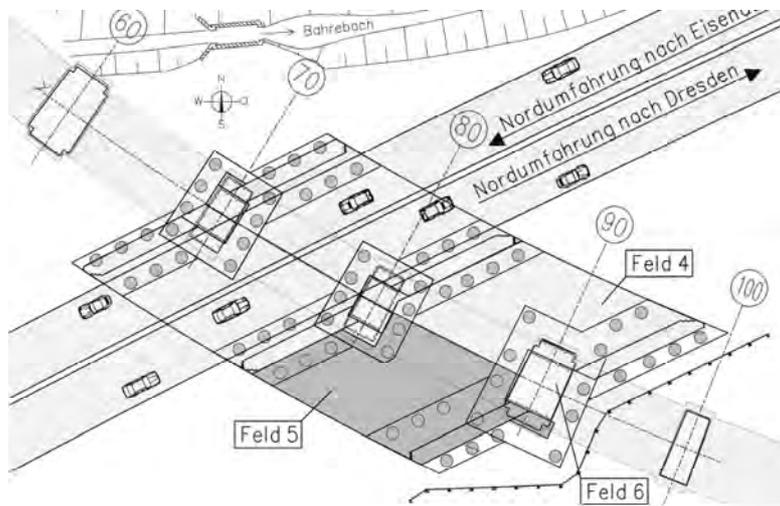


Bild 3: Verkehrsphase 2, Herstellung Abfangebauwerk Feld 4, 5 und 6

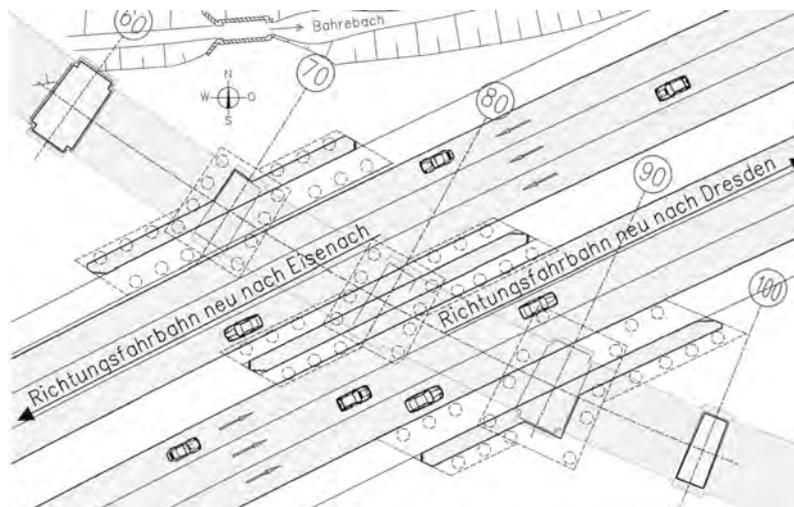


Bild 4: Verkehrsphase 3, Endzustand

Um das Abfangbauwerk herzustellen, werden die Pfeiler 70, 80 und 90 zuvor durch eine Hilfskonstruktion, der sogenannten temporären Abfangkonstruktion, unterstützt (Bild 5). Hierbei werden die Pfeilerlasten durch vorgespannte Abfangträger in umlaufende Stahlbetonbalken und dort über Hydraulikpressen (Anlage I) in Stahlbetonstützen eingeleitet. Die Stützenlasten werden durch Bohrpfähle abgetragen. Unter dieser temporären Abfangung erfolgt der abschnittsweise Pfeilerabbruch und die Herstellung des endgültigen Abfangbauwerks. Anschließend übernehmen Hydraulikpressen (Anlage II) die Pfeilergesamtlasten, so dass die temporäre Abfangkonstruktion wieder ausgebaut und die Lücke ausbetoniert werden kann.

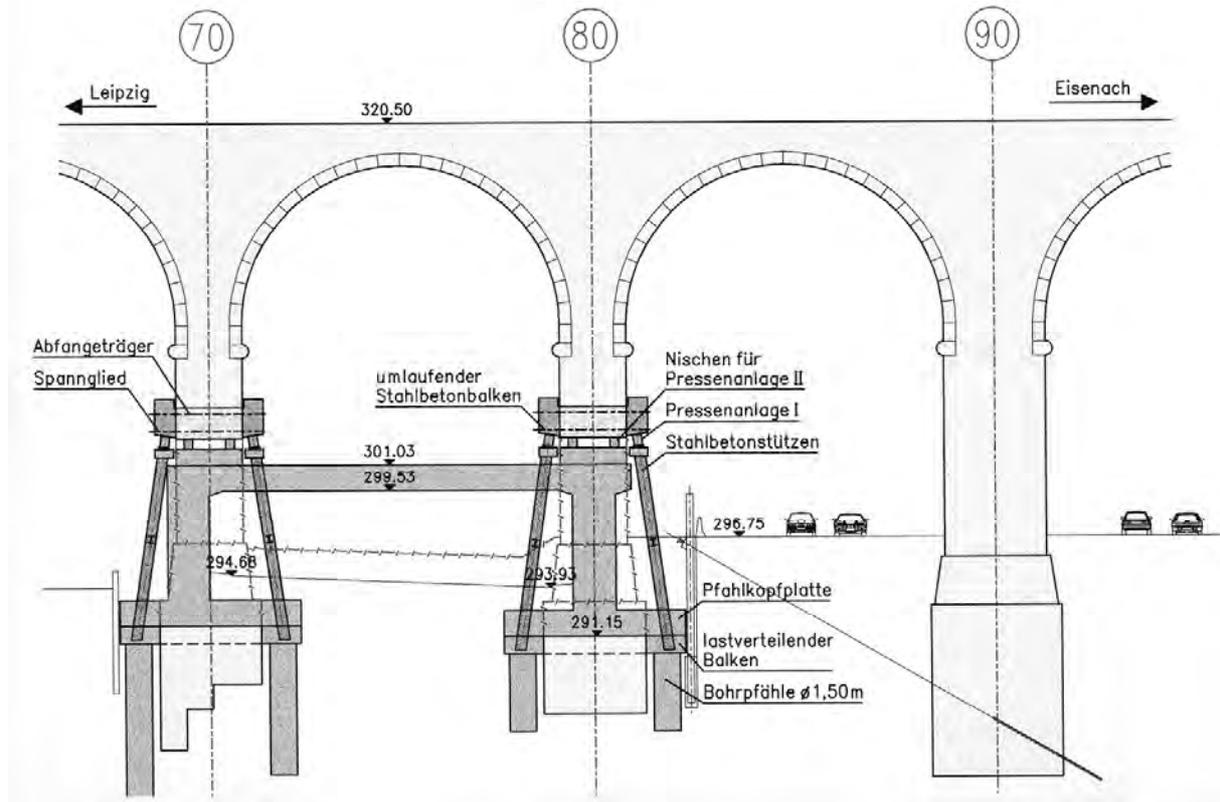


Bild 5: Temporäre Abfangkonstruktion und 1. Hälfte des Abfangbauwerk zwischen Pfeiler 70 und 80

4. Messprogramm

Ein wichtiger Bestandteil des Abfangkonzepts stellt das baubegleitenden Messprogramm dar, mit deren Hilfe die Pfeiler- und Viaduktverformungen während der Abbruch- und Abfangarbeiten überwacht werden. Zum Einsatz kommen Digitalnivelliere, Extensometer und Temperatursensoren. Die Messungen werden ständig und voll automatisiert ausgeführt, d.h. die Messwerte sind über Modem und Telefonleitung jederzeit abrufbar. Bei Überschreitung von definierten Grenzwerten werden die Baustelle, das technische Büro u.a. über eine Meldezentrale alarmiert, so dass Gegenmaßnahmen ergriffen werden können. Aufgrund der geringen zulässigen Setzungen musste ein extrem hohe Messgenauigkeit von kleiner als 0,5 mm erreicht werden.

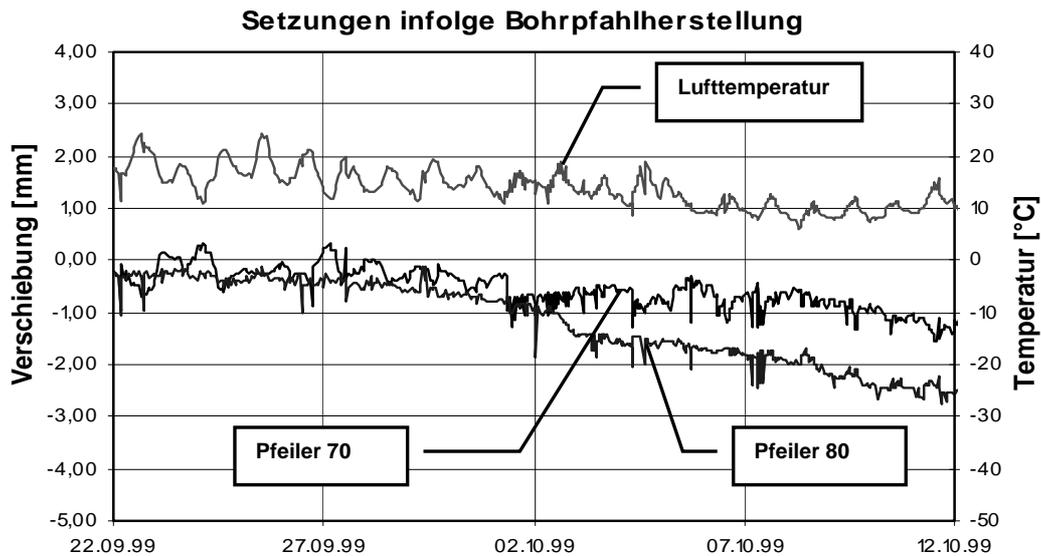


Bild 7: Pfeilersetzungen infolge Bohrpfahlherstellung

Als Alternative wurden je Großbohrpfahl eine Pfahlgruppe bestehend aus 8 Kleinverpresspfählen (Gewis \varnothing 63,5 mm) vorgesehen. Zum Nachweis der Tragfähigkeit wurden eine Probelastung sowohl bei einem Großbohrpfahl als auch bei einer Gewipfahlgruppe ausgeführt. Hierbei ergaben sich bei beiden Versuchen nur sehr geringe Setzungen. Schlussendlich wurde in der Pfeiler Achse 80 eine Mischgründung ausgeführt (Bild 8). Weitere Setzungen traten bei der Herstellung der Gewipfähle nicht mehr auf.

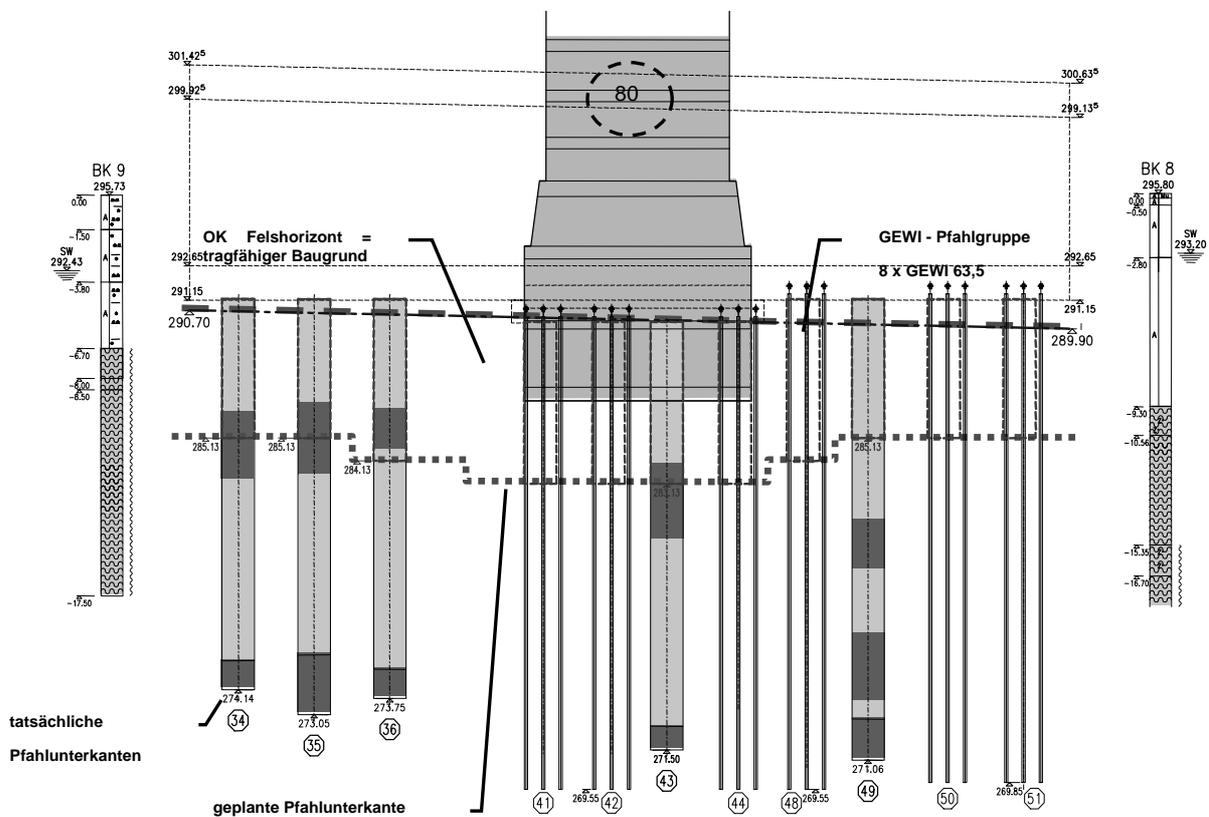


Bild 8: Mischgründung Pfeiler 80

6. Temporäre Abfangkonstruktion

Nach dem Abschluss der Pfahlarbeiten wurden die Baugruben ausgehoben und umlaufend zu den alten Pfeilerfundamenten die Lastverteilungsbalken hergestellt. Auf die Lastverteilungsbalken wurden Abfangstützen montiert. Je Pfeiler waren 8 Stahlbetonfertigteilstützen vorgesehen. Zur Verringerung der Knicklänge und zur Abtragung von H-Lasten erhielten die Fertigteilstützen einen Aussteifungsverband aus Stahl und einen umlaufenden Stahlbetonringbalken. Der Ringbalken diente ferner als Arbeitsebene für die Herstellung der Abfangeträger und später als Auflager für die Pressenanlage I (Bild 9).



Bild 9: Stahlbetonfertigteilstützen und Ringbalken

Die Abfangeträger wurden genau zwischen zwei Sandsteinbändern oberhalb der Decke des Abfangbauwerks angeordnet. Zur Sicherung des oberen Sandsteinbands wurde eine Pfeilerverspannung aus umlaufenden Stahlprofilen, Verbundanker und einer Verdübelung vorgesehen. Die Höhe der Abfangeträger beträgt 1,75 m. Die Breite der einzelnen Abfangeträger sowie die Herstellreihenfolge wurde so gewählt, dass die zulässigen Mauerwerksspannungen bei der abschnittweisen Herstellung eingehalten wurden. Beim Pfeiler 70 und 80 wurden 9 Abfangeträger hergestellt. Die beiden außenliegenden Abfangeträger wurden mit einer Breite von 0,6 m, die innenliegenden Abfangeträger mit einer Breite von 1,05 m ausgeführt. Um einen erschütterungsarmen Abbruch dieser einzelnen Querschnitte zu bewerkstelligen, wurden die horizontalen und vertikalen Trennschnitte mit Seilsägen ausgeführt. Danach erfolgte ein händischer Abbruch des Bruchsteinmauerwerks (Bild 10).



Bild 10: Ausbruchquerschnitt Nr. 1

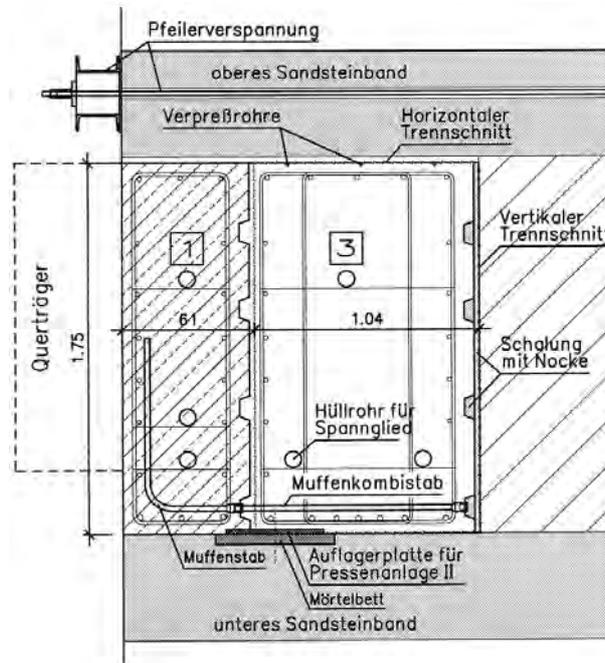


Bild 11: Herstellung Abfangeträger Nr. 3

Nach dem Pfeilerausbruch wurde der teilvorgefertigte Bewehrungskorb in den offenen Querschnitt eingeschoben. Die Hüllrohre für die Vorspannung und die Bügel wurden nachträglich ergänzt. Für die im Bereich der späteren Pressenaufleger (Anlage II) erforderliche Querbewehrung wurden Muffenkombistäbe verwendet (Bild 11).

Nach Einbau der stirnseitige Abschalung wurde der Beton über mehrere in der Schalung eingelassene Fensteröffnungen eingebracht. Da ein saftiges Unterbetonieren einer 4 m tiefen, waagrechten Fläche nicht gewährleistet werden kann, wurde ein Spalt von 5 bis 8 cm belassen. Nach Abbinden des Betons wurde der Spalt mit Vergussmörtel formschlüssig aufgefüllt und anschließend zur zusätzlichen Sicherheit über Injektionsröhrchen mit Zementsuspension verpresst (Bild 12).

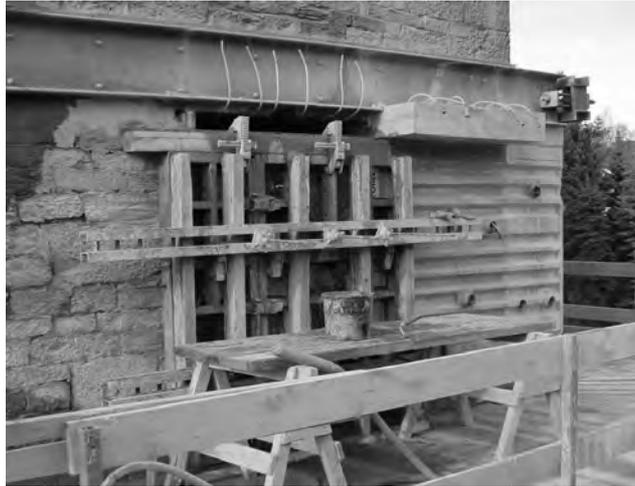


Bild 12: Schalung Abfangeträger

Um eine quasi starre Abfangeplatte zu erhalten, wurde umlaufend zu den Abfangeträgern ein Stahlbetonträger hergestellt und mit den Abfangeträgern vorgespannt. Hierzu wurden Einstabspannglieder mit einer Vorspannung ohne Verbund verwendet, damit der Abbruch der Längsträger nach Abschluss der Abfangearbeiten einfacher zu bewerkstelligen ist. Zur Gewährleistung der Querkraftübertragung wurden in den Fugen der Abfangeträger Trapezabstellungen vorgesehen.

Nach der Vorspannung der Abfangeträger wurden je Pfeiler 8 Hydraulikpressen mit Stellringen und einer Tragkraft von 5114 kN zwischen Ringbalken bzw. Pressenaufleger-sockel und Stahlbetonlängsträger eingebaut (Bild 13).

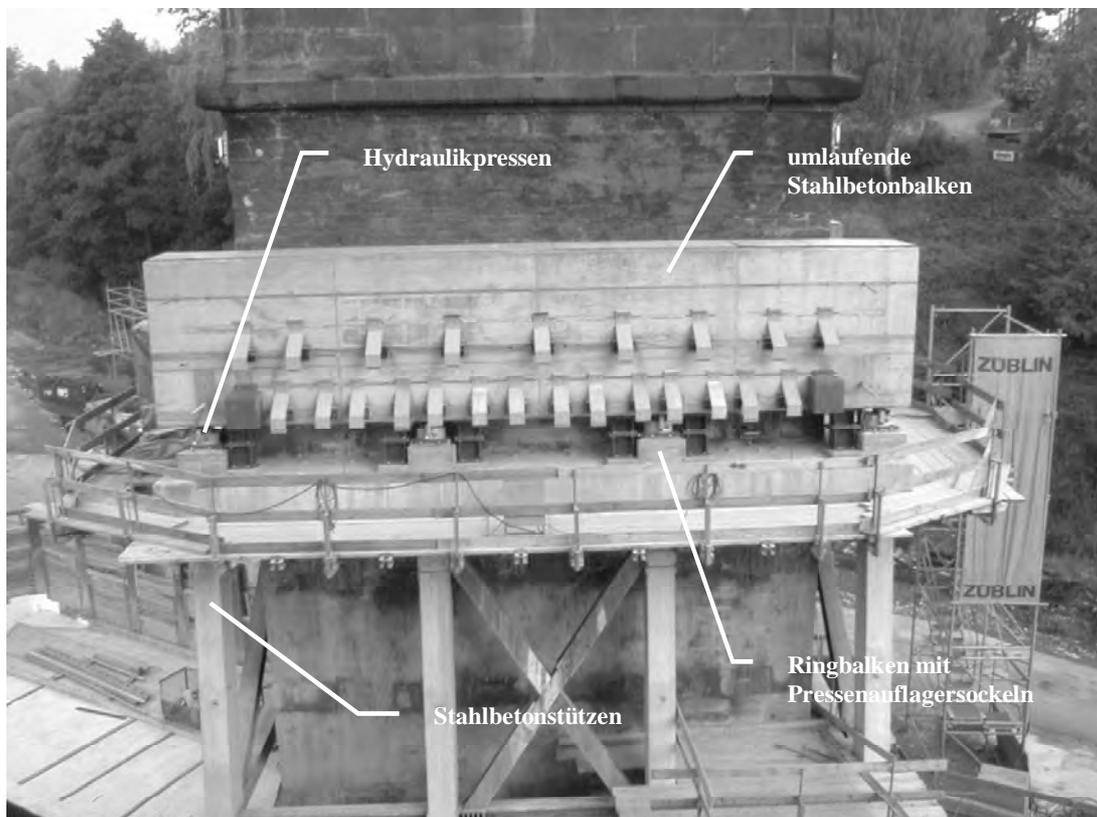


Bild 13: Fertiggestellte, temporäre Abfangekonstruktion beim Pfeiler 80

Die Regelung der Pressen bzw. Pressengruppen erfolgte rechnergesteuert. Die Pressen wurden grundsätzlich lastgesteuert gefahren. Der Pressenhub wurde über Wegsensoren gemessen. Alle Meßgrößen (Pressenkräfte und Hubwege) wurden protokolliert und über PC visualisiert.

7. Abfangebauwerk

Das Abfangebauwerk besteht aus einer schiefwinkligen, zweifeldrigen Stahlbetonrahmenkonstruktion. Die Rahmendecke besitzt eine Konstruktionshöhe von 1,5 m; die Außenwände und die Mittelwand eine Dicke von 2,0 m. Die Wände sind parallel zur Autobahn angeordnet, so dass die Autobahntrasse auf den gewünschten Querschnitt RQ 37,5 erweitert werden kann (siehe Bild 4). Die Pfahlkopfplatte wird mit einer Dicke von 1,5m hergestellt. Die Gesamtbreite des Abfangebauwerks beträgt 36,90 m, die Länge 49,60 m.

Das Abfangebauwerk wurde nach der Fertigstellung der temporären Abfangekonstruktion ebenfalls abschnittsweise hergestellt (Bild 14). Durch die abschnittsweise Herstellung des Abfangebauwerks ergaben sich viele Arbeitsfugen sowie zahlreiche Wand- und Deckenaussparungen für die Abfangestützen. Da nur ein Teil der Bewehrung mit Übergreifung gestoßen werden konnte, wurden mehr als 10.000 Bewehrungsschraubanschlüsse eingebaut.

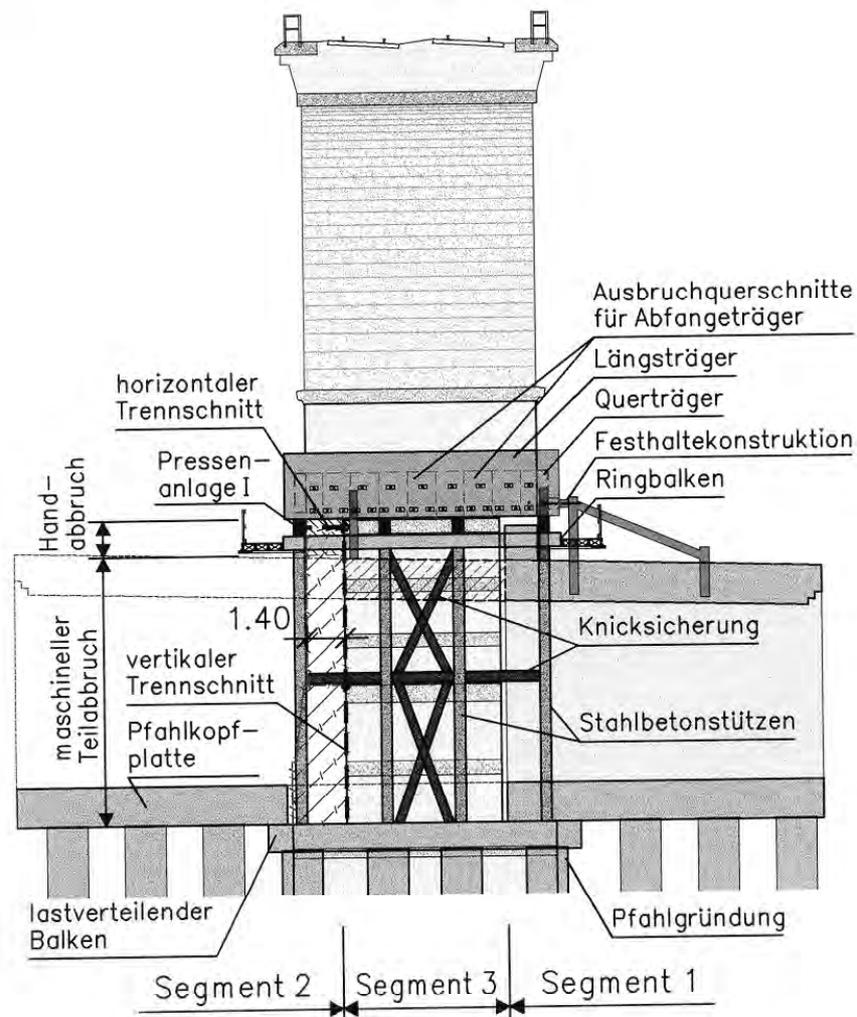


Bild 14: Abbruch Pfeilersegment 2 und Herstellung des Abfangebauwerks Feld 2

Der erste Abschnitt des Abfangebauwerks (Feld 1) wurde nach Abbruch des Pfeilersegments 1 hergestellt. Hierfür wurden die Pfeiler 70 und 80 unterhalb der Abfangeebene mit der Pressenanlage I auf etwa 50 % der maximalen Vertikallasten entlastet, so dass der restliche Mauerwerksquerschnitt die verbleibenden Kräfte sicher aufnehmen konnte. Um einen erschütterungsarmen Abbruch und eine kontrollierte Lastumlagerung zu gewährleisten, wurden, wie bei der Herstellung der Abfangeträger, die Trennschnitte mittels Seilsägen ausgeführt. Der Pfeilerabbruch zwischen Abfangeträger und Unterkante geplante Pfahlkopfplatte erfolgte teils händisch, teils mit maschineller Unterstützung. Um Bauzeit zu gewinnen, waren bereits vor dem Pfeilerabbruch die außerhalb der Pfeiler liegenden Abschnitte der Pfahlkopfplatten und der Wände betoniert worden. Nach dem Pfeilerabbruch mussten somit nur noch ein Pfahlkopfplattenabschnitt und ein Wandabschnitt je Achse hergestellt werden. Das Deckenfeld 1 wurde anschließend in einem Stück betoniert.

Um den Abbruch des Pfeilersegments 2 zu ermöglichen, musste die Belastung auf den Pfeilerrestquerschnitt weiter reduziert werden. Dies erfolgte, indem die in der Abfangeebene wirkenden Horizontalkräfte über eine Festhaltekonstruktion in das bereits hergestellte Deckenfeld eingeleitet wurden (siehe Bild 14). Der Pfeilerabbruch und die Herstellung des Abfangebauwerks Feld 2 erfolgte wie zuvor für die Herstellung des Feld 1 beschrieben.

Um den Pfeilerrestquerschnitt abzurechen und das Feld 3a und 3b des Abfangebauwerks herzustellen, wurde ein Teil der Hydraulikpressen der Anlage II zwischen den bereits hergestellten Deckenabschnitten des Abfangebauwerks und den Abfangeträgern eingebaut und dadurch die Belastung teilweise übernommen. In dieser Bauphase wurden somit die Lasten gemeinsam durch die Pressen der Anlage I über die temporären Abfangstützen und durch die Pressen der Anlage II über das bereits hergestellte Abfangebauwerk abgeleitet.

Nach Durchführung der vertikalen und horizontalen Trennschnitte wurde der Pfeilerrestquerschnitt unterhalb der Abfangeträger ausgebrochen (Bild 15). Anschließend wurden die übrigen Pfahlkopfplatten-, Wand- und Deckenabschnitte des Feld 3a und 3b hergestellt.



Bild 15: Abbruch Pfeilerrestquerschnitt

Nach dem Lückenschluss wurden die restlichen Pressen der Anlage II eingebaut und die Pfeilerlasten vollständig durch die Pressen der Anlage II übernommen, so dass die Pressen der Anlage I, die Ringbalken und die Abfangstützen ausgebaut werden konnten. Die Pressen der Anlage II werden solange verbleiben, bis die Kriech- und Schwindverformungen des Abfangbauwerks weitestgehend abgeklungenen sind.

Zum Schluss der ersten Bauphase wurden die Decken- und Wandöffnungen geschlossen und eine Brandschutzverkleidung an die Wände und Decke des fertiggestellten Abfangbauwerks angebracht. Danach konnte der Streckenbau die Fahrbahn innerhalb der ersten Hälfte des Abfangbauwerks vervollständigen und der Verkehr über die Nordumfahrung verlegt werden.

Mittlerweile läuft der Verkehr über diese Nordumfahrung und die Abfangarbeiten beim letzten Pfeiler 90 haben begonnen (Bild 16).



Bild 16: Hergestelltes Abfangbauwerk zwischen Pfeiler 70 und 80

8. Schlussbemerkung

Nach gut zwei Jahren konnte die Abfangung der ersten beiden Pfeiler des Bahrmühlenviadukts erfolgreich abgeschlossen werden. Die Abfangungsarbeiten wurden ungeachtet der schwierigen Baugrundverhältnisse und der komplexen Bauabläufe sicher beherrscht. Dies ist in erster Linie auf den hohen Einsatz aller Beteiligten und die Nutzung von innovativen Bauverfahren zurückzuführen. Durch eine sehr intensive Zusammenarbeit und Abstimmung zwischen Baustelle und Technischem Büro konnten die anspruchsvollen Arbeiten umgesetzt und hierbei zahlreiche Details und Arbeitsabläufe verbessert werden. Ferner spielten die computergestützten Messverfahren und Pressentechnik bei der Ausführung eine wichtige Rolle. Der letzte Pfeiler 90 wird voraussichtlich bis Ende 2002 abgefangen werden.

Verzeichnis der Vortragenden

Dr.-Ing. A. Schubert	Dr.-Ing. A. Schubert Beratender Ingenieur für Geotechnik	Werner-v.-Siemens-Str. 17 82140 Olching
Dr.-Ing. K.-M. Borchert	GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH	Dudenstraße 78 10965 Berlin
Dipl.-Ing. M. Holfelder	Bilfinger Berger AG NL Spezialtiefbau Süd	Kistlerhofstraße 144 81379 München
Prof. Dr.-Ing. N. Vogt	Zentrum Geotechnik Technische Universität München	Baumbachstr. 7 81245 München
Dr.-Ing. W. Orth	Dr.-Ing. Orth GmbH Beratende Ingenieure f. Bodenmechanik	Tiroler Str. 7 76227 Karlsruhe
Dr.-Ing. A. Schürmann	Stump Spezialtiefbau GmbH	Friedrich-Krupp-Str. 18 40764 Langenfeld
Prof. Dr.-Ing. Dr. E.h. W. Wittke	WBI Professor Dr.-Ing. Wittke Beratende Ingenieure GmbH	Henricistraße 50 52072 Aachen
Dr.- Ing. H. Maus	Barthel & Maus Beratende Ingenieure	Türkenstraße 38 80799 München
Dipl.-Ing. W. Groh	Bauer Spezialtiefbau GmbH	Wittelsbacher Str. 5 86529 Schrobenhausen
Dr.- Ing. W. Sondermann	Keller Grundbau GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach
Dipl.-Ing. T. Brand	Ed. Züblin AG TBT – Berlin HV/2T	Sachsendamm 4 – 5 10829 Berlin

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Heft 1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen
Heft 2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft 3	Kempfert, H.-G., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft 4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft 5	Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft 6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft 7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft 8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft 9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft 10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft 11	Krüber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft 12	Baumann, H.-J.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft 13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft 14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft 15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft 16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990

Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft 21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflußbereich von Straßen	1997
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluß der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 27	Nimmesgern, M.	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft 32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002