

Schwimmend hergestellte Pumpstation Entwurfsauswahl und Entwurfsplanung

Zusammenfassung

Bedingt durch Grundwasserprobleme und setzungsgefährdete Siedlungen konnte die vitale Pumpstation für die Abwasserbehandlung von Alexandria, Ägypten, nicht wie ursprünglich vorgesehen in einer trockenen Baugrube hergestellt werden. Durch Ausarbeitung unkonventioneller Lösungen war es möglich das Projekt betriebsbereit zu machen. Die Lösungen und Auswahlkriterien werden methodisch dargelegt. Die wirtschaftlichste Lösung bestand darin, das Grundwasser selbst als Bauhilfsmaßnahme zu nutzen, anstatt umfangreiche Entspannungs- und Schluckbrunnensysteme zu bauen und zu unterhalten mit nicht vorhersehbaren Auswirkungen auf die gefährdeten Siedlungen. Die Entwurfsannahmen und der Analyseweg der statischen und hydrostatischen Untersuchungen für die schwimmend, abschnittsweise hergestellte Pumpstation werden dargelegt, um die Besonderheiten der Ideen für andere Projekte als Anregung zu vermitteln.

Summary

Floating box caisson solution for a pump station design. Due to the extraordinary artesian groundwater conditions and the severe differential settlements „Pisa tower effect“ of the nearby densely populated housing area, the originally in the dry (diaphragm pit) anticipated construction method was abandoned, so as not to endanger the lives of the inhabitants of the housing area here in reference. Unconventional design ideas led to the construction of a vital Pump Station put into operation for the sewage, collection and follow-up treatment of Alexandria, Egypt. The predesign of different alternative solutions and the systematics of the design selection are described in detail. The floating box caisson construction proved to be the feasiblest method among all others. It will be given detailed information on both the design assumptions and the design of the Floating Box Caisson Method.

1 Entwurfsauswahl

1.1 Ausgangssituation und Randbedingungen

Alexandria, die zweitgrößte Stadt Ägyptens am nordwestlichen Zipfel des Nildeltas mit ihren ca. 3 Millionen Einwohnern vergab 1987 den Auftrag zum Bau zweier Großkläranlagen im Wert von ca. 100 Millionen Dollar. Die einstige Perle des Mittelmeeres hat sich in den letzten 30 Jahren zu einem Industriezentrum entwickelt. Die Infrastrukturmaßnahmen, im besonderen die Abwasserbehandlung hielten mit dieser stürmischen Entwicklung nicht Schritt. Die United States Agency For International Development hat im Rahmen des Camp-David-Abkommens das vitale Abwasser- und Kläranlagensystem finanziert.

Die Stadt Alexandria liegt auf einer Sandzunge, an der Nordseite des Mittelmeers, an deren südlicher Landseite sich ein Schilfsee befindet. An den versandeten Ufern dieses Sees entstand die West Treatment Plant zum biologischen Behandeln des Abwassers. Die „Influent Pump Station“, das Schlüsselbauwerk der West Treatment Plant, soll die Abwassermengen, die in etwa 20 m Tiefe ankommen, in einen aufgeständerten oberirdischen Verteilerkanal fördern und dann das Abwasser durch Gravitationsgefälle in die Behandlungsbecken leiten.

Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid, Design Manager Fru-Con Construction Corporation St. Louis (USA), Tochtergesellschaft der Bilfinger + Berger Bau AG Mannheim, Auslandsbereich Wiesbaden, Postfach 15 09, 6200 Wiesbaden 1

Diese Pumpstation sollte in einer trockenen runden Schlitzwandbaugrube hergestellt werden. Das war aufgrund der gegenüber den Vertragsgrundlagen geänderten Randbedingungen nicht möglich:

- Die im Geotechnischen Report indentifizierten Sandschichten stellten sich als zementiert heraus mit Festigkeiten bis zu 150 kg/cm² (Bild 1).
- In den dicht belebten Wohnsiedlungen direkt an der nördlichen Grenze der Anlage waren 19 Häuser mit sechs bis sieben Stockwerken wegen ihrer extremen Schiefstellung als äußerst kritisch hinsichtlich der Einsturzgefahr eingestuft worden. Diese Häuser waren mit unzureichenden Flachgründungen auf der weichen oberen Tonschicht gegründet, was zu bedrohlichen Differenzsetzungen führte (Bild 2).
- Die Durchlässigkeit der zwischen steifen Tonschichten eingeschlossenen, mit artesischem Wasser gefüllten zementierten Sandschichten war tausendmal größer als im Geotechnischen Report angegeben. Dadurch vergrößerte sich der Einflußradius für die Entspannung des Grundwassers von 70 m gemäß Vertragsdokumenten auf ca. 1000 m bis in das dichtbesiedelte Stadtgebiet (Bild 3).

Nachdem diese neuen Fakten bewertet worden waren und sich zudem durch direkte Fenster zwischen den Schichten und durch die Umläufigkeit am Beckenrand eine Kommunikation der verschiedenen Wasserhorizonte andeutete, war

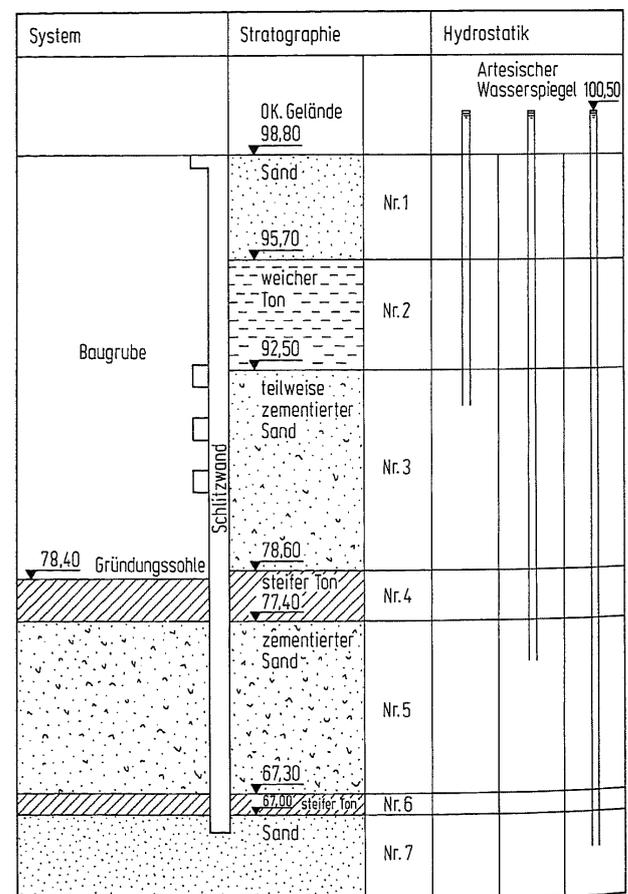


Bild 1. Hydrostatisches und stratigraphisches Bodenprofil

Fig. 1. Hydrostatical and stratigraphical soil profile

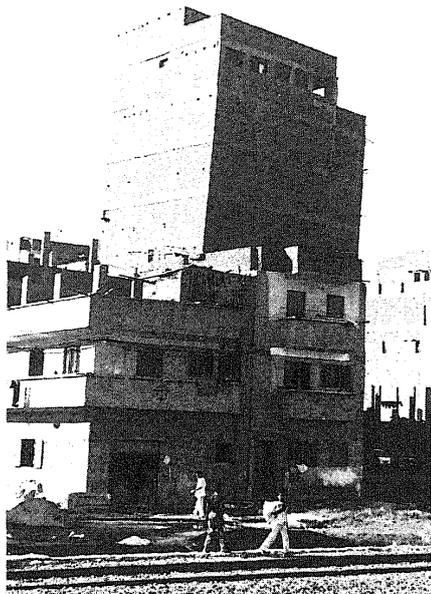


Bild 2. Schiefstehende Häusersiedlung an der nördlichen Grenze der Anlage

Fig. 2. Housing area with piso-tower effect adjacent to construction site

es klar, daß sich die Gefahr des Einstürzens der erwähnten Häuser potentiell erhöhen würde.

Aufgrund dieser neuen Situation wurden alle Arbeiten an der Pumpstation gestoppt, während alle Vertragsparteien nach Lösungen suchten. Die Stadtverwaltung und die Abwassergesellschaft wurden zweimal monatlich über die kritische Setzungsentwicklung anhand von Meßkontrollen informiert.

1.2 Alternative Lösungen und deren Auswertung

Fru-Con St. Louis USA, eine Tochter von Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft wurde beauftragt, Lösungsvorschläge (Tabelle 1) zu entwickeln unter Berücksichtigung der in Tabelle 2 vorgegebenen Randbedingungen und Entwurfs-

Tabelle 1. Voruntersuchungen
Table 1. Predesign investigations

Nr.	Baumethode	Skizze
1	Grundwasserentspannung – trockene Baugrube – keine Änderungen am konstruktiven System der I.P.S. (Influent Pump-Station) – Schluckbrunnengalerien innerhalb des Baugebietes	Entspannungsbrunnen Schluckbrunnengalerien Meer
2	Druckluftsenkkasten – trockene Baugrube – Hängenbleiben im zementierten Sand – Änderungen des konstruktiven Systems – langsamer Baufortschritt – Schlitzwand nicht notwendig	Baugrube Schlitzwand
3	Unbewehrte, Zugverankerte Unterwasserbetonplatte: trockene Baugrube keine Änderungen am konstruktiven System der I.P.S. keine Grundwasserentspannung	Unterwasserbeton 20mm 35mm Zuganker
4	Schwimmend hergestellter Senkkasten: 1. Abschnitt in einem Spundwand-trockendock hergestellt und eingeschwommen Alle anderen Bauabschnitte schwimmend hergestellt keine Grundwasserabsenkung geflutete Baugrube kompletter Neuentwurf	geflutete Baugrube

kriterien. Das bestimmende Entwurfskriterium – neben der Wirtschaftlichkeit der Gesamtlösung – war die Unantastbarkeit der Wohngebiete außerhalb der Anlage. Aus Haftungs-

Nr.	Kriterien	Ausgangssituation gemäß geotechnischen Voruntersuchungen	Wirklichkeit gemäß Funktionspumptest
1	Durchlässigkeitsbeiwert	$K = 4 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	$K = 3,1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
2	Grundwasserentspannungseinfluß		
3	Wassermengen	Schicht 7 : $Q = 5 - 10 \text{ m}^3/\text{h}$ Kommunikation zwischen 3,5,7: $Q = 20 - 30 \text{ m}^3/\text{h}$	Schicht 7 : $Q = 650 - 700 \text{ m}^3/\text{h}$ Kommunikation zwischen 3,5,7: $Q = 1200 - 1400 \text{ m}^3/\text{h}$

Bild 3. Grundwasserentspannungseinfluß

Fig. 3. Influence of artesian groundwater depressurization

Tabelle 3. Bewertung der untersuchten Methoden

Table 3. Assessment of alternative predesign solutions

Nr	Alternative	Bewertungskriterien					
		Umwelt	Existierende Schlitzwand	Statik	Funktion	Bauausführung und Wirtschaftlichkeit	Punkte
1	Grundwasser-entspannung	Beeinflussung der Siedlungen	benutzt	keine Änderung	keine Änderung	Große Wassermengen Leitungswasser Schluckbrunnen Sequentieller Bau	
		Umläufigkeit am Beckenrand Zustand von Gebäuden und Gründungen im Einflußgebiet unbekannt Durchfeuchtung von Gebäuden					
		1	7	6	5	7	26
2	Druckluft-senkkasten	keine Beeinflussung	nicht nötig	Änderungen	keine Änderungen	parallele Baumaßnahmen Probleme: - zementierte Schichten (verkeilen)	
		10	0	6	5	6	27
3	verankerte Unterwasser-betonplatte	keine Beeinflussung	benutzt	keine Änderung	keine Änderung	Sequentieller Bau	
		10	7	6	5	4	32
4	schwimmender Senkkasten	keine Beeinflussung	benutzt	Änderung - Stat. System - Schwimm-stabilität	keine Änderung	parallele Ausführung	
		10	7	6	5	10	38
5	Bewertung	<p>Bewertungspunkte</p> <p>max. Bewertung</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>20</p> <p>10</p> <p>0</p> <p>1. 2. 3. 4. Methode</p> <p>26 27 32 38</p>					

Der ursprüngliche Entwurf des Consultant wurde in Anlehnung an die „ACI-318“ [6] unter Zugrundelegung der besonderen Bedingungen der „ACI-350“ [7] für Abwasserbauwerke und unter Berücksichtigung der ägyptischen „ESS“ [8] berechnet. Voruntersuchungen für die neue Lösung ergaben, daß solch ein schwimmendes Bauwerk nicht unter Berücksichtigung der ägyptischen „ESS“ entworfen werden konnte. Dies lag daran, daß die „ESS“

- wasserundurchlässige Bauwerke nach dem Konzept begrenzter Betonzugspannungen bemißt und
- die praktische Ausführung durch lokale Firmen vorsieht, die nicht den Qualitätskontrollen der DIN oder ACI unterliegen.

Zum Nachweis der Gebrauchsfähigkeit bezüglich der Wasserundurchlässigkeit [5] konnte die „ACI-224“ für „Crack Control“ herangezogen werden. Diese verweist hinsichtlich

der Berechnungsmethode zur Steuerung der Rißbreite auf den „Eurocode Nr.2“ [15]. Da die DIN 1045 das Konzept des Eurocodes quasi übernommen hatte [4], wurde der Vorschlag, die DIN 1045 generell für den neuen Entwurf zu nehmen, von dem amerikanischen Consultant akzeptiert. Diese Vertragsveränderung wurde aus folgenden Gründen angenommen:

- DIN und ACI weisen keine substanziell praktischen Unterschiede auf.
- Die Rißbreiten-Kontrolle anhand eines deterministisch-probabilistischen Konzeptes für Zwangs- und Lastbeanspruchung versprach zielorientierte Resultate.
- Die durch die Baufirma ausgeführten Bauwerke bei diesem Projekt boten besten Qualitätsstandard.

Die Entwurfskriterien sind in Tabelle 4 aufgeführt. Da das System schwimmend hergestellt wurde [2], mußte neben den

Tabelle 4. Entwurfskriterien
Table 4. Design assumptions

Kriterien	Bedingung
Basisabmessung Wanddicken Deckendicken	Dürfen nicht verändert werden, können sukzessive hergestellt werden
Betonstahl:	
ARE - ST 52	$\beta_s = 360 \text{ MN/m}^2$ $\beta_z = 520 \text{ MN/m}^2$
US - GRADE 60	$\beta_s = 420 \text{ MN/m}^2$ $\beta_z = 634 \text{ MN/m}^2$
Beton: B 25	$\beta_{r\ 28} = 17,5 \text{ MN/m}^2$
Mindestfestigkeit vor dem Eintauchen	$\beta_{r\ 5} \geq 10,5 \text{ MN/m}^2$
Füllbeton: B 25	$\beta_{r\ 28} = 17,5 \text{ MN/m}^2$
Bauzustand:	Lastfaktoren:
Multizellwände	1,0 (g + w + 1,3v) *
Bodenplatte	Spannungen:
Aussteifungs-Trägerrost	zul $\sigma = (\beta_r; \beta_s)/\gamma$
Decken	$\gamma = 1,75 - 2,1$
Endzustand:	Lastfaktoren:
Füllbeton in Zellen soll quasi monolithisch mit den Multizellwänden als Gesamtsystem wirken	1,3 (1,4g + 1,7v + w + e) *
	Spannungen:
	zul $\sigma = (\beta_r/\gamma; \beta_s)$
	$\gamma = 1,0$
Bauzustand	
Rißbreitenbegrenzung für alle Elemente in Kontakt mit Wasser	$w_{95} \leq 0,2 \text{ mm}$
Endzustand	
Füllbeton muß mit den Multizellwänden quasi monolithisch wirken, so daß die Betonzugspannungen gemäß ESS nicht überschritten werden	$\sigma_{bz} = 0,2 \text{ MN/m}^2$
Übertragbare Schubkraft in der Fuge zwischen Multizellwand und Füllbeton	$\tau_{zul} = 0,31 \text{ MN/m}^2$
Außenseite der Betonwände	faserverstärkte Bitumenemulsion
Konstruktionsfugen	PVC Außenfugenband Innenfugenblech

* g = Eigenlast v = Verkehrslast e = eff. Erddruck w = Wasserlast

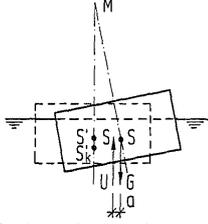
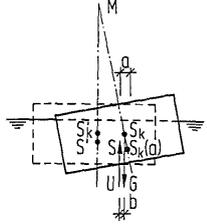
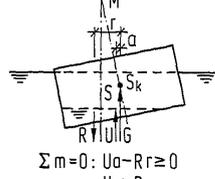
statischen Nachweisen auch die Schwimmfähigkeit für jeden Bauabschnitt nachgewiesen werden. Das modifizierte, schwimmfähige System ist in Bild 5 dargestellt. Der Ausbau des Senkkastens zur Erreichung des ursprünglichen Konzepts (Bild 4) wird nach Erreichen des Absenckziels durchgeführt.

2.2 Schwimmstabilität der Bauzustände

2.2.1 Einführung

Aufgrund der Forderungen des Bauherrn (Tabelle 4) mußten die geometrische Form und die Dicke der Wände und Decken des ursprünglichen Entwurfs beibehalten werden. Allerdings durfte der Endzustand sukzessive hergestellt werden. Da das System mit Wanddicken von 2,00 bis 2,50 m und Bodenplattendicken von 2,50 bis 5,90 m in keinem Bauzustand schwimmfähig war, mußte das Grundsystem auf ein schwimm- und tragfähiges Skelett reduziert werden. Aus diesen Gründen wurden die Wände als Multizellsystem und die Bodenplatte als dünne Platte mit Rippenverstärkung hergestellt. Die Bodenplatte wurde in den Bauzuständen gemäß größer werdender Eintauchtiefe bis auf 2,50 m verstärkt. Dieses Konzept ermöglichte es, jeden Bauzustand schwimmfähig zu machen und ausreichend tragfähig für die Bauzustände und den Endzustand zu bemessen.

Tabelle 5. Beurteilung der Schwimmelage des Senkkastens
Table 5. Floating criteria

Nr.	Bedingung	Bewertung
1	Allgemein a) Metazentrum M über Körperschwerpunkt S_k b) Metazentrum M unter Körperschwerpunkt S_k	stabil labil
2	Differenzierung der stabilen Lage a) Körperschwerpunkt S_k unter dem Auftriebsschwerpunkt S (Bedingung für U-Boote und Zylinder) b) Körperschwerpunkt S_k über dem Auftriebsschwerpunkt S Begründung Das Rückdrehende Moment im ersten Fall ist größer, da der Hebelarm der Kräfte in Schiefelage größer ist.	sehr stabil stabil
	Fall 2a  Fall 2b 	
3	Verhalten bei unerwartet verschieblichen Lasten (Regen etc.)  $\Sigma m = 0: Ua - Rr \geq 0$ $Ua \geq Rr$ Verschiebliche Lasten stellen eine große Gefahr für die stabile Lage dar. Daher mußten besondere Maßnahmen getroffen werden, um im Fall von starken Regenfällen sofort das Wasser zu lenzen.	

2.2.2 Schwimmstabilitätsuntersuchung

Die Prinzipien und Kriterien der Schwimmstabilitätsuntersuchung sind in Tabelle 5 wiedergegeben und beruhen auf dem Archimedes-Prinzip der Hydrostatik [16].

Durch die einachsige Unsymmetrie des Systems ist der geometrische Mittelpunkt des Caissons nicht identisch mit der projizierten Lage des Körperschwerpunktes. Daher kommt es zu einem Zusatzmoment um den geometrischen Mittelpunkt, so daß sich der Caisson um das Metazentrum dreht und dies zu einer statisch stabilen Schiefstellung (Schlagseite) führt, bei der Auftriebs- und Schwerkraft in einer Wirkungslinie liegen [17].

Zur Ermittlung der tragfähigen Querschnitte – mit ausreichender Schwimmfähigkeit – war ein iterativer Prozeß notwendig. Jeder Bauzustand mußte aus folgenden Gründen ausreichendes Freibord aufweisen:

- Sicherheit gegen Fluten während des Herstellens des nächsten Bauabschnitts. Der Wandring wurde blockweise geschlossen [2].
- Einfache Schalungsmontage und Demontage über Wasser.

Aus diesen vorgenannten Gründen mußten alle Eingangsparameter, die die Eintauchtiefe beeinflussten, genau ermittelt werden., wie

- Rohdichte des Betons mit 5%-Fraktile,
- Frischbetondichte,
- Stahlmenge,
- Gerüst- und Schalungsgewicht, Hilfsgeräte,
- Umweltbedingungen wie Regen, Wind und Wellen.

Um die Freibordbedingungen unter den realen Lasten zu erfüllen, mußten folgende Maßnahmen durchgeführt werden:

- Die Außenschale der Multizellwand wurde um den Umfang vorgezogen, damit der Umfang geschlossen war, um somit ein ausreichendes Freibord für die Herstellung der Mittelwand, die Innenschale und die Stege der Außenwände zu erhalten.
- In einigen Bauabschnitten mußte Ballastbeton in die Kammern gefüllt werden, um ein übermäßiges Schiefstellen zu korrigieren.

2.2.3 Sicherheitsmaßnahmen

Während des schwimmenden Baues wurden eine Reihe von Sicherheitsmaßnahmen beachtet. Folgende Sicherheitsmaßnahmen wurden im Betonkörper des Caissons vorgesehen, um einem Eindringen von Wasser, bedingt durch eventuelle starke Regenfälle (im Spätherbst und Winter) oder durch Undichtigkeit der Wände, vorzubeugen:

- Oberhalb eines jeden Bodenplattenabschnitts wurde in den Rippen jeweils an beiden Wandseiten eine 10×25 cm große Öffnung angebracht, damit das Wasser zu den Lenzpumpen fließen konnte.
- Alle Auftriebskammern hatten zur Innenseite oberhalb eines jeden Bodenplattenabschnitts hin eine Öffnung von 10×25 cm. Auf diese Weise wurde sofort sichtbar, wenn in eine Kammer Wasser eindrang. (Die Kammern konnten nicht mit Wasser volllaufen).
- Extreme Schieflagen wurden im 10. und 11. Bauabschnitt durch Füllen einiger Kammern mit Beton ausgeglichen.

2.3 Statische Berechnung der Bauzustände und des Endzustandes

2.3.1 Einführung

Da das System mit veränderlicher Gliederung gebaut wird, muß jeder Bauabschnitt wie im Brückenbau statisch auf seine Tragfähigkeit hin untersucht und ausreichend bemessen werden. Diese Bemessung mit den eingprägten, sukzessive entwickelten Kräften gilt quasi für den Zeitpunkt $t = 0$. Zudem muß der Endzustand nachgewiesen werden, der den Zeitpunkt $t = \infty$ darstellt (Tabelle 6). Das System wird nach Fertigstellung durch Kriechen und Schwinden fast die Schnittkraftverteilung des Endzustandes erreichen [9]. Die Umlagerung der Schnittgrößen ist wie folgt:

$$S_i^\infty = S_i^B + (S_i^E - S_i^B) \frac{\varphi_\infty}{1 + 0,8 \varphi_\infty}$$

$$S = \{M_i, Q_i, N_i\}$$

- i Querschnittsstelle
- B Bauzustand $t = 0$
- E Elast. Endzustand
- ∞ nach Umlagerung $t = \infty$

Das System wurde durch die folgenden beiden unabhängigen Methoden des Aufstellers untersucht:

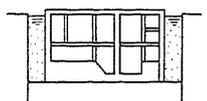
- 1) Vereinfachtes Vorstatik-System unter Vernachlässigung der Zwängungen
 - 2) Räumliche Finite-Stub-Element-Methode
- Außerdem analysierte der Prüflingenieur das System räumlich, mit ebenen finiten Scheiben- und Plattenelementen. Diese Vorgehensweise war mit dem Prüfer sorgfältig abgesprochen worden, um unabhängige Ergebnisse zu erzielen.

2.3.2 Vorstatik mit vereinfachten Systemannahmen

Diese Methode wurde für die Voruntersuchung benutzt sowie zur Plausibilitätsprüfung der FEM-Ergebnisse. In die-

Tabelle 6. Schematik der Lastfälle zur Ermittlung der maßgebenden Kräfte und der Bemessung

Table 6. Loadcase schematics for evaluation of the internal forces and design of sections

Analyse der eingprägten aufeinanderfolgenden Bauzustände		Originalentwurf für den Endzustand	
Baubabschnitt	A_s	Baubabschnitt	A_s
1	$1 A_s^B$		A_s^E
...	...		
13	$13 A_s^B$		
14	$14 A_s^B$		
15	ΔA_s^B		
Zeit : $t = 0$ Kräfte : $S^B = \text{Max}_{i=1-14} [S_i^B] + \Delta S$		Zeit : $t = \infty$ Kräfte : $S^E = S^E$	
Maßgebende Bewehrung der Bauzustände: $A_{st}^B = \text{Max}_{i=1-14} [A_{st}^B] + \Delta A_{st}^B$		Maßgebende Bewehrung für den Endzustand: $A_{st}^E = A_{st}^E$	
Maßgebende Bewehrung : $0 \leq t \leq \infty$ $A_{st} = \text{Max} [A_{st}^B, A_{st}^E]$			

ser Berechnung wurden die Hauptkompatibilitätsbedingungen für das Gleichgewicht erfüllt, ohne die Zwängungen des Systems durch seine innere statische Unbestimmtheit zu berücksichtigen.

Alle Hauptbiegemomente und Querkräfte für Platten, Balken und Wände wurden somit in ihrer oberen Grenze abgeschätzt, nachdem sich alle plastischen Gelenke ausgebildet hatten.

Alle Zwangsschnittgrößen, die für die Dichtigkeit des Systems maßgebend waren, konnten nicht abgeschätzt werden; dafür war die räumliche Berechnung notwendig. Das statische System für die Voruntersuchung ist in Tabelle 7 wiedergegeben.

2.3.3 Räumliches finites Stub-Element-System

2.3.3.1 Einführung

Elementare visuelle Vorüberlegungen wurden an einem Plastikmodell durchgeführt, um das Verformungs- und Tragverhalten zu studieren. Das Verformungsverhalten dieser Multizellwände wurde unter Berücksichtigung der Projektionskonstanz in Tabelle 8 wiedergegeben. Die einzelnen Röhren der Multizellwände wurden durch Wölbkrafttorsion verformt. Das Modell wurde dann diskretisiert und aus Vierdeckscheiben zusammengesetzt, die in äquidistanten Abständen an vertikalen Plastikscheiben in Stegmitte befestigt wurden. Das Verformungsverhalten dieses diskreten Modells war quasi affin zu dem „wirklichen“ Modell.

Das Verformungsverhalten der Zellen wie in Tabelle 8 gezeigt führt hauptsächlich zu Wölbkrafttorseionskräften in den Stegen mit sekundärer Biegung zur Aufrechterhaltung der

Tabelle 7. Vereinfachtes Vorstatik-System

Table 7. Static system for predesign

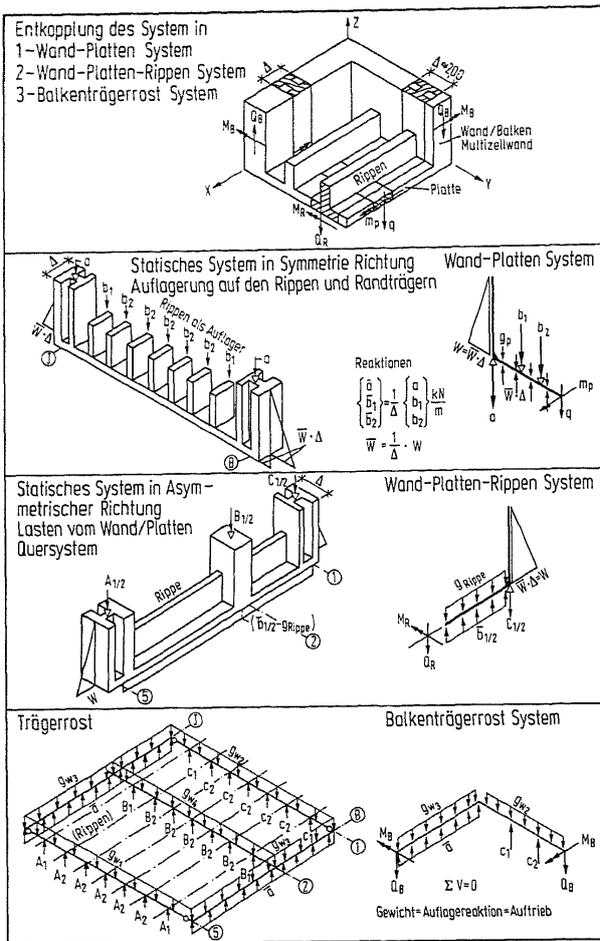
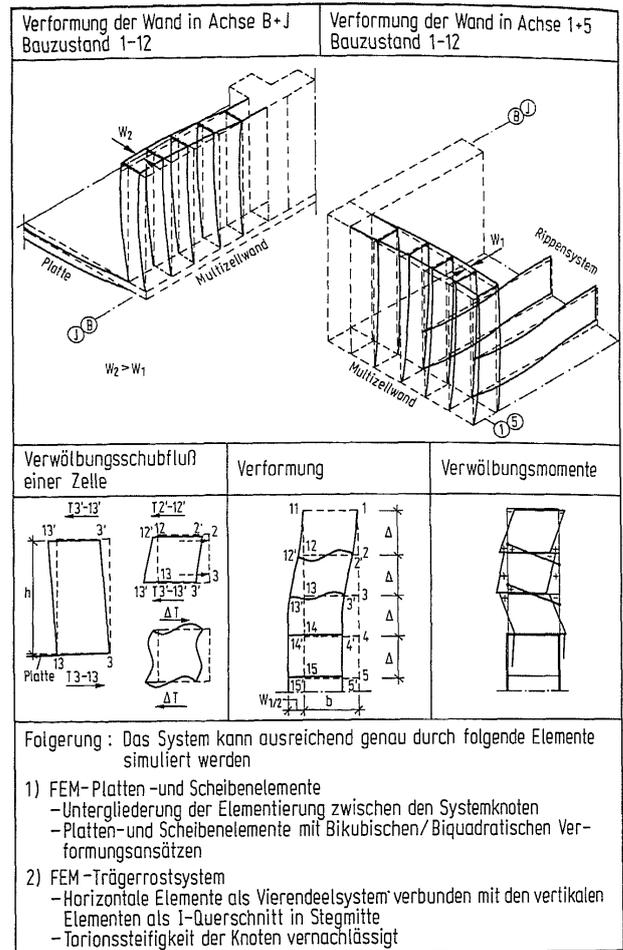


Tabelle 8. Analyse des Verformungsverhaltens der Multizellwände und Wahl der FEM-Elemente

Table 8. Deflection Analysis of multicell walls and selection of finite elements



Verformungskompatibilität. Im Vierendeelsystem werden die affinen Verformungen durch reine Biegung der Stege aufgenommen. Dies führt zu einer leichten Überbemessung, weil die Scheibensteifigkeit der Stege weit größer ist als die Biegesteifigkeit der Stege. Die Hauptschnittgrößen werden allerdings nur gering beeinflusst.

2.3.3.2 Wahl des FEM-Systems

Aus der Koinzidenz des finiten räumlichen Stabsystems [10] mit dem wirklichen Verformungs-Verhalten wurde von der Aufstellerseite das in Tabelle 9 dargestellte System zur Berechnung gewählt. Da das Gesamtsystem in einer Achse symmetrisch und in der anderen Achse unsymmetrisch ist und die Lasten symmetrisch wirken, war es möglich, nur das halbe System zu generieren unter Beachtung, daß in der Symmetrieachse alle antimetrischen Schnittkräfte gleich null wurden (Bild 5).

Die Steifigkeiten der Elemente wurden gemäß [19] ohne Berücksichtigung des Torsionsmomentes in den Knoten ermittelt. Die massiven decken- und wandgleichen Ringbalken und Eckstützen, zwischen denen sich die Multizellwände befanden, wurden im Querschnitt zu den anschließenden Elementen der Decke sowie Innen- und Außenschale der Wände als quasi ∞ -steif betrachtet. Das System ist zusammenfassend wie folgt elementiert:

- a) Multizellwände:
 - Vertikale Elemente mit H-Querschnitt

- Horizontale Zellelemente als Vierendeelträgersystem
 Die vertikalen Elemente sind mit dem Vierendeelsystem in der Stegmitte im Abstand Δh verbunden.

- b) Massive innere Wand:

- Orthogonales Balkensystem

- c) Bodenplatte:

Im Bauzustand wird die Platte in drei Stufen ergänzt. Das orthogonale Knotensystem wurde so gewählt, daß die statische Veränderung des Systems in jedem Bauzustand simuliert werden konnte. Das System war wie folgt:

- Bauzustand 1-5: Orthogonales Trägerrostsystem parallel und rechtwinklig zu den einachsigen gespannten Aussteifungsrippen.
- Bauzustand 6-7: Orthogonales Trägerrostsystem parallel zur einachsigen gespannten Verstärkung der Platte $h = 1,35 \text{ m}$ und rechtwinklig parallel zur 35 cm Platte
- Bauzustand 8-15: Isotroper, orthogonaler Trägerrost für die zweiachsigen gespannte Platte

- d) Der massive Rahmen versteckter horizontaler Ringbalken entlang der Bodenplatte und in Höhe der Mittelwand (zur Lagerung des Aussteifungsträgerrosts) sowie die Eckstützen wurden durch Starrkörperkoppelung mit den Nachbarknoten der elastischen Elemente verbunden.

Tabelle 9. Finite Element System
Table 9. Finite Element System

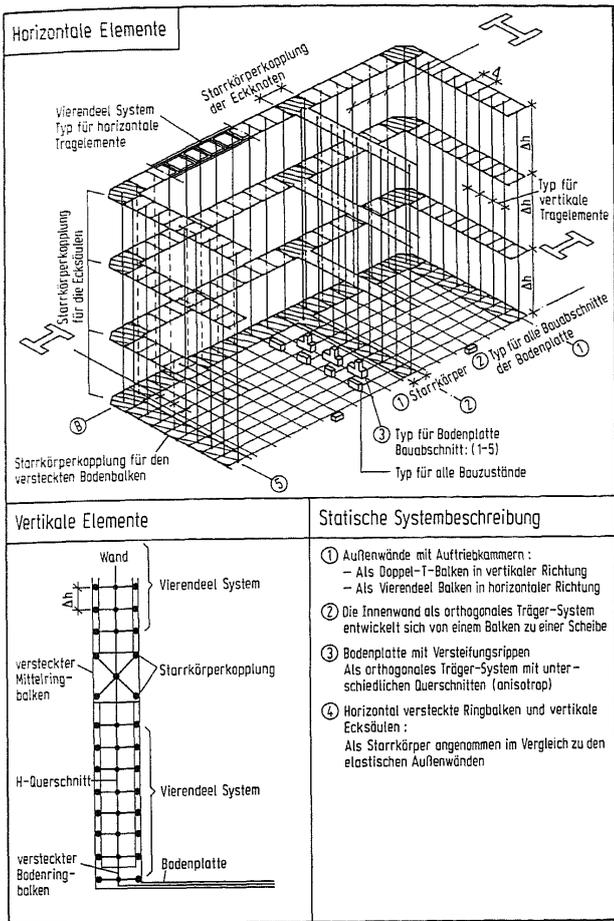
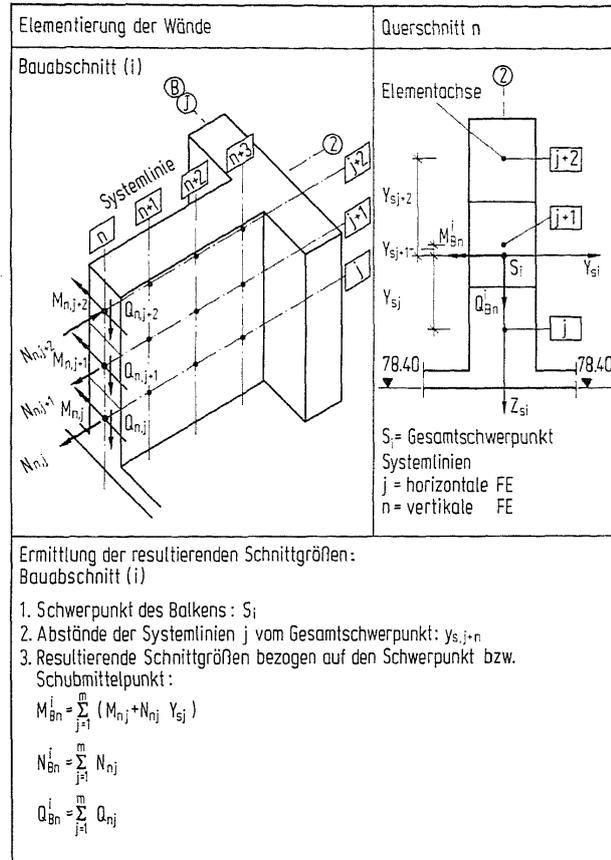


Tabelle 10. Ermittlung der resultierenden Balkenschnittgrößen beim Rostsystem

Table 10. Evaluation of resulting internal forces by applying the FEM gridsystem to analyse a beam/plan system for the design of sections



Das ergibt dann gleiche Tangentenverdrehungen zu den Nachbarknoten. In Längsrichtung wurden jedoch die Querschnittssteifigkeiten berücksichtigt.

Zur Berechnung der Bauzustände wurden die Knoten und Elemente, die zwar zum Gesamtsystem gehörten, jedoch in dem spezifischen Bauzustand nicht zum System gehörten, auf Kommentar gesetzt und mußten in dieser Berechnung ausgeschlossen werden. So konnte das System mit veränderlicher Geometrie und Lagerung (Tabelle 6) einfach aus der Elementierung des Gesamtsystems generiert werden. Allerdings mußte der Lastvektor (Wasserlasten) für jeden Bauzustand neu generiert werden. Dieses System wurde mit der ARS-Programmreihe berechnet. Das Gesamtsystem umfaßte 2746 Knoten und ca. 2868 Stäbe.

Der Prüfeningenieur generierte ein unabhängiges System, welches aus kombinierten Scheiben- und Plattenelementen bestand. Dies hatte zur Folge, daß systemimmanente Fehler des einen oder anderen Systems unweigerlich aufgedeckt werden konnten.

Es wurden die folgenden kombinierten Elemente verwendet:

- Allgemeine viereckige ebene Flächenelemente mit vier Knoten zu je sechs Freiheitsgraden ohne Plattenschubverzerrung
- Werkstoffstruktur: isotrop und orthotrop
- Polynomansätze: Scheibenverschiebungen
 - biquadratisch
 - Plattenverschiebungen
 - bikubisch
- Schnittgrößen: bilinear

Ermittlung der resultierenden Schnittgrößen: Bauabschnitt (i)

1. Schwerpunkt des Balkens: S_i
 2. Abstände der Systemlinien j vom Gesamtschwerpunkt: $y_{s,j,n}$
 3. Resultierende Schnittgrößen bezogen auf den Schwerpunkt bzw. Schubmittelpunkt:
- $$M_{Bn}^i = \sum_{j=1}^m (M_{nj} + N_{nj} Y_{sj})$$
- $$N_{Bn}^i = \sum_{j=1}^m N_{nj}$$
- $$Q_{Bn}^i = \sum_{j=1}^m Q_{nj}$$

2.3.3.3 Die Ergebnisse und deren Auswertung

Generell kann festgestellt werden, daß – bedingt durch die vorgenannten Gründe – die Schnittgrößen des Vierendeel-FE-Systems etwas größer sind als die des Platten- und Scheiben-FE-Systems.

Ein orthogonales Rostsystem für ein Wandsystem liefert direkt brauchbare Ergebnisse für Schnittgrößen rechtwinklig zur Rostebene. In der Rostebene setzen sich die Ergebnisse für einen Balken oder einen Wandabschnitt aus einzelnen Teilergebnissen (M, N, Q) i der einzelnen horizontalen Balken oder Vierendeelträger zusammen. Diese müssen für die Bemessung (Tabelle 10) zu Resultaten zusammengefaßt werden.

Die Bauzustandsschnittgrößen wurden bei geometrischer Veränderung des Systems superponiert. Die Bemessung erfolgte für jeden Bauabschnitt getrennt. Die Gesamtbemessung für die Querschnitte ergab sich aus der Betrachtung aller Bauzustände inklusive des Endzustandes (Tabelle 6).

Quasi in jedem Bauabschnitt mußte eine konzentrierte Zugbandbewehrung (Bild 5) in der Mittelwand und in den Außenwänden der Achsen B und J eingelegt werden. Die plausible Erklärung hierfür besteht darin, daß das Gewicht der Wände in Achse 1 und 5 schwerer war, als die Auflagerkräfte der Bodenplatte auf diese Wände durch den Auftrieb. Somit wirkten die Außenwände in Achse B und J wie ein Waagebalken, der im Gleichgewicht mit der Mittelwand (-balken) steht. Daher erhielten diese Wände und die Mittelwand in ihrer Oberseite je ein Zugband pro Bauabschnitt. Im Schnittpunkt aller Balken und Wände wurde eine Rückhän-

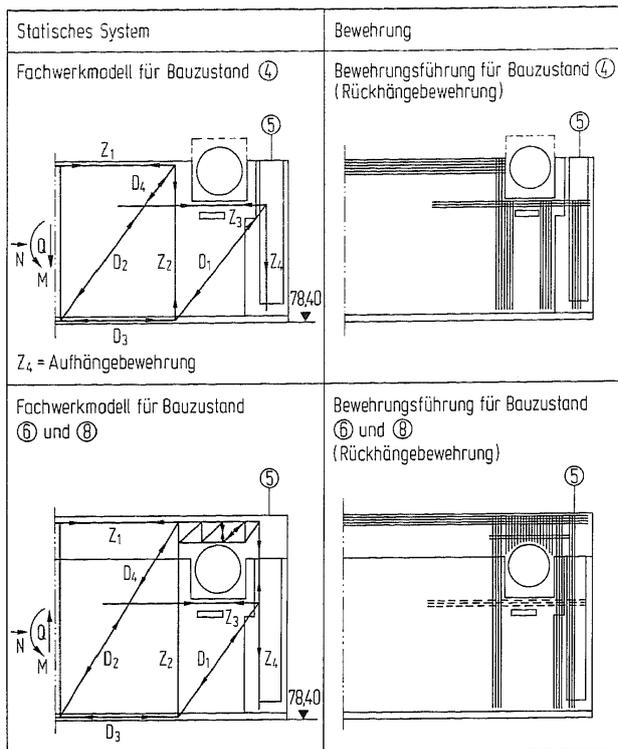


Bild 6. Hauptzuflußleitung in Achse B
Fig. 6. Statical system of disturbance for main feeding pipe in axis B

gebewehrung [11] angeordnet, da alle Balken und Wände indirekt ineinander gelagert waren.

Für den Störungsbereich [20] der Hauptzuflußleitung mußten für die betroffenen Bauabschnitte besondere Überlegungen angestellt werden (Bild 6). Die Schnittgrößen wurden aus dem ungestörten System übernommen. Zur Kontrolle wurde diese Vorgehensweise mit dem FEM-Verfahren anhand zweier Lastfälle überprüft. Für das Endsystem ist diese Störung lokal und von geringem Einfluß.

Tabelle 11. Zwängungen in den Wänden durch Hydratationstemperatur, Kriechen und Schwinden

Table 11. Restraining action in walls due to thermal shrinkage, creep and aging shrinkage

$0 \leq t \leq \infty$			
Bauzustand	Zeit	System	Statisches System
12	$t_1 = t_0$		
15 neu	$t_2 = t_0 + \Delta t$		
15 alt	$t_3 = t_2 + \Delta \bar{t}$ $t_2 \leq t_3 < \infty$		

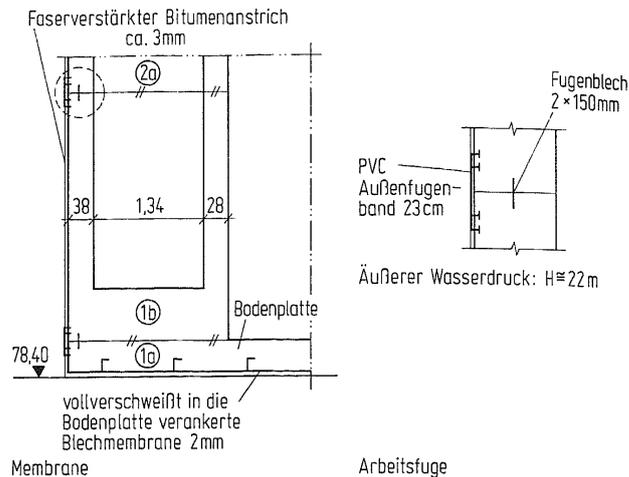


Bild 7. Feuchtigkeitschutzmaßnahmen
Fig. 7. Water protection system

Die Innenschale der Außenwände war mit 28 cm so dünn und die Bewehrung so dicht verlegt, daß praktisch keine Anschlußbewehrung für die nachträglich ergänzte Bodenplatte möglich war. Daher wurde die im Bauabschnitt 5 ergänzte Bodenplatte an den Rändern (negatives Moment) im Druckzonbereich mit einem abgesetzten Auflager ausgebildet und die Anschlußbewehrung in den Bodenringbalken geführt. Die Bewehrung der im Bauabschnitt 7 ergänzten Bodenplatte wurde an den Rändern diskontinuierlich nur in die Stege der Außenwände geführt (negatives Moment). Diese Lösung war natürlich auch bautechnisch einfacher.

Die im Bauabschnitt 5 auf 1,35 m ergänzte Bodenplatte wurde einachsrig parallel zu den Rippen gespannt. Um die obere Bewehrung (Feldmoment) der Platte voll mit $\epsilon < 5\%$ zu nutzen, wurde die Annahme getroffen, die Rippen, die die neue Platte immer noch um 80 cm überragten, als verzichtbar erklären zu können, da sie einer Dehnung von ca. $\epsilon = 7 - 8\%$ ausgesetzt werden. Somit sind größere Risse in den Rippen unvermeidbar, was insoweit unbedeutend ist, als sie im Bauabschnitt 7 voll eingebettet werden.

Der Temperatur-, Kriech- und Schwindeinfluß des Aussteifungsträgerrosts und der oberen Decke auf die Schnittgrößen der Wände wurde gemäß Tabelle 11 überprüft. Die Auswirkungen auf die Schnittgrößen der Bauzustände und des Endzustands wurden für einige relevante Fälle abgeschätzt und superponiert.

2.3.3.4 Rißbreitenbeschränkung und Durchfeuchtungsschutzmaßnahmen

Um die Dauerhaftigkeit des Bauwerks sicherzustellen, wurde die Rißbreite begrenzt, eine Feuchtigkeitsisoliermembran an der Außenhaut und Fugenbänder in den Abschnittsfugen angeordnet.

Gemäß der Grundwasseranalyse wurde die zulässige Rißbreite entsprechend DIN 1045, Tabelle 10, Zeile 4 klassifiziert. Die charakteristische Rißbreite wurde mit $w = 0,2$ mm mit einer Unterschreitungshäufigkeit von 90% festgelegt. Für die Zwangs- und Lastspannungen wurde die Bemessung nach [4] durchgeführt. Für alle Bauteile, die in Kontakt mit Grund- und Abwasser standen, wurde ein maximaler Bewehrungsabstand von 20 cm gewählt. Aufgrund der eingelegten Bewehrung konnte die Betonierblockgröße analytisch festgelegt werden, so daß alternierend einen Tag nach dem Betonieren der Primärblöcke und dem Umsetzen der Schalung die Sekundärblöcke betoniert werden konnten (Bild 5).

Tabelle 12. Schubreibungstheorie zur Erreichung der quasi monolithischen Wirkung zwischen Multizellwand und Füllbeton

Table 12. The shear friction theory for composite wall sections (multicell wall and fill concrete)

Verbundquerschnitt der Wände	
Schnittgrößen	Schub-Spannungen Zustand I – Monolithisch
Statisches Verzahnungsmodell	Testuntersuchung (12)
<p> $\tau_s = \frac{\tau_u}{\gamma} = f(\eta \cdot \beta_s, \sigma_N)$ $\eta \beta_s = 0$: keine Bewehrung $\eta \approx 1$ </p>	<p> $\sigma_N = 0$ $\tau_u \approx 7,5 \text{ MN/m}^2$ $\tau_s = 3,5 \text{ MN/m}^2$ ($\gamma = 2,1$) </p>

Zusätzlich wurden folgende konstruktive Maßnahmen vorgesehen, um die Dauerhaftigkeit des Bauwerks (Bild 7) sicherzustellen:

- Faserverstärkte Bitumenmastixmembrane an den Außenwänden, die auf den feuchten Beton aufgetragen wurde.
- Doppelfugenbänder in allen Außenwänden für bis zu 22 m Wasserhöhe:
Außen: PVC-Fugenband
Innen: Stahlblechfugenband
- Vollverschweißte Stahlblechhaut unter der Bodenplatte. Diese saß nach dem Absetzen des Caissons nach Bauabschnitt 14 und dem Injizieren des Unterwassermörtelbettes im Beton.

Die Blechhaut unter der Bodenplatte wurde diskontinuierlich, streifenweise in der Bodenplatte verankert. Sie wurde unter folgenden Annahmen berechnet:

- Vollflächiger Verbund mit der Bodenplatte.
- Nur an den Ankerstreifen entstehen gleiche Verformungen wie in der Bodenplatte. In diesem Fall wurden die Dehnungen durch N und M an der Außenfaser der Bodenplatte integriert und die Bemessung durchgeführt (Tabelle 13).

Um die Auftriebssicherheit zu gewährleisten, mußten alle Auftriebskammern mit Beton gefüllt werden; zudem mußte die Bodenplatte nach Fertigstellen des Caissons auf ca. 5,90 m ergänzt werden. Die Sicherheit gegen Auftrieb ohne Berücksichtigung der Wandreibung zwischen Boden und Betonaußenwänden betrug $S.F. = 1,25$.

Tabelle 13. Bemessung der Blechmembrane

Table 13. The design of the steel sheet membrane

M, V-Linien	Element	σ - ϵ Diagramm
Annahme: kein Verbund zwischen Blechmembrane und Bodenplatte		
Formeln		
1 – Gleichung der Elastischen Linie		
$\Delta_i \Big _y = h/2 = -\frac{h}{2EI} \int_{l_i}^{l_{i+1}} M(x) \cdot dx$		
2 – Spannung in der Membrane		
$\epsilon_i = \frac{\Delta_i}{d_i}$ $\sigma_{zi} = \begin{cases} E \epsilon_i & \epsilon_i \leq 3\text{‰} \\ 0 & \epsilon_i = 0 \\ E \beta_s & \epsilon_i \geq 3\text{‰} \end{cases} ; \beta_s = \begin{cases} \epsilon_i & \epsilon_i \leq 5\text{‰} \\ \epsilon_s & \epsilon_i \geq 3\text{‰} \end{cases}$		
3 – Verankerungskraft		
$F_i = \sigma_{zi} \cdot a ; F_{i+1} = \sigma_{zi+1} \cdot a \quad a = t \cdot 1m$		
4 – Ankerabmessungen		
$S_i = \frac{F_{i+1} - F_i}{d} ; A_i = \frac{S_i}{\tau_{zul}} \quad d = \text{Ankerabstand}$ $A_i = \text{Ankerquerschnitt}$		

2.3.3.5 Schubverbund zwischen den Auftriebskammerwänden und dem Füllbeton

Obwohl das Multizellensystem für den Grenz- und Gebrauchszustand ohne statische Mitwirkung des Füllbetons ausreichend bemessen war, verlangte der Bauherr, daß der Füllbeton im Endzustand statisch mitwirken sollte. Daher war sicherzustellen, daß die Betonschubkraft für Platten gemäß DIN 1045 als Widerstandskapazität im Endquerschnitt aufgenommen werden konnte (Tabelle 12).

Aufgrund dieser Zielvorgabe mußte in der Kammerfuge zwischen Multizellwand und Füllbeton eine kraftschlüssige Schubübertragung möglich sein. Nach Berechnung des Differenzschwindens zwischen Wand und Füllbeton (ca. 3/4 Jahr Zeitdifferenz) war es klar, daß zwei Maßnahmen getroffen werden mußten:

- Schwindarmer Füllbeton mit grobem Korn und Quellmittel,
- korrigierte (gewellte) Oberfläche der Kammern zur mechanischen Schubübertragung nach der Schubreibungstheorie [12], [14].

Zur Guild-Pfahlhülsenherstellung war eine Kaltwalzeinrichtung auf der Baustelle vorhanden, so daß die Blechschalung lokal hergestellt werden konnte.

Nach Praktikabilitätsuntersuchungen [2] hatte sich herausgestellt, daß die Besandung der gewellten Stahlschalung zum einfachen Lösen nach dem Betonieren beitrug. Dadurch wurde erzielt, daß die Oberfläche der Kammer:

- eine Mikrorauhigkeit erhielt, die den Reibungskoeffizient wesentlich erhöhte sowie

- b) eine Makrorauhigkeit durch die gewellte Oberfläche erhielt, die eine ausreichende Schubverzahnung nach der Schubreibungstheorie bewirkte [13].

Günstig wirkte sich für den mit Quellschlamm vermischten Beton die Tatsache aus, daß die Kammern quasi geschlossen waren. Somit erhielt der Füllbeton – bedingt durch das Quellschlamm – eine leichte Vorspannung gegen die Multizellwände, die jedoch teilweise durch das Differenzschwinden zwischen Füllbeton und Wandbeton im Endzustand aufgezehrt wurde.

3 Zusammenfassung

Bei tiefen Gründungen stellt das Grundwasser oft eines der Hauptprobleme in der Planung und Ausführung dar. Wenn die dadurch erzeugten Probleme und Kosten uferlos werden, müssen die Ingenieure Wege finden, das Grundwasser für den beabsichtigten Zweck zu nutzen, anstatt teure und in den Auswirkungen schwer durchschaubare Grundwasserabsenkungen mit kilometerlangen Schluckbrunnengalerien zu bauen.

In diesem Fall konnte durch eine ideenreiche unkonventionelle Lösung der Baufirma das hochanstehende Grundwasser für den Bau einer Großpumpstation genutzt werden. Diese Pumpstation ist für das Funktionieren quasi des gesamten Abwassersammler- und Klärsystems von Alexandria von vitaler Bedeutung. Unter den möglichen Alternativen war der schwimmende Bau der Pumpstation die ökonomischste Lösung, ohne die bereits gefährdeten Nachbarsiedlungen zu beeinflussen.

Entwurfsaufsteller: Fru-Con Construction Corporation
St. Louis, Tochtergesellschaft der Bilfinger + Berger Bau AG Mannheim,
Auslandsbereich: Wiesbaden

Prüfingenieur: Ingenieurbüro Grassl, Hamburg

Literatur:

- [1] Girmscheid, G.: Schwimmend hergestellte Pumpstation: Einschwimmen des Basispontons. Bautechnik 68 (1991), H. 5.

- [2] Girmscheid, G., und Stamm, R.: Schwimmend hergestellte Pumpstation: Bauausführung. Bautechnik 68 (1991).
- [3] Kreher, K.: Kriterien und Methoden zur Beurteilung von Ingenieurbauwerken, dargestellt am Beispiel einer Schrägseilbrücke. Dissertation TH Darmstadt (D 17), 1974.
- [4] Schiessl, P.: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. Schriftenreihe Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 400. Berlin: Ernst & Sohn 1989.
- [5] ACI-224: Control of Cracking in Concrete Structures (1984). ACI-Manual of Concrete Practice, Part 3. Detroit (USA): ACI Publication, 1988.
- [6] ACI-318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (1986). ACI-Manual of Concrete Practice, Part 3. Detroit (USA): ACI Publication, 1988.
- [7] ACI-350: Concrete Sanitary Engineering structures (1983). ACI-Manual of Concrete Practice, Part 4. Detroit (USA): ACI Publication, 1988.
- [8] ESS (3-1979): Ägyptische Vorschrift für Stahlbetonbauwerke. Ägyptische Organisation für Maßeinheiten, Institut für Bauforschung Kairo (1970).
- [9] Trost, H., und Mainz, B.: Zur Auswirkung von Zwängungen in Spannbeton-Tragwerken. Beton und Stahlbetonbau 65 (1970), H. 8, S. 194–199.
- [10] Zienkiewicz, O.C.: The Finite Element Methode in Engineering Science. London: McGraw-Hill 1977.
- [11] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 3, S. 143. Berlin: Springer-Verlag 1974.
- [12] Beck, H., Mehlhorn, G., Stauder, W., und Schwing, H.: Zusammenwirken von einzelnen Fertigteilen als großflächige Scheibe. Februar 1972. Schriftenreihe Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 224, Berlin: Ernst & Sohn 1973.
- [13] Birkeland, P. W., und Birkeland, H. V.: Connections in Precast Construction. ACI Journal 1966. S. 345.
- [14] Mehlhorn, G., und Schwing, H.: Fugencharakteristiken. Bearing Walls. CIB Working Commission W23a, Meeting in Copenhagen. 1973, S. 274.
- [15] Eurocode Nr. 2: Gemeinsame Regeln für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauten, Luxemburg, veröffentlicht durch: Kommission der EG, 1984.
- [16] Gritzen, E. F.: Introduction to Naval Engineering. Annapolis (USA): Naval Institute Press 1980.
- [17] Munro-Smith, R.: Ships and Naval Architecture. London: Chameleon Press LTD. 1981.
- [18] ACI-223-83: Standard Practice for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete. (1983) ACI – Manual of Concrete Practice, Part 1. Detroit (USA): ACI Publication, 1983.
- [19] Hrenikoff, A.: Solution of Problems in Elasticity by the Framework Method. J. Appl. Mech., A8, 169–175, 1941.
- [20] Schlaich, J., und Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. Betonkalender 1984 Teil II. Berlin: Ernst & Sohn, 1984.