Gerhard Girmscheid
Rainer Stamm

Schwimmend hergestellte Pumpstation: Bauausführung

Zusammenfassung
Alle Baumaßnahmen der schwimmend hergestellten Pumpstation werden geschildert. Die Besonderheiten zur Herstellung des Unterwasseraushubs, Unterwasserfundamentbetts, Trockendocks, Basispontons, der schwimmenden Bauabschnitte, des Unterwassermörtelbetts und der Rückverfüllung werden erläutert. Zusätzlich wird auf Betontechnologie, Schaltechnik, Feuchtigkeitsschutzmaßnahmen, Ausrichten der Unterwasserendposition und auf spezielle Vermessungsmethoden eingegangen.

Summary
Floating box caisson solution for a pump station. *A detailed outline is given on relevant construction methods and procedures. The paper is focusing on the execution of under-water excavation and preparation of a foundation base, drydock, basic pontoon, floating construction, backfill, etc. Also defined are additional aspects of concrete technology, formwork, water protection measurements, placing of the floating caisson as well as the monitoring survey operation.*

Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid, Design Manager; Dipl.-Ing. (FH) Rainer Stamm, Projekt Manager, Fru-Con Construction Corporation St. Louis (U. S. A.), Tochtergesellschaft der Bilfinger + Berger Bau AG Mannheim, Auslandsbereich Wiesbaden, Postfach 1509, 6200 Wiesbaden

1 Einführung

Die Bauausführung ist im Prinzip in folgende fünf Schritte untergliedert:

1) Aushub, Bau der Ringbalken, Herstellung des Gründungsplanums,
2) Bau des ersten Abschnitts der Influent Pump Station (I. P. S.) – Basisponton – innerhalb des Trockendocks,
3) Fluten des Trockendocks und Einschwimmen des ersten Abschnitts,
4) schwimmender Bau der Pumpstation in weiteren 14 Abschnitten,
5) Aufsetzen der I. P. S., Injizieren des Gründungsplanums, Rückfüllung der Baugrube und Versiegelung gegen artesisches Wasser.

Für alle Maßnahmen galt die strikte Bedingung [1], daß keine Grundwasserabsenkung/Entspannung oder andere Baumaßnahmen die angrenzenden dicht besiedelten Baugebiete beeinflussen durften.

2 Aushubmethode

Der Aushub im Schutz der Schlitzwand mit 52 m Durchmesser war ca. 21 m tief zu führen und wurde in zwei Phasen gegliedert (Bild 1):

1) Aushub im Trockenen und Bau der Ringbalken zur Aussteifung der runden Schlitzwand,
2) Aushub unter Wasser in der gefluteten Baugrube.

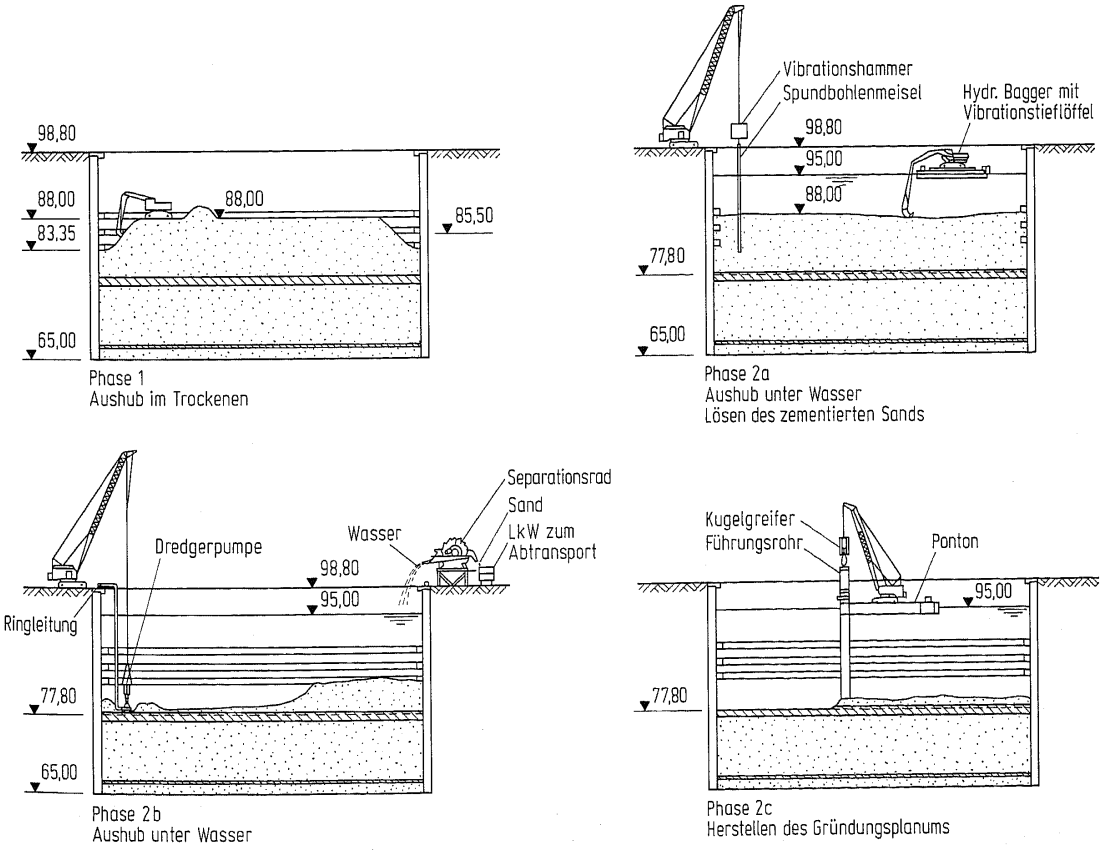


Bild 1. Aushubphasen
Fig. 1. Stages of excavation

© Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1991

Der Aushub von der Geländeoberfläche von 98,80 bis ca. 88,00 erfolgte im Trockenen. Die Bodenauflast über den quasi wasserundurchlässigen Tonschichten war ausreichend, um mit 1,25facher Sicherheit mit dem artesischen Wasserdruck im Gleichgewicht zu bleiben. Zum Aushub der Sand- und weichen Tonschichten wurden Großkapazitäts-Seilgreiferbagger z. B. Typ Manitowoc 4000 mit 3 m³ Greifer benutzt, die von der Außenseite der Baugrube operierten.

In Schichten mit genügender Tragfähigkeit wurde eine Planierraupe in die Baugrube abgesetzt zum Heranschieben des Materials für die Seilgreiferbagger. Die drei Ringbalken zwischen 88,00 und 83,35 wurden auch im Trockenen hergestellt. Dafür wurden entlang der kreisförmigen Schlitzwand alternierend, abschnittsweise Gräben ausgehoben. Der Aushub wurde auf dem Aushubsplateau 88,00 zwischengelagert, damit genügend Auflast vorhanden war, um mit 1,25facher Sicherheit dem artesischen Wasserdruck das Gleichgewicht zu halten. Nach Herstellen der Ringbalkensegmente wurde wieder verfüllt und die nächsten alternierenden Segmente hergestellt. Besondere Aufmerksamkeit hinsichtlich des Arbeitsablaufes wurde dem untersten Ringbalken gewidmet.

Für den Aushub von 88,00 bis 77,80 mußte die Baugrube geflutet werden, um genügend hydrostatische und hydrodynamische Stabilität aufzuweisen. Der Aushub der zementierten Sandschichten wurde in zwei Schritten vorgenommen:
- Lösen,
- Fördern/Ausheben.

Beim Lösen und Zerkleinern wurden zwei unabhängige Methoden angewendet:

a) Ein hydraulischer Tieflöffelbagger mit im Löffel eingebauten hydraulischen Exzentern, der auf einem Ponton plaziert war, durchfurchte in radialen Gräben die zementierten Sandschichten unter Wasser.
b) Mit einem an der Außenseite der Baugrube plaziertem Seilkettenkran mit abgehängtem Vibrationshammer und Doppelspundwandbohle als Meißel wurden die harten Sandschichten effektiv zerkleinert. Die Doppelspundbohle erhielt an der Spitze eine kreuzförmige Schneide.

Das zerkleinerte Material wurde mit einer Fräsendredgerpumpe gefördert. Die Dredgerpumpe war am Ausleger eines schweren Raupenkranes, Link Belt 2000, abgehängt. An der Dredgerpumpe waren zwei gegensinnig rotierende Fräsen befestigt. Diese hatten die Aufgabe, größere verklebte Sandbrocken zu zerkleinern, damit sie gefördert werden konnten.

Während die Fräsen eingeschaltet waren, mußte der Operator darauf achten, daß die Fräsen die Pumpe nicht in einen „Schacht" einfrästen. Der Dredger mußte daher kontinuierlich horizontal bewegt werden. Das Material wurde durch ein flexibles Rohr in eine Ringleitung gefördert, die sich am oberen Ringbalken befand und acht verschiedene Anschlußstutzen für das Umsetzen des Dredgers hatte, die in äquidistanten Abständen verteilt waren. Die Leistung des Dredgers lag bei ca. 750 m³/h.

Das Wasser-Sandgemisch wurde durch die Ringleitung in ein Sand-Wasserseparationsrad gepumpt, das am Rand der Schlitzwand aufgestellt war. Dieses Separationsrad funktionierte nach dem Prinzip Absetzen und Sieben. Der Sand wurde mit dem Rad in eine Rutsche geschöpft und kontinuierlich auf Lastwagen geladen. Das Wasser wurde zwecks Aufrechterhaltung des hydrostatischen Gleichgewichts und zur Verhinderung der Wasserentnahme aus den kritischen Schichten, die eventuell die gefährdeten Häuser außerhalb der Anlage hätten beeinträchtigen können, in die Baugrube zurückgeleitet.

Für den Aushub der letzten 1 bis 2 m im steifen Ton waren der Dredger und das Separationsrad nicht geeignet, da die Tonpartikel für die Separation zu klein waren. Zum Aushub dieser Tonschicht und zur Herstellung des Gründungsplanums wurde der Großraupenkran mit einem Greifer ausgerüstet.

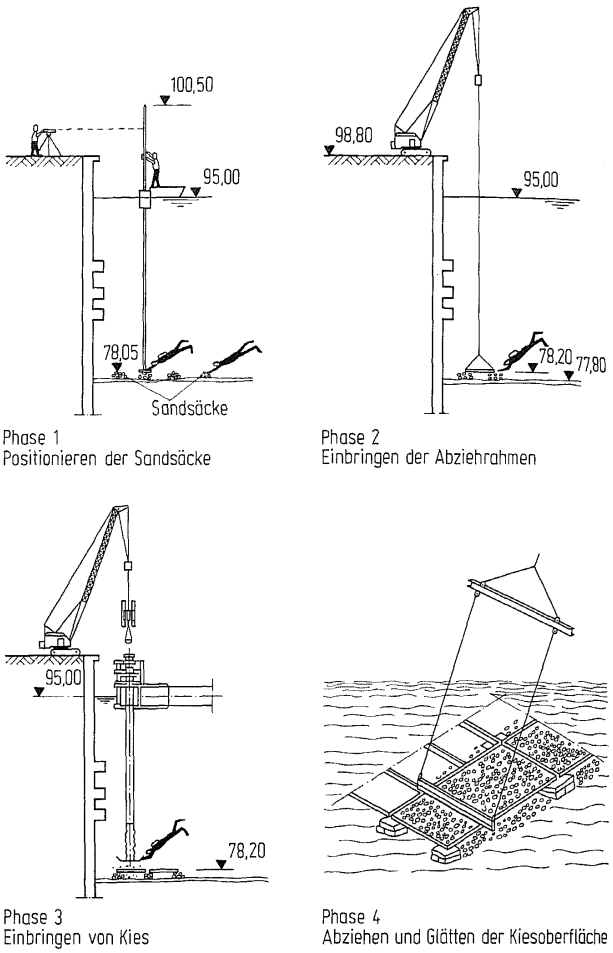


Bild 2. Herstellung des Unterwasser-Fundamentbetts
Fig. 2. Construction of the under-water subgrade foundation base

3 Herstellung des Fundamentbettes

Nach der Aushubphase wurden das Unterwasserkiesbett und die vier Eckfundamente hergestellt (Bild 2). Zu diesem Zweck wurden Flachstahlrahmen zum Abziehen der Unterwasserkiesaufschüttung durch Taucher mittels Sandsäcken auf Höhe gebracht. Es wurden zwei Reihen von Rahmen gelegt, die die ganze Längsrichtung abdeckten. Nach dem Ausrichten wurde der Kies über ein zum Ponton geführtes Schüttrohr in das erste Längsfeld gefüllt und von Tauchern mit Hilfe einer Stahllatte, die an Seilen gehängt war, einnivelliert. Nach dem Schütten des ersten Feldes wurden die Rahmen neben die zweite Reihe versetzt und die zweite Reihe geschüttet. Gleichzeitig wurden in den Ecken die vier Fertigteilfundamente mit äußerster Sorgfalt gesetzt.

Diese Unterwasseroperation wurde von Tauchern durchgeführt. Zu diesem Zweck wurde ein Ponton in die wassergefüllte Baugrube plaziert. Auf diesem waren alle Aggregate zur Unterstützung der Operation installiert, wie
- Kompressoren,
- Generator
- Dekompressionskammer,
- Container mit Tauchflaschen, Funk usw.,
- Schütteinrichtung.

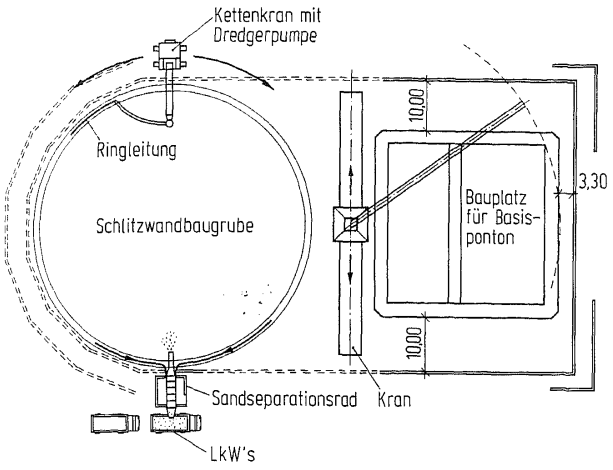


Bild 3. Trockendock und Bauplatz des Basispontons

Fig. 3. Drydock and site installation for the basic pontoon construction

4 Trockendock

Zur schwimmenden Herstellung der Pumpstation innerhalb der gefluteten Baugrube mußte zuerst ein pontonähnlicher Abschnitt in einem Trockendock hergestellt werden [2]. Aus diesem Grund wurde der schwimmfähige 1. Abschnitt, bestehend aus Bodenplatte und Wänden (Basisponton), seitlich neben der ausgehobenen Schlitzwandbaugrube hergestellt. Der Herstellungsplatz einschließlich der Schlitzwandbaugrube wurde als Trockendock ausgebildet (Bild 3).

Der Untergrund des Bauplatzes des 1. Bauabschnitts (Basisponton) der Pumpstation wurde zum späteren Fluten besonders vorbereitet. Der vorhandene glatte, feinkörnige Sand wurde im Bereich des 1. Bauabschnitts gegen einen 50 cm dicken Grobkiesfilter auf der Fläche 40 × 40 m ausgetauscht. Zwischen vorhandenem Sand und Kiesfilter wurde eine Geotextilmatte gelegt, um ein Eindrücken des Grobkieses in den Sand zu verhindern. Die grobe Kiesfilterschicht hatte die Aufgabe sicherzustellen, daß während des Flutens die Bodenplatte unterlaufen wurde, um für den hydrostatischen Auftrieb zu sorgen [2]. Zum Ausnivellieren der Bodenplatte bzw. der Stahldichtigkeitsmembrane wurden unbewehrte Betonstreifen im Raster von ca. 4 m hergestellt.

Zur Trennung bzw. zur Verhinderung eines Anklebens der Kiesfilterschicht am Beton wurde eine wasserdichte, stahlverschweißte Stahlmembrane t = 2 mm benutzt, die mit Ankerstreifen und Dübeln in der Bodenplatte verankert wurde. Die Multifunktionsmembrane wurde primär zur Sicherstellung der Wasserdichtigkeit der Bodenplatte gefordert.

5 Herstellung des schwimmenden Beton-Senkkastens

5.1 Einführung

Der Senkkasten wurde in zwei Phasen hergestellt:

1) Der 1. Bauabschnitt als Basisponton wurde im Trockendock seitlich neben der Schlitzwandbaugrube hergestellt [2] und anschließend eingeschwommen.
2) Alle weiteren dreizehn Bauabschnitte wurden im schwimmenden Zustand auf dem Basisponton gefertigt.

Jeder vertikale Bauabschnitt war so gewählt, daß der nachfolgende Bauabschnitt mit einem entsprechenden Freibord komplett über Wasser blieb [1] (Bild 4). Dadurch konnte die Schalung der im Bau befindlichen Abschnitte oberhalb des Wasserspiegels versetzt werden, ohne ins Wasser einzutauchen.

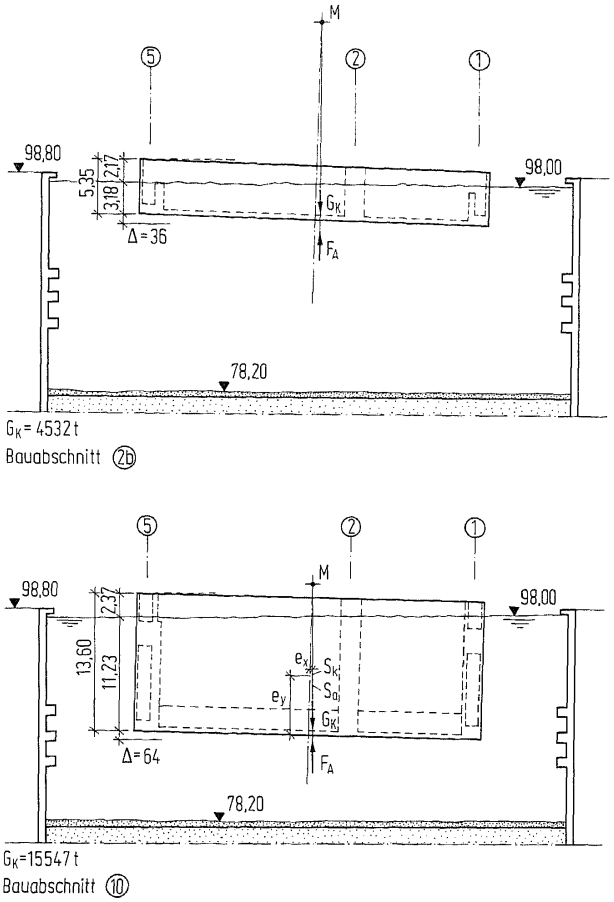


Bild 4. Schwimmlagen repräsentativer Bauzustände

Fig. 4. Floating condititon of some specific construction stages

Zum Erreichen der Schwimmfähigkeit wurden alle Tragelemente filigran gestaltet [1, Bild 5]. Daher wurden die Außenwände als Multizellwände ausgebildet. Diese bestanden aus einer Außenschale von 38 cm, einer Innenschale von 28/50 und 78 cm, die mit Stegen verbunden waren und so die entsprechenden Auftriebskammern von 150 × 134 cm bildeten. Diese Multizellwände befanden sich in einem Rahmenskelett, bestehend aus massiven Ecken und wandgleichen, horizontalen Ringbalken in der Höhe der Bodenplatte und in der Mitte der Außenwände. Zudem wurde die exzentrische Mittelwand als Hauptaussteifungselement massiv hergestellt.

5.2 Betonierabschnitte und Schalung

Die vertikalen Bauabschnitte wurden in horizontale Betonierabschnitte [1] unterteilt (Bild 5). Diese wurden in jedem Bauabschnitt so gewählt, daß immer gleichzeitig die beiden gegenüberliegenden Blöcke kreuzweise zur Hauptrotationsachse des Bauwerks betoniert wurden, um ein einseitiges Eintauchen (Schlagseite) zu verhindern.

Die Schalung wurde im Prinzip als modifizierte Kletterschalung ausgebildet. Die Außenschalung wurde nur mit Vorlaufkonen am vorherigen Bauabschnitt ohne Kletterböcke befestigt. Während des Einbringens der Bewehrung wurde sie mit Spindeln, die mit Ausdehnungsankern in den Stegen (zwischen den Bügeln) befestigt waren, ausgerichtet und gehalten. Nach Fertigstellung der Bewehrung wurde die Kletterschalung an der Innenseite eingehoben, montiert, ausgerichtet und durchgespannt. Danach wurde die Spindel für die Außenschalung entfernt.

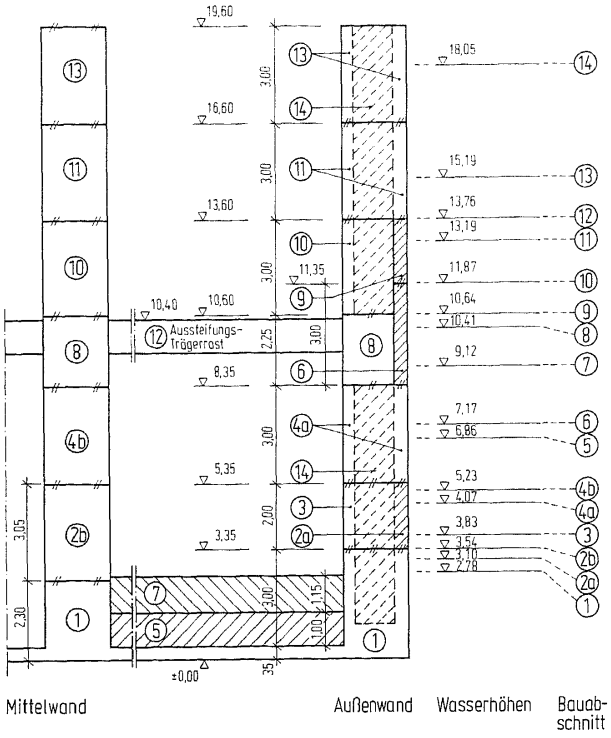


Bild 5. Bauabschnitte und Eintauchtiefen

Fig. 5. Floating box construction stages and maximum drafts

Die horizontalen Betonierabschnitte (maximal 3 × 4 m) wurden auf Lücke blockweise eingeschalt, damit die Kopfschalung herausgenommen werden konnte. Zuerst wurden [1, Bild 5] die massiven Ecken I betoniert, die besonders sorgfältig ausgerichtet wurden, danach die Primärblöcke II, bestehend aus Doppelkammern mit drei Stegen im Rhythmus 1, 3, 5 . . ., anschließend wurde die Schalung auf die Sekundärblöcke III umgesetzt und die Lücken mit zwei Kammern und einem Steg zubetoniert. Durch diese Anordnung der Betonierabschnitte und der Wartefrist von einem Tag zum Betonieren der Zwischenblöcke konnten die Außenwände nach Einübung in fünf bis sechs Tagen geschlossen werden. Die Multizellwände entwickelten aufgrund ihrer filigranen Abmessungen nur geringe Hydratationsspannungen. Diese Spannungen konnten durch die entsprechend angeordnete Bewehrung aufgenommen werden, so daß die Lücke geschlossen werden konnte, ohne den Abbau der Hydratationswärme des Nachbarblocks abzuwarten. Parallel zum Bau der Außenwände oder nach Fertigstellung der Außenwände (je nach Freibord) wurde die Mittelwand mit fünf Blöcken in zwei Abschnitten betoniert. Auch hier wurden die Blöcke auf Lücke alternierend betoniert, zuerst die Primärblöcke 1, 3, 5 . . . und dann die Sekundärblöcke 2, 4, ... Zum Abschalen der Stirnfläche wurde jeweils ein Streckmetallkäfig hergestellt, da die Bewehrung dort so konzentriert war, daß keine Schalung, geschweige denn Arbeiter zum Ausschalen in das Innere gelangen konnten.

Zum Abschalen der Auftriebskammern, die eine wellenförmige Oberfläche zur Schubverzahnung [1] erhalten sollten, wurden vorgefertigte Stahlkästen mit Wellblechhaut von 1,4 mm Dicke hergestellt. Die Kästen hatten in den Ecken vier Wellblechwinkel von ca. 12 cm Schenkellänge. Die Feldwellblechplatten waren zwecks Einhebens per Kran mit Blechschrauben an die Wellblechecken geheftet. Die Feldplatten wurden an einen Stahlrahmen befestigt, der noch zusätzlich im Inneren mit Holzstreben verkeilt war. Dadurch konnten die Feldplatten nach einem Tag relativ einfach gelöst werden, ohne mit einem komplizierten Mechanismus die Eckelemente lösen zu müssen.

Die Wellblechplatten wurden vor dem Einsetzen gesandstrahlt und dann mit Epoxy gestrichen. In den frischen Epoxy wurde Quarzsand eingestreut, der später im Beton wie eine Matrize wirkte und einen positiven Abdruck erzeugte. Diese Mikrorauhigkeit erhöhte die Reibung innerhalb der Wellen beträchtlich, die mechanisch als Schubreibungsverzahnung wirkten. Durch vorherige Versuche stellte sich heraus, daß durch diese Maßnahme das Ausschalen in der genannten Frist nicht erschwert wurde. Wichtig war jedoch, daß der Epoxy-Anstrich voll mit Quarzsand abgedeckt und voll erhärtet war, bevor er in Kontakt mit Beton kam.

Bei der Wahl der Betonierabschnitte wurde darauf geachtet, daß wegen der unterschiedlichen Hydratationswärmeentwicklung möglichst die massiven Teile separat von den filigranen betoniert wurden. Dies ließ sich jedoch nicht immer, bedingt durch den angezielten Terminplan, konsequent durchführen. Im Fall, daß ein massives Eckelement mit einer Kammer betoniert werden mußte, wurden folgende Maßnahmen ergriffen:

- Die Wärmeentwicklung des Betons für den massiven Teil wurde durch Zugabe eines großen Korns und eines Superplastifizierungsmittels mit der dadurch reduzierten Wasser- und Zementzugabe erniedrigt.
- Der Grobkornbeton wurde durch seitliches Füllen und 50 cm Überlappung in die Kammerwände gebracht.
- Die Kammern mit den relativ dünnen Wänden mußten durch die hohe Konzentration der Bewehrung mit einem Beton 0-19-mm-Korn hergestellt werden.
- Die Horizontalbewehrung im Übergangsbereich von massiver Wand zur Filigranwand war so ausgelegt, daß die Risse durch Hydrationsspannungen kleiner $w < 0{,}2$ mm blieben.
- Zusätzlich wurde im Übergangsbereich ein vertikaler Außenwasserstopp angebracht.

5.3 Die vertikalen Bauabschnitte

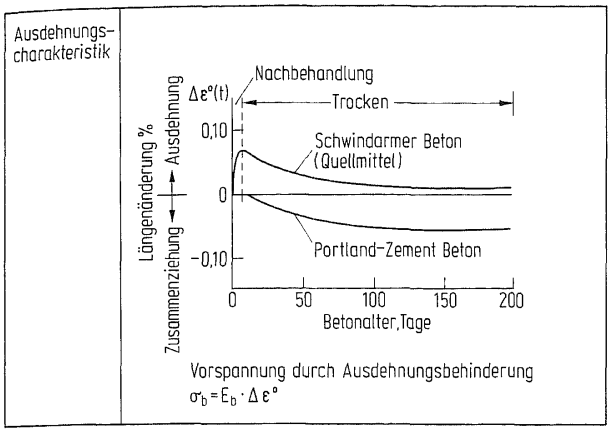
Der 1. Bauabschnitt wurde als Basisponton im Trockendock hergestellt. Der Bauablauf war wie folgt:

1) Installation einer vollflächigen Stahlblechhaut mit Ankern.
2) Betonieren der 35 cm dicken Bodenplatte in einem Abschnitt.
3) Betonieren der acht 50 cm breiten und 1,85 m hohen Aussteifungsrippen einschließlich der Mittelwand von innen nach außen.
4) Betonieren der Außenwände in zwei prinzipiellen Schritten. Zuerst wurden die Primärblöcke 1, 3, 5 . . . mit den Ecken betoniert, dann folgten nach Umsetzen der Schalung die Sekundärblöcke 2, 4, 6, . . .

Diese Reihenfolge unter Anwendung einer konsequenten Aussteifung der Bodenplatte wurde gewählt, um die Differenzsetzungen, bedingt durch die weiche Tonschicht unterhalb der Sandkiesplattform, zu minimieren. Nach Erhärten des 1. Abschnitts folgte das Fluten und Einschwimmen. Danach wurden die Bauzustände 2–14 (Bild 5) schwimmend hergestellt. In allen schwimmenden Bauzuständen stellte sich die Neigung des Senkkastens frei ein entsprechend der Lage des Massenschwerpunktes. Nur in den Bauabschnitten 10 und 11 wurden Korrekturen durchgeführt, um eine extreme „Schlagseite" zu vermeiden. Im Bauabschnitt 14 wurde vor dem Absetzen zur Horizontierung sowie zur Korrektur des exzentrischen Eigengewichts zuzätzlich Ballast hinzugefügt.

Tabelle 1. Schwindarmer Beton unter ausdehnungsbehinderten Randbedingungen

Table 1. Shrinkage-compensating concrete behaviour in the buoyoncy chambers



5.4 Betontechnologie

Der Konstruktionsbeton war in der Güteklasse B25 erforderlich. Vor dem Eintauchen des Betons ins Wasser war eine Festigkeit von mindestens 15 N/mm² erforderlich. Die Körnung war 0–19 mm, um der dichten Bewehrung gerecht zu werden. Um die Verarbeitung in den dünnen und hochbewehrten Schalen optimal gestalten zu können, wurden dem Beton Plastifizierungsmittel zugegeben, die einen geringeren w/z-Wert als 0,42 erlaubten.

Der Füllbeton für die Auftriebskammern mit einem Korngerüst 0–36 mm wurde mit einem Quellmittel versetzt [4]. Dies war notwendig, um das Schwinden zu eliminieren oder soweit als möglich zu reduzieren (Tabelle 1). Der Füllbeton sollte mit dem konstruktiven Multizellsystem eine monolithische Einheit bilden. Da der schwindreduzierte Beton sich in der quasi allseitig geschlossenen Kammer nicht frei ausdehnen konnte, kam es – bedingt durch das Quellmittel [6] – zu einer leichten Vorspannung des Füllbetons gegen die Kammerwände. Diese Quasi-Vorspannung baute sich nur geringfügig ab.

5.5 Sicherheitsmaßnahmen

Während des schwimmenden Baus waren verschiedene Sicherheitsmaßnahmen im Falle eines Wassereintritts vorgesehen.

- Alle Auftriebskammern hatten über der Bodenplatte kleine Öffnungen in der Innenschale, damit sich keine Kammer durch einsickerndes Wasser infolge unerwarteter Risse oder Regen füllen konnte.
- Alle Rippen hatten an den Ecken zur Wand am Boden eine kleine Öffnung, damit im Fall eindringenden Wassers oder Regens das Wasser zu den Lenzpumpen fließen konnte.
- An jeder Seite der Mittelwand waren automatisch anspringende Lenzpumpen installiert.
- Für den Fall eindringenden Wassers waren Rißverpreßmittel mit Bohrpacker, Injektionspumpen usw. bereitgestellt.
- Tägliche Inspektionen der Kammern und Nachtwache waren obligatorisch.

5.6 Wasserabdichtung

Alle konstruktiven Kontaktflächen waren für eine charakteristische Rißbreite von $w < 0{,}2$ mm mit 95% Unterschreitungswahrscheinlichkeit ausgelegt. Dies wurde für aggressives Grundwasser als ausreichend definiert. Außerdem waren folgende Protektionssysteme installiert worden:

- Eine faserbewehrte bituminöse Mastixanstrichmembrane, ca. 3 mm dick, wurde im kalten Zustand auf den frischen, feuchten Beton der Außenwände vor dem Eintauchen aufgebracht.
- Eine 2 mm Blechmembrane wurde vollverschweißt an der Bodenplatte angebracht und verankert.
- Ein duales Wasserschutzsystem in allen Konstruktionsfugen bestehend aus:
  - PVC-Außenfugenband,
  - galvanisiertem Stahlblechfugenband 2 × 150 mm in der Mitte der Außenwandschale.
- Hygroskopisch sich ausdehnende Plastikstreifen wurden quer zum Fugenband in den Kreuzungspunkten verlegt, um im Fall von Undichtigkeit die Umläufigkeit des eindringenden Wassers zu minimieren und Injektionskosten zu senken.

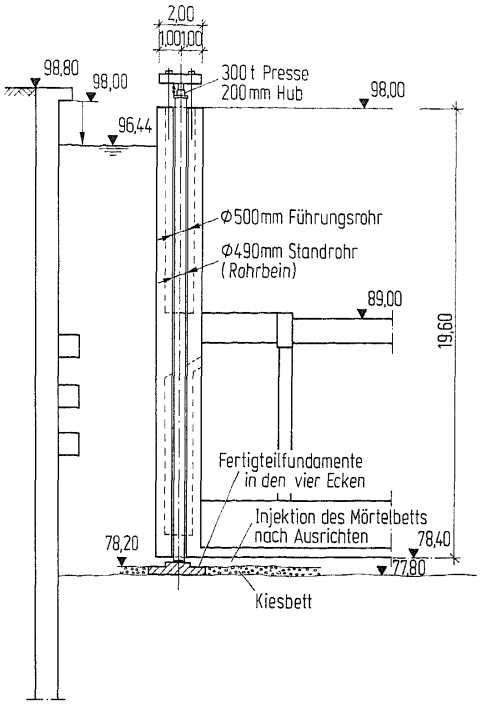


Bild 6. Absetzen der Pumpstation und Ausrichten

Fig. 6. Adjusting and placing of the floating box caisson into the final underwater position

6 Absetzen und Horizontieren des Senkkastens

In den vier massiven Ecken wurden vier vertikale Rohre 50 cm ∅ installiert. Diese Rohre dienten als Führungsinstrument für vier Rohrbeine zum Horizontieren der Pumpstation auf vier Fertigteilfundamenten. Die Rohrbeine, die mit wenig Spiel in den Führungsrohren (um Knicken zu verhindern) plaziert wurden, ragten ca. 1,50 m über den 13. Bauabschnitt heraus. Im 13. Bauabschnitt wurden beidseitig vier Dywidagstäbe eingelassen. Über den Rohren, die am oberen und unteren Ende eine ausgesteifte Kopfplatte erhielten, wurde eine hydraulische Presse installiert, die sich gegen einen Jochbalken 2 × C 400 abstützte, der an den Dywidagstäben als Reaktionssystem befestigt war.

Nach Fertigstellen des 14. Bauabschnitts, der gleichzeitig der letzte Senkkastenbauabschnitt war, wurde die Pumpstation in zwei prinzipiellen Schritten abgesetzt und einnivelliert (Bild 6):

1) *Grobnivellierung*
Absenken des Wasserspiegels auf ca. 96,40, damit der ballastierte Senkkasten auf den vier Fertigteilfundamenten saß.

2) *Feinnivellierung*
Durch die mit hydraulischen Pressen gesteuerten Rohrbeine wurden die verbleibenden Höhenunterschiede ausgeglichen. Die auftretenden Lücken zwischen den Aufsetzflächen der Fertigteilfundamente und der Bodenplatte wurden durch Metallplatten ausgeglichen, die von Tauchern unter Wasser eingeschoben wurden. Die Pressen und Rohrbeine wurden zudem für die nachfolgende Mörtelunterpressung zum Messen des Abhebedrucks benötigt. Für diesen Kontrollvorgang wurden noch Druckmeßdosen eingebaut.

7 Herstellen des unter Wasser befindlichen Mörtelfundamentbettes

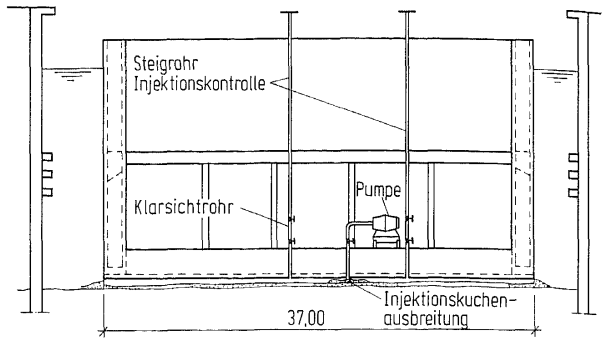
Die Pumpstation mußte im Endzustand vollflächig aufsitzen. Für den Nivelliervorgang war es zur Erfüllung der vorgegebenen Toleranzen für Pumpen und Rohrleitungen notwendig, das Bauwerk auf vier Einzelpunkte abzusetzen. Daher war es erforderlich, den ca. 20 cm Spalt zwischen Bodenplatte und Kiesfundament von der trockenen Innenseite des Senkkastens mit fließfähigem Mörtel zu injizieren. Dieser Spalt war notwendig, um den Toleranzen des durch Taucher (ohne Sicht) hergestellten Kiesbettes gerecht zu werden.

Zu diesem Zweck (Bild 7) wurde ein Primärinjektionsrohrsystem mit Kugelventilen entsprechend einem maximal versetzten Rasterabstand von 5 m in der Bodenplatte installiert [8]. Ein zusätzliches Sekundärraster wurde zur Erfolgskontrolle oder zum Injizieren benutzt, falls eines der Nachbarprimärinjektionsrohre verstopft gewesen wäre. Da die Bodenplatte des Senkkastens in drei Betonierabschnitten aufgebaut wurde, deren Dicke 0,35–2,50 m betrug, war es notwendig, die Injektionsrohre, die während des Schwimmzustandes unter erheblichem Wasserdruck standen, vor unbeabsichtigter Beschädigung zu schützen. Daher ragten die Rohre mit Ventil [9] nur ca. 30 cm jeweils über dem letzten Betonierabschnitt heraus. Aus Sicherheitsgründen wurde das Ventilrad entfernt, um einen gewissen Schutz gegen Sabotage zu gewährleisten.

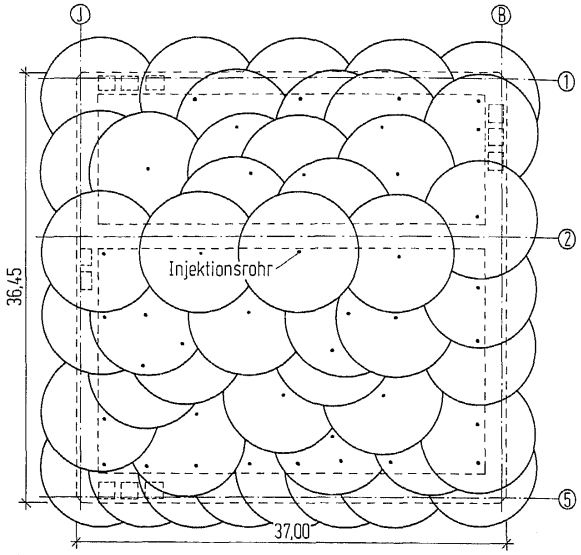
Im 5. und 7. Bauabschnitt mußten die Rohre verlängert werden. Zuerst wurde die Bewehrung eingebracht, danach die Rohrverlängerung mit Ventil in das untere Ventil eingeschraubt. Das Ventil über dem vorherigen Betonierabschnitt wurde wieder geöffnet und die Funktionskontrolle des neuen Ventils ausgeführt. Dann wurden die Ventilräder entfernt und das untere Ventil einbetoniert.

Zum Beginn der Injektionsarbeiten mußte ein Filter in dem Schlitz, der sich zwischen Bodenplatte und Kiesbett befand, montiert werden. Dieser Filter hatte die Aufgabe, unter der Bodenplatte befindliches eingeschlossenes Wasser, das durch den injizierten Mörtel verdrängt wurde, herauszulassen und den Mörtel zurückzuhalten. Zu diesem Zweck wurde eine Grobkiesfilterschürze über ein Schüttrohr mit flexibler Hose von Tauchern geschüttet und verteilt.

Der Mörtel (Bild 7) wurde von der Mittelwand aus in spiralförmiger Sequenz vom Inneren zu den äußeren Wänden injiziert. Dadurch wurde sichergestellt, daß der Bereich unter der Mittelwand mit der größten Bodenpressung hundertprozentig vollflächig verpreßt wurde. Außerdem verhinderte der spiralförmige Injektionspfad, daß Wassertaschen („Seen") eingeschlossen wurden. Der Abstand der Injektionsrohre wurde in der Nähe der Außenwände reduziert,



Injektionsanordnung



Injektionsverteilung

Bild 7. Unterwassermörtelfundamentbett
Fig. 7. Under-water grout injection for the foundation base

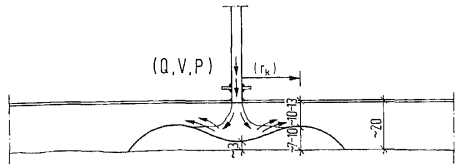
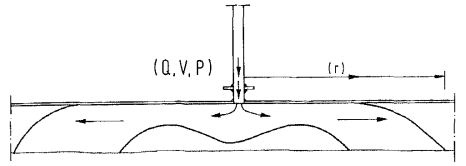
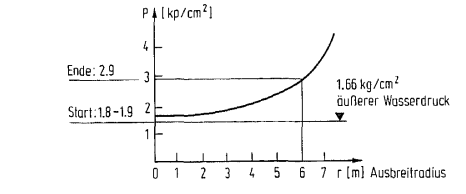
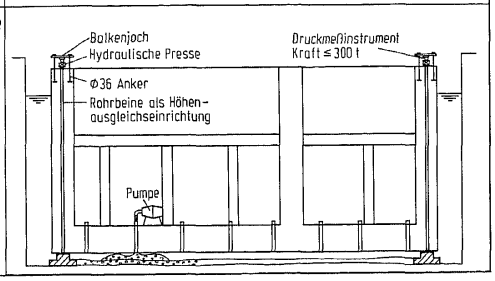
um auch hier eine einwandfreie vollflächige Verpressung zu erlangen. Das Injizieren wurde in folgenden Schritten durchgeführt (Tabelle 2):

1) Herstellen eines Primärkuchens unter dem Injektionsrohr durch Einpumpen des Mörtels mit moderatem Druck.
2) Gleichmäßige Erhöhung des Pumpdrucks zur radialen Verteilung des Mörtels.
3) Dabei stieg, bedingt durch die innere sowie die Oberflächenreibung zu Bodenplatte und Kiesbett, der Injektionsdruck nichtlinear zum Ausbreitungsradius an. Das Ende des Injektionsvorgangs per Rohr war dadurch gekennzeichnet, daß ein drastischer Druckanstieg und eine Reduzierung des Ausstoßes an Injektionsmaterial stattfand.

Die Erfolgskontrolle der Injektion wurde durch folgende Maßnahmen sichergestellt:

1) Messung des verpreßten Materials (Grobkontrolle).
2) Observationsschläuche mit Schauglas wurden an den Rändern des zu erwartenden Injektionskreises installiert:
   - Zuerst zeigt sich eine milchige Färbung des Wassers.
   - Dann steigt der Mörtel auf.
3) Zwischen Rohrbeinen und hydraulischer Presse wurde in den vier Ecken der Entlastungsdruck durch das Injizieren gemessen, um ein Abheben und Schiefstellen des Bauwerks zu verhindern.
4) An der Pumpe wurden Durchflußmenge und Druck gemessen.

Tabelle 2. Injektionsvorgang
Table 2. Under-water grouting injection procedure

Phase 1	Bildung des Initialkuchens 
Phase 2	Verteilung in einem Injektionszirkel 
Verteilungs-druck-entwicklung	
Abhebekontrolle an den Fundamenten	

Nach dem Ausführen einer Injektion wurde zur nächsten Injektion umgesetzt. Zu diesem Zweck wurden auch die Observationsschläuche mit Schauglas umgesetzt.

Die Ventile, die in Aussparungen der Bodenplatte saßen, oder sich in Bereichen mit nachträglichem Massenbeton zur Auftriebssicherung befanden, wurden nach der beschriebenen Operation geschlossen, die Ventilräder entfernt und permanent einbetoniert.

Alle Daten wurden zentral erfaßt und bewertet. Falls der Druck relativ zum statischen Eigengewicht durch Hindernisse, Verstopfer usw. die Grenzen überstieg und ein Schiefstellen zu erwarten war, wurde die Injektionspumpe auf eines der Nachbarsekundärrohre (Ersatz) umgesetzt. Der Umsetzpunkt wurde anhand der Bewertung der umgebenden Kontrollrohre ermittelt.

Zur Injektion wurde ein Bentonit-Zement-Sandgemisch mit Plastifizierern und Verzögerern benutzt, das nach Erhärtung eine Festigkeit von ca. 100 kg/cm² gegenüber einer maximalen Bodenpressung von 6 kg/cm² aufwies. An den Außenseiten der Wände wurde der Injektionserfolg zusätzlich durch Taucher überprüft.

Das aufsteigende Wasser bzw. Mörtelwassergemisch in den Observationsschläuchen wurde über den Rand der Pumpstation in das Wasser der Baugrube zurückgeleitet. Zum Umsetzen der Observationsschläuche wurden das Ventil der Injektionsstutzen von der Bodenplatte kommend und das Ventil unter dem Schauglas geschlossen, damit der Schlauchinhalt nicht ins Innere des Senkkastens floß.

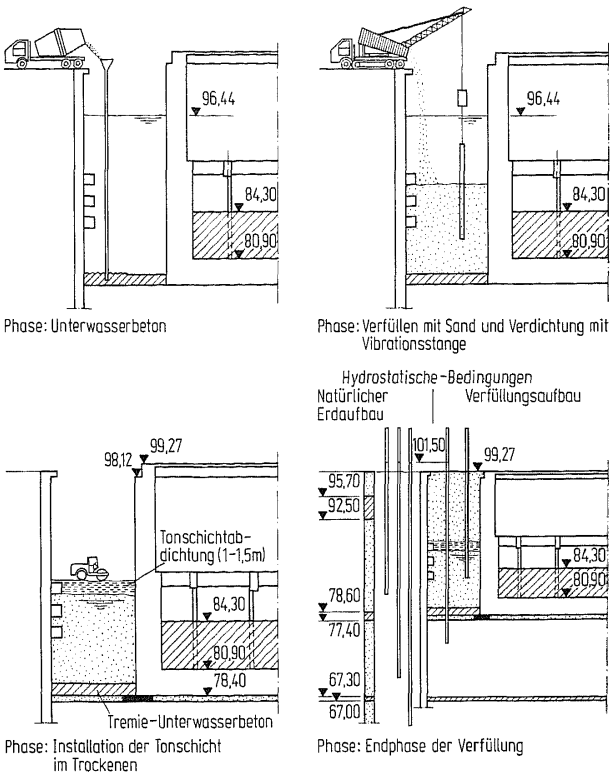


Bild 8. Verfüllung der Baugrube
Fig. 8. Backfill of the pit

8 Verfüllen der Baugrube

Gemäß Tabelle 1 in [1] wurden beim Aushub der Baugrube zwei wasserundurchlässige Tonmembranen Nr.2 und Nr. 4 entfernt bzw. angeschnitten. Durch das Einbinden der Schlitzwand in Stratum Nr. 7 war dies während der relativ kurzen Bauausführungsphase von untergeordneter Bedeutung. Für den endgültigen Zustand des Rückfüllens erschien die relativ dünne und ungleichmäßig steife Tonschicht Nr. 6 nicht ausreichend. Daher wurden in die Verfüllung zwei separate Dichtungsschichten eingebaut, um das langfristige Aufsteigen des artesischen Wassers zu verhindern (Bild 8):

Erste Barriere:
- Unterwasserbeton mit 1,50 m Dicke über dem Kiesbett in den Segmenten zwischen Schlitzwand und Pumpstation,
- Sandverfüllung auf dem Unterwasserbeton von ca. 10 m Dicke, verdichtet mit Vibrationsbohlen unter Wasser, Abpumpen des zwischen Schlitzwand und Unterwasserbetonmembranen eingeschlossenen Wassers bis auf die Höhe 90,00, das sind 50 cm unterhalb der Sandverfüllung.

Zweite Barriere:
- Installation einer Tondichtungsmembrane in einer Dicke von ca. 1,50 m im Trockenen auf der Sandschicht,
- Verfüllen der restlichen Baugrube mit Sand im Trockenen.

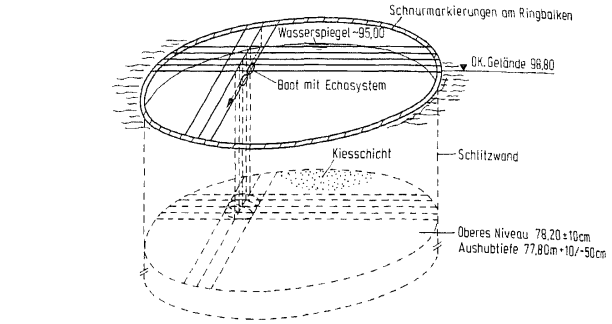
Zwei Dichtungsmembranen waren notwendig, da angenommen werden mußte, daß der Unterwasserbeton in den Anschlüssen zur Schlitzwand und Pumpstation nicht komplett dicht sein würde. Langfristig gesehen hätte dann Wasser durchdrücken und bis zur Oberfläche aufsteigen können. Die Unterwasserbetonmembrane diente auch dazu, eine Barriere zu bilden, die mit dem aufgeschütteten Sand bis zur Höhe 90,00 mit dem artesischen Druck im Gleichgewicht stand, um die Tondichtigkeitsmembrane im Trockenen zu bauen.

Die Tondichtigkeitsmembrane wurde in Lagen von 20–30 cm in optimalem Feuchtigkeitsgehalt eingebracht, um eine optimale Verdichtung mit leichten Schaffußwalzen zu erreichen. Ferner wurden Maßnahmen getroffen, die das Austrocknen der eingebauten Schichten verhinderten (Risse). Die Auflast auf der Tondichtigkeitsschicht war ausreichend, um dem artesischen Druck zu widerstehen, der sich eventuell durch durchsickerndes Wasser durch die erste Unterwasserbetondichtigkeitsschicht hätte aufbauen können.

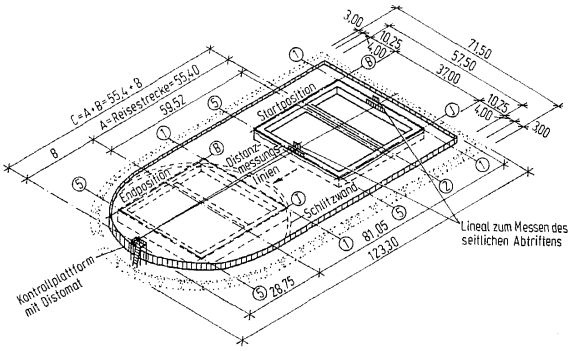
In der Baugrubenschlitzwand wurden in allen vier Segmenten Öffnungen vorgesehen, damit die Grundwasserhorizonte Nr. 1 kommunizieren konnten und, im Falle einer Undichtigkeit in den Membranen, das aufsteigende Wasser seitlich abgeführt werden konnte, ohne an die Erdoberfläche zu steigen.

Die Verfüllung wurde im wesentlichen nach Fertigstellung des statischen Innenausbaus der Pumpstation ausgeführt. Folgende Reihenfolge mußte aus statischen Gründen eingehalten werden [1]:

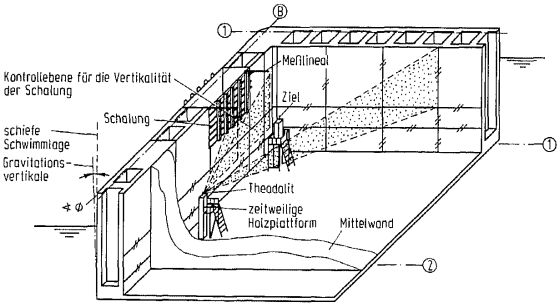
1) Herstellen der Unterwasserbetondichtigkeitsmembrane in den Segmenten,
2) Ergänzen der Bodenplatte des 15. Bauabschnitts bis zu einer Dicke von ca. 5,50 m (aus statischen Gründen zur Auftriebssicherung),
3) Einbringen des oberen Balken- und Deckensystems, Kote 98,00, als statisches Auflager für die Verfüllasten,
4) Verfüllen des Sandes über der ersten Dichtigkeitsmembrane ca. 10 m unter Wasser (dies konnte auch vor dem Schließen des Deckels erfolgen),
5) Einbau der Tondichtigkeitsschicht und der Sandauflasten im Trockenen (konnte erst nach Schließen des Deckels erfolgen).



Unterwasseraushub — Nivellierung des Endaushubs und Kiesbetts mit Echosystem



Einschwimmvorgang — 1) elektronische Distanzmessung 2) seitliches Abtriften



Schwimmender Bauzustand — Gravitationsunabhängige Horizontalitäts- und Vertikalitäts-Kontrolle

Bild 9. Vermessungsmaßnahmen
Fig. 9. Survey measurements

9 Vermessungsmaßnahmen

9.1 Einführung

Eine solche Baumaßnahme benötigte neben den normalen Vermessungen spezielle Vermessungsprozeduren, um die Bautoleranzen in den verlangten Grenzen zu halten. Die drei prinzipiellen Gruppen der Vermessungsoperationen (Bild 9) waren:

1) Sonarnivellierung der endgültigen Aushubtiefe und des Kiesfundamentbettes,
2) Etablierung eines schwerkraftunabhängigen 90-Grad-Ebenensystems für alle schwimmenden Bauzustände,
3) Navigationsvermessung während des Einschwimmens.

9.2 Sonarnivellierung

Die endgültigen Aushubstiefen wurden mit Hilfe von Wassertauchtafeln und durch Lotungen von einem Ruderboot mit Sonareinrichtung gemessen. Das Sonargerät führte 300 Echos pro Minute aus, die Strahlenweite bei 200 kHz war 15 Grad. Das Gerät hatte eine Genauigkeit von ca. ± 10 cm. Das Boot wurde entlang eines Führungsseils zu den Rasterpunkten durch die geflutete Baugrube hin- und hergeführt. Auf diese Weise war die Baugrube mit einem Netz aus imaginären orthogonalen Meßpunkten überspannt, von denen die Messungen ausgeführt wurden. Die einzelnen Meßzirkel wurden in der Endphase so verdichtet, daß sie sich überlagerten.

Für das Nivellieren des Unterwasserkiesbettes wurde zusätzlich eine schwimmende Nivellierstange (Peil) mit einem erweiterten Fuß verwendet, der von einem Boot aus gezogen und von den Tauchern (ohne Sicht durch Materialsedimente) unterfühlt wurde. Diese schwimmenden Lotstangen wurden gemäß ihrer Fußweite in Korridoren hin- und hergezogen, um die gesamte Baugrube systematisch zu erfassen.

9.3 Schwerkraftunabhängige 90-Grad-Ebenen

Während des schwimmenden Baus in der gefluteten Baugrube neigte sich der Senkkasten gemäß der exzentrischen Gewichtskraft („Schlagseite") unter stabilen Schwimmbedingungen. Daher konnte das Ausloten der Wände nicht durch geometrische Ebenen bestimmt werden, die sich rechtwinklig zur Gravitationsvertikalen ergaben. Aus diesem Grund mußte ein 90 Grad Ebenen-System unabhängig von der Gravitation im schwimmenden Senkkasten wie folgt geschaffen werden:

1) Einmessen eines rechtwinkligen horizontalen Vermessungssystems parallel zu den Wänden im Trockendock in beiden Kammern des Senkkastens für die fest installierten Vermessungsplattformen,
2) Eingießen der horizontierten Basis der Theodoliten in die Betonstützen der vier Plattformen pro Kammer. Die

unverstellbaren Basisplatten der Theodoliten waren nun parallel zur Bodenplatte und rechtwinklig zueinander.

3) Zum Vermessen der schwimmenden Konstruktion (Ausrichtung der Schalung) wurden die Theodiliten nur auf die Basisplatte gesetzt und verriegelt. Zu jeder Zeit waren alle Messungen auf die räumliche Basisebene bezogen.

Durch diese Maßnahme waren alle Messungen unabhängig von der schwimmenden Neigung der Pumpstation. Die in den Ecken installierten Führungsrohre dienten nach dem Ausrichten mit der beschriebenen Methode zur Zwischenmessung per Schnur.

9.4 Navigationsvermessung

Zur Steuerung der Einschwimmoperation befand sich eine Vermessungsplattform im Schnittpunkt der Mittellinie der Einschwimmrichtung und deren Endposition auf dem Kastenfangedamm. Für diesen Zweck wurden folgende Messungen durchgeführt:

- elektronische Entfernungsmessung,
- seitliches Abtriften.

Mit diesen Meßdaten wurden die Greifzüge zum Verziehen des Basispontons gesteuert.

Literatur:

[1] *Girmscheid, G.*: Schwimmend hergestellte Pumpstation: Entwurfsauswahl und Entwurfsplanung. Bautechnik 68 (1990), H. 4, S. 118–128.

[2] *Girmscheid, G.*: Schwimmend hergestellte Pumpstation: Einschwimmen des Basispontons. Bautechnik 68 (1990), H. 5, S. 147–153.

[3] *Klöckner, W.; Arz, P.*, u. a.: Grundbau. Berlin: Ernst & Sohn 1987. Sonderdruck aus dem Betonkalender 1987.

[4] *Brianza, M.*: Schwindkompensierter Beton. Schweizer Ingenieur und Architekt 1989, H. 40, S. 1069–1075.

[5] *Laux, F.*: Haftbrücke aus hartkornverzahnten Epoxidharzbelägen, Beton 1989, H. 10, S. 440–442.

[6] ASTM C878-80: Restrained Expansion of Shrinkage Compensating. Concrete Annual Book of ASTM-Standards Volume 04.02, Philadelphia (USA): ASTM-Publication 1986.

[7] ACI 224R-80: Control of Cracking in Concrete Structures. ACI. Manual of Concrete Practice Part 3-1988. Detroit (USA): ACI-Publication 1988.

[8] *Kieft, P.*: Neueste Entwicklungen auf dem Gebiet des Unterwassertunnelbaus. Forschung + Praxis, H. 27, S. 71–76. (Vorträge der STUVA-Tagung 1981 in Berlin.)

[9] *Lingenfelser, H.*: Sandspülverfahren für Flächengründungen unter Wasser. Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau 1982, H. 12, S. 739a.

[10] *Fliegner, E.*: Unterwassertunnel und Brücken der Tokiobucht. Fachthema Brücken und Tunnelbau 1983, H. 11, S. 5–20.

[11] *Bergmann, M.*, u. a.: Stahlbetonplattformen für das Offshore Ölfeld „Schwedeneck-See". Bilfinger & Berger Firmenprospekt 1985.

[12] *Baldauf, H., Timm*, u. a.: Betonkonstruktionen im Tiefbau. Berlin: Ernst & Sohn 1988.

Große Seitendrucksonde für den Einsatz in Pfahlbohrungen

Die Erkundung des horizontalen Last-Verformungs-Verhaltens im Untergrund ist vor allem beim Einsatz von Pfählen von Bedeutung, die Bauwerkslasten überwiegend oder ganz über eine Bettung quer zur Pfahlachse abgeben. Zur Quantifizierung der Bodenreaktion und damit zur sicheren und wirtschaftlichen Bemessung solcher Gründungskörper werden neben klassischen bodenmechanischen Laborversuchen (vor allem im Oedometergerät) in-situ-Versuche mit dem Pressiometer oder mit der Seitendrucksonde herangezogen. Es ist aber immer wieder erforderlich, das Tragverhalten von Pfählen auch großmaßstäblich mittels horizontaler Probebelastungen zu überprüfen, was aber einen erheblichen Aufwand darstellt.

Um die Lücke zwischen Seitendrucksondierungen in Erkundungsbohrungen und aufwendigen Pfahlprobebelastungen zu schließen, wurde an der FMPA Baden-Württemberg – Otto-Graf-Institut – eine Seitendrucksonde für großmaßstäbliche Versuche in Pfahlbohrungen mit einem Durchmesser von ca. 60 cm entwickelt und gebaut.

Das Konstruktionsprinzip entspricht der inzwischen in verschiedenen Varianten für Erkundungsbohrungen gebauten „Stuttgarter Seitendrucksonde" [1], [2]. Die kreiszylinderförmige Sonde besteht aus zwei 120°-Tonnenschalen, die mittels hydraulischer Pressen auseinandergedrückt werden. Die Abmessungen und die Wirkungsweise der neuen Sonde gehen aus der schematischen Darstellung in Bild 1 hervor. Die Kräfte werden über zwei doppelt beaufschlagbare Hydraulikzylinder aufgebracht, wobei diese bei einem maximalen Arbeitsdruck von 500 bar eine Belastung von 2 · 560 kN

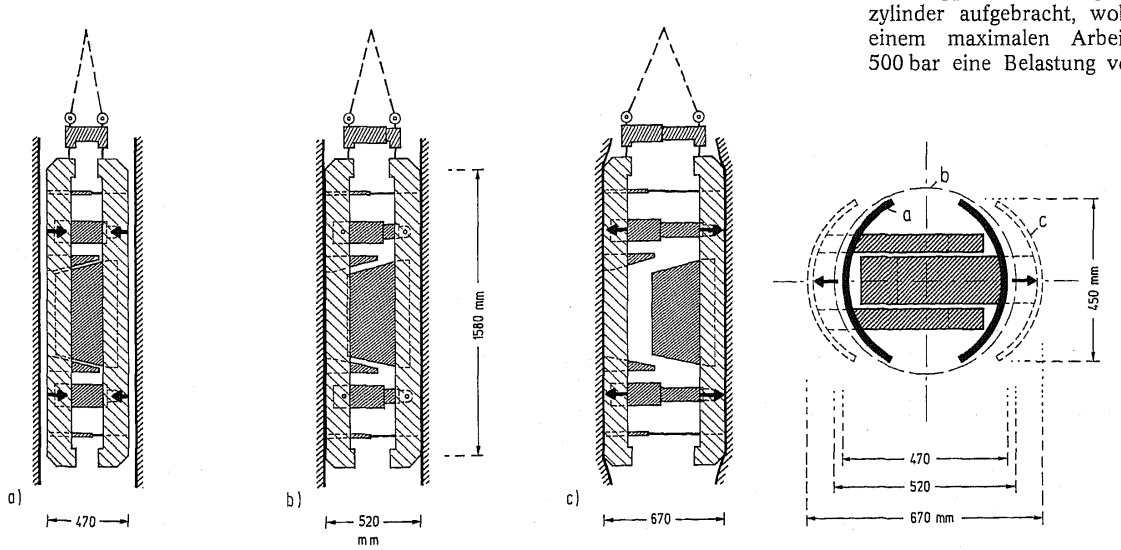


Bild 1. Schematische Darstellung der großen Seitendrucksonde
a) minimaler Schalenabstand = Einführ-/Rückholzustand b) Nullstellung = ideale Anlegestellung c) maximale Aufweitung