

Tiefe Baugrube und Kombinierte Pfahl-Platten-Gründung für ein Hochhaus am Roten Meer

Alexander Mühl, Michael Brunner, Christian Wawrzyniak
CDM Smith Consult GmbH

Für den Bau eines Hotelkomplexes in Jeddah, für Pilger das „Tor“ auf der Reise nach Mekka, soll ein Hochhaus mit einer Höhe von 260 m erbaut werden. Der Baugrund besteht aus Korallenstein unterschiedlichster Formationen. Er ist weitgehend im einzigartigen Grundgerüst des Korallenriffs erhalten geblieben. Die direkt am Roten Meer befindliche Baugrube bindet 10 m in das Grundwasser ein. Sie wird im Schutze einer Schlitzwand und tiefliegenden Injektionssohle ausgehoben. Die Gründung des Hochhauses wird mit einer drei Meter starken Stahlbetonplatte auf 125 Großbohrpfählen, welche 50 m tiefreichen, realisiert.

Der Beitrag widmet sich im ersten Abschnitt der geotechnischen Planung mit Augenmerk auf den Stand der Anwendung der FEM. Es wird auf den Ansatz und die Auswirkung verschiedener Stoffgesetze bei der Kalibrierung des FE-Modells und die Modellierung von Pfählen mit Hilfe von netzunabhängigen Stabelementen eingegangen. Im zweiten Abschnitt wird auf herstellungstechnische Besonderheiten bei der Ausführung der tiefliegenden Injektionssohle und der bis zu 50 m tiefreichenden Pfähle im Korallenstein eingegangen. Ein besonderer Aspekt ist die Anwendung von Mikrosilika als Zusatzmittel für den Bohrpfahlbeton mit hohem Widerstand gegen einen Angriff durch sulfathaltiges Wasser.

1. Einleitung

Für den Bau eines Hotelkomplexes in Jeddah, für Pilger das „Tor“ auf der Reise nach Mekka und Medina, soll ein Hochhaus mit einer Höhe von 260m erbaut werden.

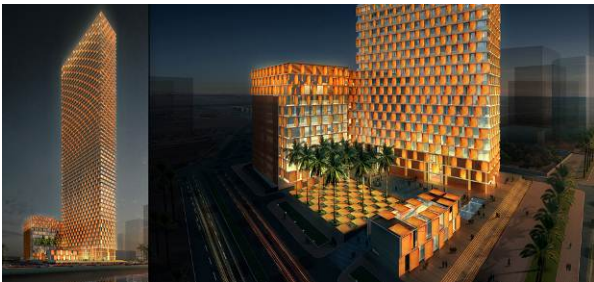


Abbildung 1 Kempinski Hotel & Residences, Jeddah, (www.perkinswill.com)

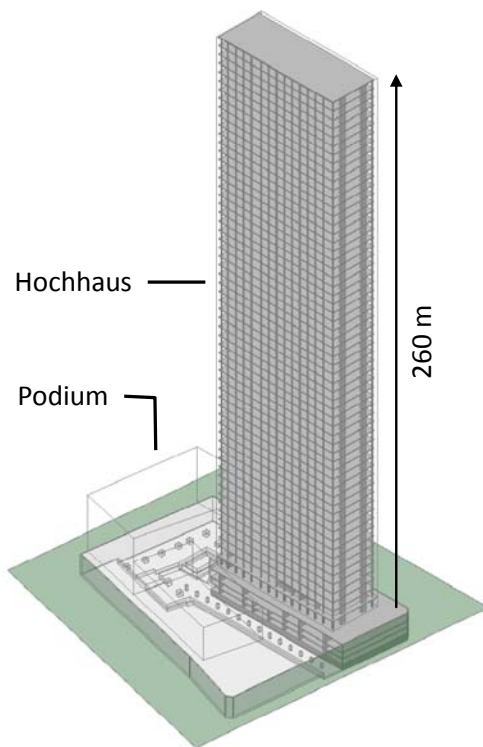
Die Grundfläche des Towers nimmt 3000m² des 9.600m² großen Baugrundstückes am Roten Meer ein. In der ersten Bauphase war die Baugrube für die drei Untergeschosse herzustellen. Der Baugrund besteht aus Korallenstein unterschiedlichster Formationen. Er ist weitgehend im einzigartigen Grundgerüst des Korallenriffs, welches sehr unregelmäßig ist, erhalten geblieben. Abgesehen von seiner variierenden Festigkeit ist der Korallenstein durch unregelmäßige, zumeist mit Korallensedimenten gefüllte, großvolumige Kavernen und Gänge gekennzeichnet, die eine besondere Problemstellung für die Gründung des Hochhauses darstellen.



Abbildung 2 Bohrkern aus dem Korallenstein

Die Gründung besteht aus insgesamt 266 Pfählen mit Durchmessern von 60cm, 80cm und 150cm und Längen zwischen 14,50m und 40m. Im Bereich des Hochhauses ist eine kombinierte Pfahl-Platten-Gründung mit einer 3m dicken Bodenplatte vorgesehen.

Die Baugrube wird mit einer 400m langen und 20m tiefen, einlagig rückverankerten Schlitzwand umschlossen. Eine tiefliegende Injektionssohle mit einer planmäßigen Dicke von 4m dient zur Reduzierung des zuströmenden Grundwassers. Das Lenzen der Baugruben und die Restwasserhaltung erfolgt über 30 Tiefbrunnen. Mit Einstellen des Absenkungszieles innerhalb der Baugrube werden darüber rd. 1800 m³/h gefördert und über zwei erdverlegte Rohrleitungen DN 800 ins Rote Meer abgeleitet.



2 Gründungsdesign - KPP

Für die statische Berechnung des Hochhauses wurde ein FE-Modell aus Scheiben und Stabelementen genutzt. Die Gründungsreaktion ist hierin durch linear-elastische Flächen- und Einzelfedern abgebildet. Die Steifigkeit der Federn wurde im Ergebnis einer numerischen Berechnung eines 3D-FE-Modells definiert, in welchem die 3m starke Stahlbetongründungsplatte, 125 Pfähle und der Korallenstein als hexaederförmige Volumenelemente modelliert sind. Diese numerische Berechnung wurde in einer frühen Planungsphase erstellt. Der Einfluss einer Schwächung des Baugrundes durch Kavernen und Gänge wurde exemplarisch durch Modellierung einer Elementgruppe geringer Steifigkeit unter einer ausgewählten Pfahlgruppe untersucht.

Im Zuge der Vergabe der Bauleistung vor Ort wurden die Pfähle verlängert und die Pfahldurchmesser von 1200mm auf 1500mm vergrößert, um dem Bedürfnis an Sicherheit des Bauherren Rechnung zu tragen. Weder die strukturelle noch die geotechnische Berechnung wurden daraufhin angepasst.

Schwierigkeiten bei der Pfahlherstellung veranlassten den Unternehmer die statische und geotechnische Berechnung in Frage zu stellen. In diesem Zusammenhang wird angemerkt, dass mit dem Vertrag (FIDIC) der ausführende Unternehmer in der Pflicht ist die Planung und statische Berechnung zu prüfen. Er hat danach für sämtliche Planungen und statische Berechnungen die Gewährleistung zu übernehmen. Der Bauherr entschied sich für eine Überarbeitung der statischen Berechnung. Das geotechnische Modell sollte entsprechend den Gegebenheiten angepasst werden. Eine umfangreiche Sensitivitätsanalyse hinsichtlich des

Einflusses von Hohlräumen unter der Pfahlgründung sollte Bestandteil sein.

Da das bestehende 3D-FE-Modell stark vereinfacht war und auch der Aufwand für die Anpassung der Volumenelemente einer neuen Modellierung gleichkam, wurde ein gänzlich neues Modell erstellt. Genutzt wurde dazu das Rechenprogramm der Plaxis bv. Plaxis 3D-V2012.1. Dreidimensionale FE-Berechnungen erfordern einen hohen Rechenaufwand. Einige Vereinfachungen waren notwendig, um die komplexe Pfahl-Pfahl- und Pfahl-Platten-Interaktion simulieren zu können. Anstatt alle Pfähle als Volumenelemente abzubilden, wurden diese als netzunabhängige Stabelemente, sog. Embedded Piles, modelliert.

Für die Implementierung der Gründungsstruktur wurde ein 3D-CAD-Modell erstellt, welches für den Lastabtrag maßgebende Strukturelemente des Untergeschosses abbildet (Abbildung 3). Das 3D-CAD-Modell wurde in PLAXIS übernommen und vernetzt.

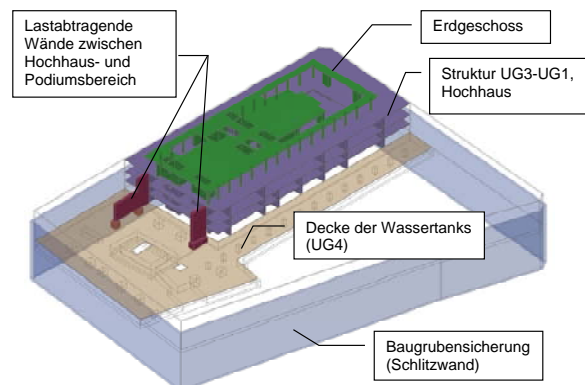


Abbildung 3 Strukturelemente des Modells

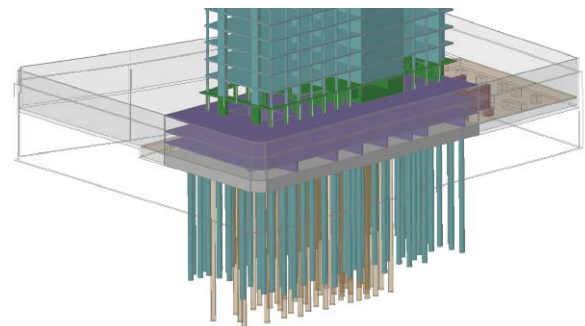


Abbildung 4 Pfahlgründung im Bereich Hochhaus

Für den Ansatz der Lasten übergab der Tragwerksplaner die aus seinem Berechnungsmodell in Höhe OK Gründungsplatte ausgelesenen Linienlasten (siehe Abbildung 5).

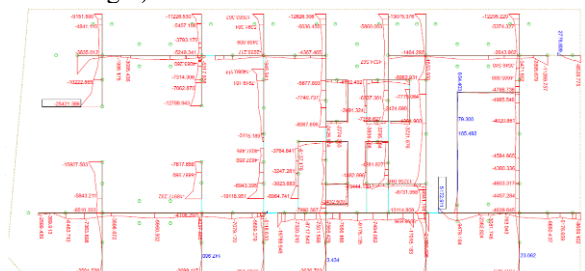


Abbildung 5 Lastansatz in Höhe Bodenplatte

Auf Grund der Unregelmäßigkeit der Linienlasten erschien diese Schnittstelle zur Findung der Übereinstimmung von Spannungen und Verformungen zwischen Hochhaus- und Gründungsberechnung ungeeignet. Deshalb suchten wir nach einer Schnittstelle, die ein nachvollziehbares Lastenbild bietet und entschieden uns für das Erdgeschoß. Auf Grund der Verteilung von Säulen- und Wandlasten in dieser Ebene (Abbildung 6) vereinfachte sich die Lasteingabe erheblich. Die Untergeschosse und das Erdgeschoss wurden durch Volumenelemente mit einem linear-elastischen Spannungs-Dehnungs-Verhalten in der Berechnung berücksichtigt.

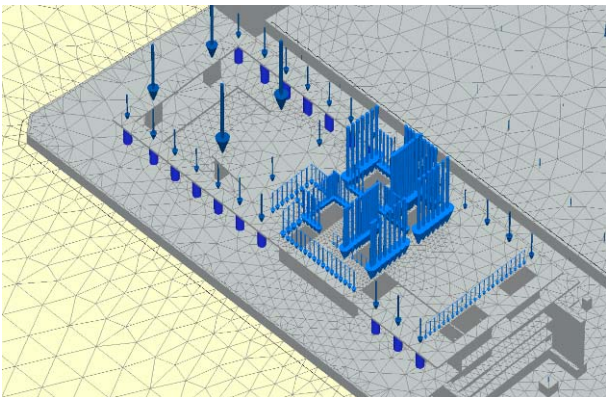


Abbildung 6 Vernetztes Modell - Bereich Hochhaus

Für die Bestimmung des Pfahltragverhaltens wurden im Baufeld drei Pfahlprobelastungen mit dem Osterbergverfahren durchgeführt.



Abbildung 7 Osterbergzelle (Quelle Prof. Dr.-Ing. E. Veas und Partner Baugrundinstitut)

Für die Anpassung (Kalibrierung) der Modellparameter an die Ergebnisse dieser Probelastungen wurde ein kleineres 3D-FE-Modell erstellt. Die Mantelreibung des Modellpfahles wird als Funktion der Scherfestig-

keit des Bodens generiert und ist damit von der Bodenspannung abhängig. Die Probelpfähle zeigten keinen bzw. einen sehr geringen Pfahlspitzenwiderstand, was für den heterogenen Baugrund keine Ausnahme darstellt. Der Pfahlspitzenwiderstand der Modellpfähle wurde daher zu Null gesetzt. Das Kalibrieren der Bodenparameter erfolgte:

1. für linear-elastisches, ideal plastisches Materialverhalten unter Ansatz des Mohr-Coulomb Modells (MC-Modell),
2. für elasto-plastisches Materialverhalten mit isotroper und deviatorischer Verfestigung unter Ansatz des Hardening Soil Modells (HS-Modell) und
3. für elasto-plastisches Materialverhalten mit isotroper und deviatorischer Verfestigung und Berücksichtigung einer deutlich höheren Steifigkeit bei kleinen Dehnungen unter Ansatz des Hardening Soil Small Modells (HSsmall-Modell).

Das Ergebnis der Kalibrierung zeigte, dass die Kohäsion unter Ansatz des MC-Modells fast doppelt so hoch ist wie unter Ansatz des HS- bzw. HSsmall-Modells (vergleiche Tabelle 1). Dies ist dem Fehlen der Fähigkeit zur Scherverfestigung im MC-Modell geschuldet. Die Mantelreibung wird bei Ansatz des MC-Modells unterschätzt. Demzufolge sind unter Anwendung des MC-Modells infolge einer Kalibrierung an Ergebnissen von Pfahlprobelastungen die Scherparameter des Bodens höher als unter Ansatz des HS- bzw. HSsmall-Modells. Bei einer KPP, bei der die Platte einen größeren Teil der Vertikallast abträgt ($\alpha_{KPP} < 0,5$) oder Plattenbereiche weniger durch Pfähle gestützt werden, können im Ergebnis einer FE-Berechnung Setzungen unterschätzt und die Sicherheit der Tragfähigkeit überschätzt werden. Aus diesem Grund ist zu prüfen, ob man mit den kalibrierten Parametern auch ohne Gründungspfähle plausible Ergebnisse für das Tragverhalten der Gründungsplatte erzielen kann.

Tabelle 1 Kalibrierte Stoffparameter

Stoffmodell		MC	HS	HSsmall
Wichten	$\gamma_{sat}/\gamma_{dry}$ [kN/m ³]	19/19	19/19	19/19
Elastizitätsmodul bei - 30 m	E [MN/m ²]	280	175	80
Ödometersteifigkeit (Steifemodul)	E_{ood} [MN/m ²]	336		
Schubmodul	G [MN/m ²]	112		
Kohäsion	c' [kN/m ²]	150	85	85
Reibungswinkel	ϕ' [°]	35	35	35
Dilatanzwinkel	ψ [°]	0	0	0
Erdrueckbeiwert	$K_0, init$ [-]	0,426	0,426	0,426
Poissonzahl	n [-]	0,25	0,25	0,25
Erdrueckbeiwert (normal konsolidiert)	K_0^{NC} [-]		0,426	0,426
Effektive vertikale Spannung bei - 30 m	s_1 [kN/m ²]		-300	-300
Referenzspannung für die Steifigkeit	p^{ref} [kN/m ²]		100	100
Exponent für Spannungsabhängigkeit	m [-]		0,5	0,5
Tangentialesteifigkeit (Ödometerversuch)	E_{ood}^{ref} [MN/m ²]		150	70
Sekantesteifigkeit (Standarttriaxialversuch)	E_{50}^{ref} [MN/m ²]		150	70
Ent- und Wiederbelastungsteifigkeit	E_{ur}^{ref} [MN/m ²]		450	210
Poissonzahl für Ent- und Wiederbelastung	ν_{ur} [-]		0,2	0,2
Erhöhten Anfangsteifigkeit E_0	E_0^{ref} [MN/m ²]			1050
Anfangs-Schubmodul	G_0^{ref} [MN/m ²]			437
Scherdehnung bei 70% der Anfangsteifigkeit	γ_{07} [-]			1,0E-04
Überkonsolidierungsgrad	OCR [-]	1	1	1
Zugfestigkeit	σ_t [kN/m ²]	0	0	0
Interfacefestigkeit	R_{int} [-]	1	1	1

Die Herstellung der 10m tiefen Baugrube war ein weiterer Aspekt, der für die Wahl des Stoffmodells für das HS- bzw. des HSsmall-Modells spricht. Mit dem MC-Modell wird die durch Entlastung auftretende größere spannungsabhängige Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit nicht berücksichtigt. Demzufolge ergeben sich bei Modellrechnungen mit einer Aushubentlastung zu großen Hebungen und bei Aufbringen der Lasten aus dem Bauwerk zu große Setzungen.

Im Ergebnis der Berechnungen des Gründungsmodells unter Variation von Modellrandbedingungen wurde des HSsmall-Modells favorisiert. Bei der Anwendung des MC- bzw. HSModells ergaben sich Setzungen in Bereichen der Gründungsplatten des Podiums außerhalb der Hochhausgründung, welche vorwiegend unter Auftrieb stehen. Dies ist auf Akkumulation von Verschiebungen in wenig belasteten Modellrandbereichen zurückzuführen, welche beim HSsmall durch die Berücksichtigung der höheren Steifigkeit bei kleinen Dehnungen vermieden wird.

Die Herangehensweise bei der Modellierung und Berechnung der Gründung wird in [L1] umfänglich beschrieben. Die hier errechneten Setzungen, Setzungsdifferenzen und daraus resultierende Winkelverdrehungen liegen selbst unter Ansatz der doppelten Belastung innerhalb der Toleranzen der Gebrauchstauglichkeit. Grenzzustände der Tragfähigkeit werden nicht erreicht.

Um den Einfluss von Hohlräumen zu untersuchen wurden Elementgruppen (Cluster) mit sehr geringer Steifigkeit in verschiedenen Positionen unterhalb ausgewählter Pfahlgruppen im Hochhausbereich modelliert. Die Elementcluster haben einen Grundriss von 100 m² bis 200 m² und sind 5 m mächtig. Die Cluster werden in der ersten Berechnungsphase aktiviert, wobei Cluster unter den 30 m langen Pfählen mit Clustern unter den 40 m langen Pfählen kombiniert werden. Es wurden 13 Clusterkombinationen untersucht (Abbildung 8 und Abbildung 9).

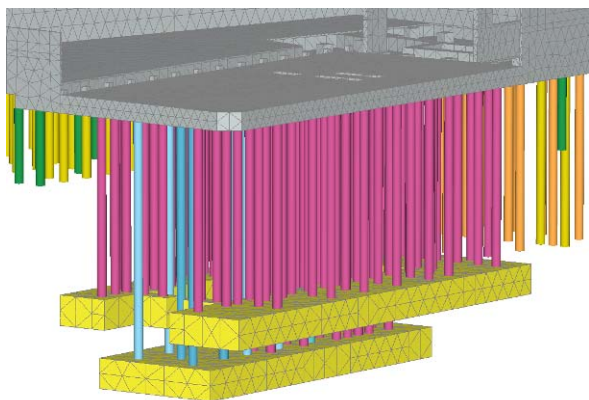


Abbildung 8 FE-Berechnungsmodell mit Bereich der Elementcluster

Im Ergebnis der Untersuchung wurde festgestellt, dass keine nennenswerte Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhalten der KPP durch Hohlräume (Kavernen und Gänge) im Pfahlfußbereich besteht. Die Grün-

dungsplatte ist in der Lage eine Schwächung von Pfahlgruppen zu kompensieren.



Abbildung 9 3D-CAD-Modell mit Clusterkombinationen

3 Design - Baugrubensicherung

Die Bemessung der Baugrubensicherung erfolgte durch den Unternehmer, einer Tochtergesellschaft der Italienischen Firma TREVI Spa., den ARABIEN SOIL CONTRACTORS. Zu Grunde gelegt wird dabei der Amerikanische Standard. Die Ermittlung von Schnittkräften erfolgte ausschließlich mit Hilfe von FE-Modellen. Der Korallenstein wurde hier mit einem linear-elastisch, ideal-plastisches Materialverhalten abgebildet. Bei unseren Prüfrechnungen verwendeten wir ebenfalls das HS-Small Modell. Zusätzlich wurden herkömmliche analytische Nachweise der Sicherheit des Aufbruches der Baugrubensohle durch einen hydraulischen Grundbruch bzw. Auftrieb geführt. Die Grundwasserströmung und die zugehörige Porenwasserdruckverteilung wurden als Eingangsgröße für die analytische Berechnung in zwei- und dreidimensionalen FE-Modellen berechnet.

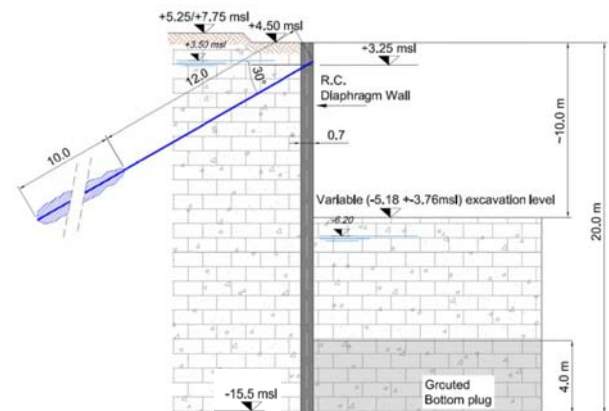


Abbildung 10 Schnitt der Baugrubensicherung (Quelle TREVIASC)

4 Gewährleistung der Dauerhaftigkeit des Bohrpfahlbetons

An die Bohrpfähle, als permanenter Bestandteil der Gründung des Hochhauses, werden aufgrund der chemischen Umgebungsbedingungen im Baugrund hohe Anforderungen hinsichtlich der Chlorid- und Sulfatbeständigkeit gestellt [L2]. Entsprechend der Ausschreibungsunterlagen musste die Betonrezeptur den Expositionsklassen S3 und C2 nach ACI 318M-08, vergleichbar mit den Expositionsklassen XA3 und XS2 nach DIN EN206, genügen.

Die in Saudi-Arabien erhältlichen Betonrezepturen werden nach ASTM Spezifikation hergestellt, jedoch ohne die Möglichkeit der Abstimmung auf vorgegebene Expositionsklassen.

Das ausführende Unternehmen musste eine Rezeptur wählen, die sowohl einen hohen Chlorid- als auch einen hohen Sulfatwiderstand bietet.

Nach Angaben von Prüflabors und Lieferanten wurden an der saudi-arabischen Ostküste bislang gute Ergebnisse durch Zugabe von Mikrosilika in Verbindung mit Portlandzement erreicht. Aufgrund des höheren Tricalcium Aluminat Gehaltes (C3A) des Portlandzementes CEM I bietet dieser im Gegensatz zum sulfatbeständigerem CEM V (hoher Anteil Hüttensand) den besseren Chloridwiderstand [L3]. Durch die Zugabe von Mikrosilika sollte der Sulfatwiderstand ebenfalls verbessert werden.

Für den Bohrpfahlbeton mit einer Festigkeitsklasse $f_c=35\text{N/mm}^2$ wurde eine Rezeptur mit $w/z=0,4$ und 10% Mikrosilika gewählt. Somit waren die Anforderungen für die Expositionsklasse C2 entsprechend ACI318M-08 eingehalten. Anhand der Laborergebnisse der Fremdüberwachung wurde die Chloriddurchlässigkeit nach ASTM C1202 0 als „sehr gering“ ermittelt, womit ein ausreichender Chloridwiderstand bestätigt wurde.

Nach ACI318M-08 darf der Sulfatwiderstand nach ASTM C 1012 0 bestimmt werden. Dabei werden aus Frischbetonprüfzylindern nach deren Erhärtung quaderförmige Prüfkörper mit einer Länge von 250mm geschnitten und in einer definierten Sulfatlösung gelagert. Für die Expositionsklasse S3 beträgt die Lagerzeit 18 Monate.

Entsprechend ACI318M-08 ist für die Expositionsklasse S3 eine maximale Längenzunahme von 0,1% erlaubt.

Nach 15 Wochen wurde eine mittlere Längenzunahme der Probekörper von 0,012% festgestellt.

Im Dezember 2013 nach 18 Monaten Lagerdauer wurde eine mittlere Längenzunahme von 0,047% festgestellt. Die maximal zulässige Längsdehnung wurde nicht erreicht. Die verwendete Betonrezeptur erfüllt somit die Anforderungen für Expositionsklasse S3.



Abbildung 11 Sulfattest nach ASTM C1012, Prüfkörper

5. Ausführung

5.1 Pfahlherstellung

Nach Baufeldfreimachung waren von einem Voraushubniveau in etwa 10m über Baugrubensohle zunächst Pfähle mit Durchmessern 60, 80 und 150 cm herzustellen. Die zu realisierenden Pfahllängen lagen zwischen 14,50m und 40m, sodass sich einschließlich Leerbohrung Bohrtiefen von bis zu 50m ergaben.

Die Bohrarbeiten wurden mit Soilmec-Bohrgeräten SR70 und SR100 durchgeführt.



Abbildung 12 Pfahlherstellung, Bohrarbeiten

Auf den oberen Bohrm Metern wurden die Bohrungen durch eine Verrohrung gestützt. Die übrige Bohrstrecke wurde suspensionsgestützt unter Verwendung einer Polymersuspension ausgeführt.



Abbildung 13 Einbringen der Verrohrung

Die Bewehrungskörbe wurden auf der Baustelle hergestellt. Als Verbindungsmittel wurde hauptsächlich Bindedraht verwendet. Die 30 und 40m langen Körbe mit Gewichten von 4,7 -10,1t wurden segmentweise vorgefertigt und mit Seilklemmen gekoppelt.



Abbildung 14 Herstellen der Bewehrungskörbe

Als schwierige Hindernisse erwiesen sich die teilweise angetroffenen, sedimentgefüllten Hohlräume und Gräben im Korallenstein, in denen es trotz vorsichtiger Arbeitsweise und Verwendung von Stützflüssigkeit zum Bodeneintrieb kam. In diesen Fällen wurden die Bohrungen mit Magerbeton teilverfüllt und später fortgeführt. Neben den geologisch bedingten Schwierigkeiten wirkten sich auch Zement-Lieferschwierigkeiten in der Anfangsphase der Bohrarbeiten negativ auf die Arbeitsleistung aus.

Die Qualitätssicherung beinhaltete neben den bereits erläuterten Chlorid- und Sulfatwiderstandstests Druckfestigkeits- und Frischbetonprüfungen (Setzmaß und Temperatur).



Abbildung 15 Prüfzylinder aus Bohrpfahlbeton

Ebenso wurden Caliber-Test, Integritätstest und Cross-Hole-Sonic-Test, sowie sechs weitere Osterbergtests durchgeführt.



Abbildung 16 Bohrpfähle im Hochhausbereich

5.2 Schlitzwandherstellung

Die Schlitzwand mit einer Wandstärke von 70cm und einer Tiefe von 20m wurde im Fräsverfahren hergestellt. Als Stützflüssigkeit wurde eine Bentonit-Polymersuspension verwendet. Der Polymergehalt betrug etwa 0,1 – 0,5% des Wassers. Je nach Situation lag der Bentonitgehalt zwischen 2% und 5%. Die Marsh-Zeit betrug >33s/l.

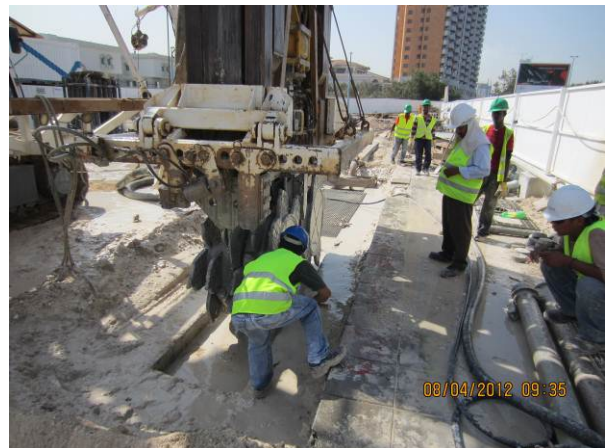


Abbildung 17 Herstellung der Schlitzwand

Das Fräsverfahren in Kombination mit der Bentonit-Polymersuspension eignete sich unter den vorherrschenden Baugrundverhältnissen sehr gut. Während der Aushubarbeiten waren weitgehend ebene Wandoberflächen festzustellen. Analog der Pfahlkörbe wurden auch die Bewehrungskörbe der Schlitzwand auf der Baustelle vorgefertigt.



Abbildung 18 Schlitzwand während des Aushubes

3.3 Injektionssohle

Mit der planmäßig 4m mächtigen, tiefliegenden Injektionssohle sollte die Durchlässigkeit des Korallensteines unter der Baugrubensohle reduziert werden, sodass die zu fördernden Wassermengen auf 2000m³/h verringert werden.

Die Injektionssuspension mit 35% Zement- und 2,5% Bentonitanteil wurde über Manschettenrohre mit jeweils 12 Ventilen stufenweise injiziert. Zur gezielten Ansteuerung der Ventile wurden Injektionslanzen mit Doppelpackern verwendet. Das Injektionsraster bestand aus insgesamt 3200 regelmäßig angeordneten Primär-, Sekundär- und Tertiärbohrungen.

Neben den Abbruchkriterien Druck- und Durchflussmenge war auch eine maximale Injektionsmenge vorgegeben, die zu Beginn der Arbeiten jedoch erhöht wurde und für die Tertiärbohrungen aufgehoben wurde.



Abbildung 19 Bohrgeräte für Injektionsbohrungen

Die Durchlässigkeit wurde vor und nach der Injektion mittels Wasserdurchlässigkeitstests in Anlehnung an das Verfahren von Lefranc geprüft. Dabei wird ein definiertes Volumen (über Bohrtiefe und Bohrdurchmesser bestimmbar) mit einem pneumatischen Packer abgedichtet und mit einem konstanten hydrostatischen Druck beaufschlagt. Anhand der über einem bestimmten Zeitraum in den Baugrund eingeleiteten Wasser-

menge wurde die lokale Durchlässigkeit errechnet. Das Baufeld wurde in 20 gleichgroße Felder eingeteilt in denen jeweils ein bis zwei Tests vor und nach Abschluss der Injektion durchgeführt wurden.

Aus den Ergebnissen der Wassertests konnte eine Verringerung der Durchlässigkeit von etwa $2 \cdot 10^{-4}$ m/s auf $2 \cdot 10^{-5}$ m/s ermittelt werden.



Abbildung 20 Ergebnisse einer Kernbohrung nach Injektion

5.4 Wasserhaltung

Für das Lenzen der Baugrube und die Restwasserhaltung wurden 30 Brunnen mit Kunststofffilterrohren mit 600mm Durchmesser und entsprechendem Kiesfilter hergestellt. Da in Saudi Arabien keine standardisierten und als Filterkies geeigneten Filterkörnungen erhältlich sind, wurden Kiese verschiedener Körnung vor Ort gemischt.

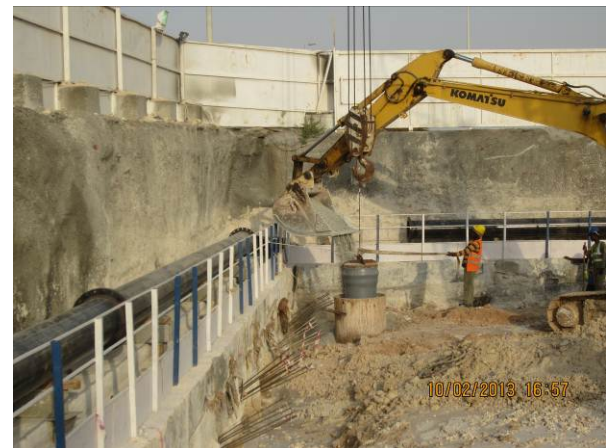


Abbildung 21 Einbau des Kiesfilters an einem Brunnen

Das geförderte Grundwasser wurde über eine Ringleitung zum Absetzbecken geleitet.



Abbildung 22 Ergebnisse einer Kernbohrung nach Injektion

Die in Deutschland häufig verwendeten Rohrbrücken sind in Saudi-Arabien nicht üblich. Erdverlegte Rohre sind hier Standard. Die Herstellung der Ableitungstrasse ist dementsprechend aufwendig. Hier wurde das Wasser über 2 Leitungen DN800 abgeleitet.



Abbildung 23 Wasserhaltung im Betrieb

Dipl.-Ing. Michael Brunner
 michael.brunner@cdmsmith.com
 CDM Smith Consult GmbH
 Weißenfelder Straße 65H www.cdmsmith.com
 04229 Leipzig Tel.: 0341 333 89 580

Dr.-Ing. Christian Wawrzyniak
 christian.wawrzyniak@cdmsmith.com
 CDM Smith Consult GmbH
 Motorstraße 5 www.cdmsmith.com
 70499 Stuttgart Tel.: 0711 83 07 620

Literatur:

- [L1] A. Mühl; K. Röder; C. Wawrzyniak: "Anwendung und Grenzen der numerischen Berechnung in der Geotechnik im Hinblick auf die Schnittstelle zur Hochbaustatik - Planung einer Pfahl-Platten-Gründung ", Pfahl-Symposium 2013, Tagungsband S. 427-446,
- [L2] ACI 318-08, Building Code Requirements For Structural Concrete
- [L3] ASTM C1012, Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution

Autoren

Dipl.-Ing. Alexander Mühl
 alexander.muehl@cdmsmith.com