

# Tiefenverdichtung künstlicher Inseln in Dubai

Dipl.-Ing. H. Haß, CDM Consult GmbH, Bochum  
Dipl.-Ing. R. Wernecke, CDM Consult GmbH, Bochum  
Dipl.-Ing. S. Keßler, CDM Consult GmbH, Bochum

*In den Vereinigten Arabischen Emiraten werden die weltweit größten Projekte zur Herstellung künstlich aufgeschütteter Inseln durchgeführt. Verfahrensbedingt ist vor der Bebauung der Inseln eine Baugrundverbesserung des angeschütteten, muschelhaltigen Sandes unter Verwendung des Tiefenrüttelverfahrens erforderlich. Die Bemessung des Tiefenrüttelverfahrens unter besonderer Berücksichtigung der Erdbebensicherheit und der in speziellen in-situ Großversuchen ermittelten Eigenschaften des muschelhaltigen Sandes sowie die Maßnahmen im Rahmen der Qualitätskontrolle werden vorgestellt.*

## 1. Übersicht Großprojekte

Im Jahr 2001 wurde mit „Palm Jumeirah“ die erste und kleinste der drei Palmeninseln künstlich aufgeschüttet. Mit einer Gesamtfläche von ca. 6 km<sup>2</sup> wurde damit Dubais Küstenlinie um ca. 100 km erweitert. Es folgte die ca. doppelt so große „Palm Jebel Ali“, die nach Fertigstellung der Verdichtungsarbeiten im Jahr 2008 noch durch die Verbreiterung des Stamms und Verlängerung der Palmenwedel erweitert wurde. Im Jahr 2006 begannen die Aufspülungsarbeiten der mit geplanten ca. 55 km<sup>2</sup> Landgewinnungsfläche größten Palmeninsel der Palmen-Trilogie, die „Palm Deira“.

The „World Island“ besteht aus ca. 300 Inseln in Größen zwischen 10.000 m<sup>2</sup> und 90.000 m<sup>2</sup>, die in Form einer Weltkarte angeordnet die Kontinente und Länder der Erde darstellen. Die in einer Entfernung von ca. 4 km zur Küstenlinie liegende Inselgruppe wird durch mehrere künstlich angelegte Wellenbrecher geschützt.

Die Fertigstellung der „Dubai Waterfront“ wäre mit einer Gesamtfläche von ca. 130 km<sup>2</sup> doppelt so groß wie Hongkong Island und würde Platz für ca. 1,5 Mio. Menschen schaffen.



Bild 1: Übersicht Großprojekte

Mit dem Höhepunkt der Finanzkrise im Jahr 2009 wurden die noch laufenden Aufschüttungs- und Verdichtungsarbeiten der künstlichen Inseln nahezu vollständig gestoppt. Während Palm Jebel Ali mit Ausnahme der Erweiterung von fünf Palmenwedeln fast fertiggestellt

wurde, konnte die größte Insel Palm Deira nur noch zum Teil aufgeschwemmt werden. Aus der Luft ist nur ein Teil der Krone zu erkennen, die in ca. 13 km Entfernung von der ursprünglichen Küstenlinie entfernt 2008 aufgeschüttet wurde. Dennoch wurden von 2006 bis Mitte 2009 für die Erstellung der sechs vorgelagerten Inseln ca. 100 Mio. m<sup>3</sup> Meeressand aufgespült und größtenteils unter Anwendung des Tiefenrüttelverfahrens verdichtet.

Während die Bebauung der „Palm Jumeirah“ weitestgehend abgeschlossen ist und die Insel im November 2008 feierlich eingeweiht wurde, wurden bis zum heutigen Zeitpunkt jegliche Bauaktivitäten an „Palm Jebel Ali“ und „Palm Deira“ gestoppt. Neben einigen bereits erstellten Versorgungsstationen liegt das Verkaufsgebäude des Projektentwickler Nakheel, dessen Lage im Zuge der Bauaktivitäten mehrfach verschoben wurde, vereinsamt auf der Palm Deira. Die Inseln der „World Islands“ wurden zwar vollständig angefüllt, aber mit Ausnahme der Modellinsel bis heute nicht verdichtet oder bebaut. Unterdessen läuft der Verkauf der Inseln der World Islands an private Investoren. Mit dem Projekt „Heart of Europe“ begannen im Mai 2010 die Verdichtungsarbeiten auf der ersten von sechs Inseln.

## 2. Anforderungen an die Tiefenverdichtung

Die Aufschüttung der künstlichen Inseln erfolgte mit Bodenmaterial, welches mit großen Spezialschiffen vom Meeresboden vor der Küste Dubais gewonnen wurde. Die Gewinnung und Aufschüttung war mit bestimmten Anforderungen an das Bodenmaterial hinsichtlich des Korninventars verknüpft, die in den technischen Leistungsbeschreibungen definiert waren.

Verfahrensbedingt lagen das angeschüttete Material sowie der darunter liegenden, natürlich anstehende Boden in einer überwiegend lockeren Lagerung vor, so dass vor Bebauung der Inseln die Bodenschichten über die gesamte Tiefe bis zum Deckgebirge flächendeckend zu verdichten waren. In Abhängigkeit von der jeweiligen Entfernung zur Küste resultierten daraus Verdichtungstiefen zwischen 16 und 30 m.

Für die Bemessung und Ausführung der Verdichtung waren im Wesentlichen die zwei Kriterien zulässige Setzungen der Bauwerke sowie Stabilität gegen Erdbeneinfluss zu erfüllen. Mit der durchgeführten Tiefenverdichtung wurde gleichzeitig auch die horizontale Bettung für Pfähle erhöht.

Für Einzel- und Streifenfundamente war eine ausreichende Tragfähigkeit unter definierter Belastung (120 bis 150 kN/m<sup>2</sup>) einzuhalten. Die Einhaltung einer Gesamtsetzung von  $s_{\max} \leq 25$  mm war für Einzelfundamente mit den Abmessungen (1,5 x 1,5 m; 3 x 3 m) nachzuweisen. Als Maximalwert der Winkelverdrehung war ein Wert von  $l < 1:500$  einzuhalten.

Während zu Beginn der Landgewinnungs- und Verdichtungsarbeiten nur die statischen Belastungen in dem Kriterium der Gesamtsetzungen Berücksichtigung fanden, und ein möglicher Setzungsanteil aus Erdbeneinfluss nur „abzumindern“ war, wurden die Anforderungen seitens des Bauherrn geändert. Die Einhaltung der Gesamtsetzung von  $s_{\max} \leq 25$  mm wurde beibehalten, beinhaltete aber auch einen möglichen Setzungsanteil aus einem Erdbeneinfluss. Das Risiko der Baugrundverflüssigung (liquefaction) war vollständig auszuschließen.

Seitens der Aufsichtsbehörden wurde ein Bemessungs-erdbeben mit der Magnitude  $M = 6,0$  und einer Erdbeschleunigung an der Oberkante des Deckgebirges von  $a = 0,15$  g vorgegeben.

### 3. Verdichtungsverfahren

#### 3.1 Gewählte Verfahren

Zur Verdichtung des aufgeschütteten Materials und der unterlagernden anstehenden Bodenschichten wurden Tiefenrüttler eingesetzt. Zur Erhöhung der Effizienz wurde überwiegend mit zwei Tiefenrüttlern gearbeitet, die über einem starren Tragrahmen mit einem Kran verbunden wurden. Auf den Palmeninseln kamen Tiefenrüttler verschiedener Hersteller mit unterschiedlicher Leistungsfähigkeit zum Einsatz. Überwiegend wurden hierbei elektrisch angetriebene Rüttler mit Leistungsaufnahmen zwischen 130 und 215 KW, Exzentrerschlagkräften von ca. 220 bis 500 KN und Schwingungsamplituden zwischen 19 und 40 mm.



Bild 2: Tiefenverdichtung mit Tandem-Tiefenrüttler

Zur einheitlichen Verdichtung des oberflächennahen Bereichs (ca. 3 m) und Schaffung eines gleichmäßigen Bodenpolsters wurden spezielle Verdichtungsgeräte mit einer großen Tiefenwirkung, sogenannte „high impact roller“ eingesetzt. Zum Einsatz kamen Geräte der Firmen Landpac und Broons mit Maschinengewichten zwischen 8 und 16 Tonnen. Die optimale Arbeitsgeschwindigkeit lag zwischen 10 und 15 km/h bei 10 bis 30 Überfahrten je Bearbeitungsfläche. Je nach Gerätegröße und Gerätetyp ließen sich Verdichtungstiefen von bis zu 3 m erzielen.



Bild 3: Oberflächenverdichtung mit dem „Landpac“

### 4. Bemessung

#### 4.1 Setzungskriterien aus statischer Last

Für die Bemessung aus statischen Bauwerkslasten wurden als Nachweiskriterien eine maximale zulässige Setzungen der Bauwerke von  $s_{\max} \leq 25$  mm unter die Einhaltung eines Maximalwertes der Winkelverdrehung von  $l < 1:500$  vorgegeben. Der Nachweis wurde über Setzungsberechnungen nach DIN 4019 je nach Anforderung für ein „Bemessungsfundament“ mit den Abmessungen 1,5 x 1,5 m bzw. 3 x 3 m unter definierter Belastung (120 bis 150 kPa) in einer Gründungstiefe von 1 m unter geplanter Geländeoberkante ermittelt. Um den Einfluss benachbarter Fundamente zu berücksichtigen, erfolgten die Berechnungen für neun Einzelfundamente, die in einem Abstand von 7 m zueinander angeordnet waren.

Da der Nachweis einer ausreichenden Verdichtung über den Spitzenwiderstand der Drucksondierungen  $q_c$  ermittelt wurde, war es notwendig, eine Korrelation zwischen dem Spitzwiderstand  $q_c$  und dem Steifemodul  $E_s$  aufzustellen. In einer ersten Näherung wurde die Beziehung  $E_s \leq 3,0 \times q_c$  vorgegeben, die im Zuge der Bauausführung durch Rückrechnung aus den Ergebnissen der Probelastungstests zu verifizieren war.

Die Vorgaben des Bauherrn sahen vor, bei der Bemessung aus statischen Bauwerkslasten einen zusätzlichen Anteil von ca. 10 bis 40 % aus Langzeitsetzungen (Konsolidations- und Kriechsetzungen) zu berücksichtigen.

Auf Grundlage der durchgeführten Setzungsberechnungen wurde für den Anteil aus statischen Bauwerkslasten eine Leistungslinie (CPT-Solllinie) ermittelt, die noch mit den Anteilen aus dem Lastfall „Erdbeben“ zu überlagern war.

## 4.2 Bemessung für das Erdbebenkriterium

Weiterhin war in dem Setzungskriterium auch ein möglicher Setzungsanteil aus Erdbeben induzierten Setzungen zulässig, wobei das Risiko der Baugrundverflüssigung (liquefaction) auszuschließen war.

Als Bemessungserdbeben wurde ein Beben der Stärke Magnitude  $M = 6,0$  und eine Beschleunigung an der Oberkante des Deckgebirges von  $a = 0,15 \text{ g}$  vorgegeben. Im Rahmen der Bemessung war die Ermittlung der Maximalbeschleunigung an der Geländeoberfläche in Abhängigkeit von der Mächtigkeit des zu verbessernden Bodens ausgehend von  $a = 0,15 \text{ g}$  an der Oberkante des Deckgebirges zu ermitteln. Hierfür wurde für verschiedene Erdbebenereignisse ähnlicher Magnitude, Einflusstiefe und vergleichbarer Beschleunigung an der Oberkante des Deckgebirges ausgewertet und die maximale Beschleunigung an der Geländeoberkante ermittelt. Basierend auf den Auswertungen wurde der maximale Beschleunigungsfaktor  $f_a = 1,5$  und somit eine maximale Beschleunigung von max.  $a = 0,225 \text{ g}$  an der GOK für die gewählte Einflusstiefe ermittelt (Bild 4).

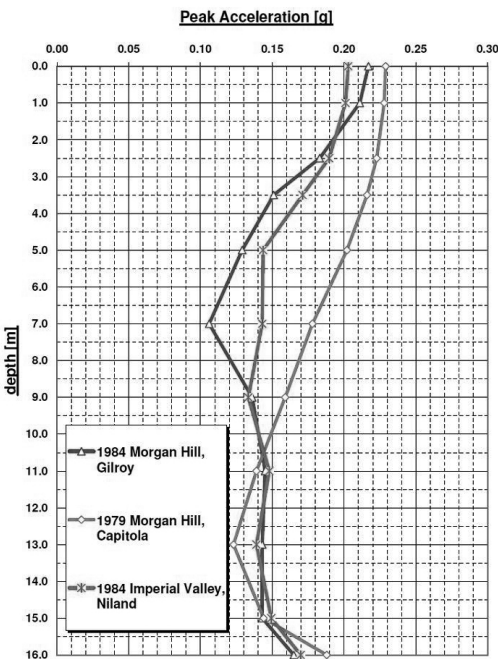


Bild 4: „Site Response Analysis“, Ermittlung der max. Beschleunigung an der GOK

Die Berechnungen für die Erdbebenbemessungen (Site Liquefaction Analysis) wurden in Anlehnung an den NCEER Workshop (1) und die DMG Richtlinien (3) durchgeführt. Der Berechnungsansatz basiert auf den Eurocode 8 (2) der die Sicherheit gegen Verflüssigung f.s. über das Verhältnis von Widerständen (cyclic re-

sistance ratio) zu Einwirkungen (cyclic strength ratio) f.s. =  $CRR/CSR$  beschreibt. Als Eingangswerte für die CRR dienen die Ergebnisse aus Feldversuchen (SPT, CPT oder vs). Für die Bemessung der Tiefenverdichtung der „Palmeninseln“ wurde das Spitzendruckprofil der Drucksondierungen als Eingangswert benutzt. Im Bemessungsansatz wurde mit einem geringen Feinstanteil (5%) gerechnet, so dass ein mögliches Verflüssigungspotential durch erhöhte Feinstanteile nicht begünstigend wirkt. Im Zuge der Maßnahmen wurden in weiteren Berechnungen die Feinstanteile durch das Reibungsverhältnis  $r_f$  auf Basis der Ergebnisse der Drucksondierungen berücksichtigt.

Durch iterative Berechnungen wurde eine Leistungslinie (CPT-Solllinie) ermittelt, die eine Sicherheit gegen Verflüssigung von f.s. = 1,25 und die Vorgabe der Vermeidung erdbebeninduzierter Setzungen ( $s_{eq} = 0$ ) berücksichtigt.

Als Besonderheit für die Bemessung der Tiefenverdichtung der künstlichen Palmeninseln war zu berücksichtigen, dass es sich bei dem aufgespülten Material um kalkhaltigen Sand handelte, der aus ca. 60 bis 90 %  $CaCO_3$  (Muschel- und Korallenreste) besteht. Bedingt durch seine Zusammensetzung und Struktur weist der kalkhaltige Sand (Muschelsand) bei gleicher Lagerungsdichte gegenüber dem silikathaltigen Sand (Quarzsand) ein verändertes Festigkeitsverhalten auf, so dass somit bei Sondierungen ein anderes Eindringverhalten vorhanden ist.

Umfangreiche Untersuchungen von Al Homoud und Wehr (4) haben gezeigt, dass die weicherer Körner des Muschelsandes bei der Penetration der Spitzendrucksonde brechen und somit bei gleicher relativer Lagerungsdichte geringere Spitzendruckwerte als der Quarzsand aufweisen. Eine weitere Besonderheit der kalkhaltigen Muschelsande ist die Zunahme der Festigkeit mit der Zeit durch eine chemische Eigenverfestigung („aging“), der je nach Zeitpunkt der Durchführung der Spitzendrucksondierungen einen weiteren Einflussfaktor darstellt.

Da sämtliche Berechnungsverfahren für die Ermittlung des Verflüssigungspotentials für Quarzsand entwickelt wurden, war es notwendig, eine Korrelation zwischen den Spitzendruckwerten  $q_c$  für Quarzsand und Muschelsand zu ermitteln. Aus verschiedenen Literaturquellen (4, 5, 6) war ein Korrekturfaktor („Shell Correction Factor“)  $f = q_{c(\text{Quarzsand})} / q_{c(\text{Muschelsand})}$  zwischen 1,3 und 3 zu entnehmen, der für die Bemessung zunächst mit  $f = 1,3$  sehr konservativ angesetzt wurde.

Im Rahmen eines in-situ Großversuches auf „Palm Deira“ wurde der Spitzendruckwiderstand in Abhängigkeit von definierten Lagerungsdichten zu unterschiedlichen Prüfzeitpunkten ermittelt, um zum Einen den Muschelkorrekturfaktor abzuleiten und zum Anderen den Einfluss der zeitlichen Verfestigung zu bestimmen.

Für die Durchführung der Großversuche wurden insgesamt sechs Stahlbehälter mit einem Durchmesser von  $d = 1,5$  m und einer Höhe von  $h = 1,5$  m in den Boden eingelassen (Bild 5). Danach wurde der Muschelsand in Lagen von 15 cm eingebaut, auf die vordefinierten Lagerungsdichten eingestellt und gleichmäßig von unten nach oben drucklos aufgesättigt.

Die somit hergestellten bezogenen Lagerungsdichten lagen zwischen ca.  $I_D = 0,4$  und  $0,75$ . Die Stahlbehälter wurden gegen Austrocknung gesichert. In regelmäßigen Abständen zwischen 14 und 56 Tagen wurden in jedem Behälter Drucksondierungen durchgeführt. Nach Beendigung der Versuche wurde das eingebaute Material von oben nach unten ausgebaut und aus verschiedenen Höhenlagen die tatsächlichen Lagerungsdichten mittels Entnahme mit Stechzylinder überprüft.



Bild 5: Stahlbehälter für den Großversuch

Somit konnte eine Korrelation zwischen Lagerungsdichte und Spitzendruckwert unter Berücksichtigung des Untersuchungszeitpunktes aufgestellt werden. Die so ermittelten Werte wurden mit den aus der Literatur bekannten Werten vergleichbarer Quarzsande (7) verglichen und daraus eine Bandbreite für den Muschelkorrekturfaktor von  $f = 1,1$  bis  $> 3$  ermittelt werden. Als Ergebnis dieser Untersuchungen wurde der mit  $f = 1,3$  angesetzte Korrekturfaktor im Zuge der weiteren Maßnahmen teilweise auf  $f = 1,5$  erhöht. Weiterhin wurde eine tendenzielle Abnahme des Muschelkorrekturfaktors mit der Zeit festgestellt, der bei der Durchführung der Qualitätskontrollen mittels Drucksondierungen zu berücksichtigen war.

Der entsprechende Muschelkorrekturfaktor war somit in den Spitzendruckwerten bei der Durchführung der Erdbebenbemessung und späteren Berechnungen zu berücksichtigen.

#### 4.3 Performance Line (CPT-Soll-Linie)

Basierend auf den Anteilen der Leistungslinie aus den Setzungsberechnungen für statische Bauwerkslasten und den Anteilen aus dem Lastfall „Erdbeben“ erfolgte eine Überlagerung zu der sogenannten „Performance Line“, die als maßgebendes Qualitätskriterium für den Verdichtungserfolg der Tiefen- und Oberflächenverdichtung eingesetzt wurde. Mit dieser CPT-Soll-Linie wurde eine Vorgabe für die Erzielung des Spitzendruckwertes

unter Berücksichtigung des Reibungsverhältnisses  $r$  als Quotient aus Mantelreibung und Spitzenwiderstand aufgestellt. Im Bild 6 ist die CPT-Soll-Linie für einen Teilbereich der „Palm Deira“ dargestellt.

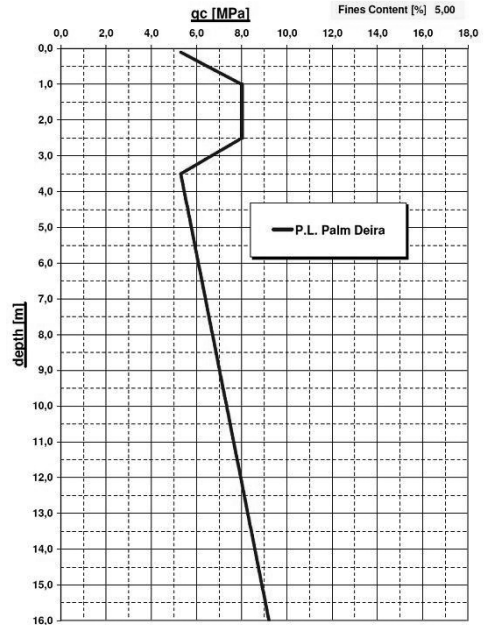


Bild 6: Performance Line

## 5. Qualitätskontrolle

### 5.1 Voruntersuchungen

Vor Beginn der Verdichtungsarbeiten wurden Vorerkundungen durchgeführt, um die großen Flächen in „treatment zones“ einzuteilen. Als Untersuchungen waren alle 900 m<sup>2</sup> Drucksondierungen und alle 20.000 m<sup>2</sup> Bohrungen mit Materialgewinnung zur Durchführung von Laborversuchen vorgesehen, um Veränderungen in der Zusammensetzung und Lagerungsdichte festzustellen und somit frühzeitig das Tiefenrüttelverfahren auf mögliche Veränderungen einstellen zu können. Weiterhin erfolgte ein flächendeckendes Oberflächenivellement, um die durch die Verdichtungsmaßnahme induzierten Setzungen als Hinweis für den Verdichtungserfolg ermitteln zu können.

### 5.2 Probefelder

Auf den Palmeninseln kamen verschiedene Baufirmen mit unterschiedlichen Tiefenrüttlern und Oberflächenverdichtungsgeräten zum Einsatz, deren Verdichtungsleistungen im Rahmen von Probefeldern überprüft bzw. optimiert wurden. Probefelder wurden bei Änderungen der Bodenverhältnisse, bei Einsatz neuer Verdichtungsgeräte sowie seitens der ausführenden Firma vorgenommener Modifikationen der Ausführungsparameter

ausgeführt. Bei dem Einsatz der Tiefenrüttler wurden dabei die folgenden Ausführungsparameter variiert, um eine effiziente und wirtschaftliche Optimierung der Verdichtungsarbeiten zu erzielen:

- Abstand der Verdichtungspunkte im Dreiecksnetz,
- Haltezeit des Rüttlers,
- Schrittweite für das Hochziehen,
- Anteile Wasser- und Luftzufuhr über Düsen,
- Zeitpunkt des Nachfüllens von Material in den Krater,
- Durchführung eine Vor-Penetration vor dem Verdichtungsvorgang („Surge“).

Vor Beginn der Probeverdichtungen erfolgten zunächst eine genaue Erkundung der Untergrundverhältnisse und die Ermittlung des Höhenniveaus.

Nach den Probeverdichtungen wurden in den einzelnen Probefeldern Drucksondierungen sowie Höhenvermessungen ausgeführt. Basierend auf den Ergebnissen wurden die optimierten Ausführungsparameter für die jeweilige „treatment zone“ festgelegt, die Zone in Teilflächen von ca. 900 m<sup>2</sup> unterteilt und die Tiefenverdichtung in einem dreieckig angeordnetem Verdichtungsnetz ausgeführt.

### 5.3 Überwachung der Verdichtungsarbeiten

Die Qualitätskontrolle der durchgeführten Verdichtungsarbeiten erfolgte zum Einen durch die Überprüfung der Aufzeichnungsprotokolle und zum Anderen durch eine Kontrolle der Verdichtungsarbeiten in-situ. Während mit den Aufzeichnungsprotokollen die Stromaufnahme, Haltezeit, Schrittweite, „Surge“, Eindringtiefe, in wenigen Fällen auch die Wasser- und Luftzufuhr festgestellt werden konnten, wurde die Einhaltung der Abstände, das Befüllen des Trichters sowie der Einsatz von Wasser- und Luftzufuhr in-situ überwacht. Insbesondere bei dem Einsatz von Tandemrüttlern wurden teilweise Abweichungen vom Ansatzpunkt und somit veränderte Abstände zwischen benachbarten Verdichtungspunkten festgestellt. Dieser Punkt wurde bereits bei der Auswertung der Ergebnisse der Probefelder und bei der Festlegung des Abstandes der Verdichtungspunkte im Dreiecksnetz berücksichtigt.

### 5.4 Überwachung nach den Verdichtungsarbeiten

Etwa 14 Tage nach der Tiefenverdichtung waren zur Überprüfung der Verdichtungsarbeiten je Teilfläche zwei Drucksondierungen vorgesehen. Da durch die punktuelle Rütteldruckverdichtung keine homogene Verdichtung erfolgt, wurden die beiden Drucksondierungen im Drittels- bzw. im Mittelpunkt zwischen zwei Verdichtungspunkten vorgesehen und durch Multiplikation der Spitzendruckwerte mit Wichtungsfaktoren das „weighted average“-Profil über die Tiefe gebildet. In einer Graphik wurden die Einzelergebnisse Spitzendruck  $q_c$  und Reibungsverhältnis RF aus der Vor- (Pre-CPT) und Nacherkundung (Post-CPT) mit den

Werten für den Mittels- (mid) und Drittelpunkt (third), der „performance line“ und dem „weighted average“ dargestellt.

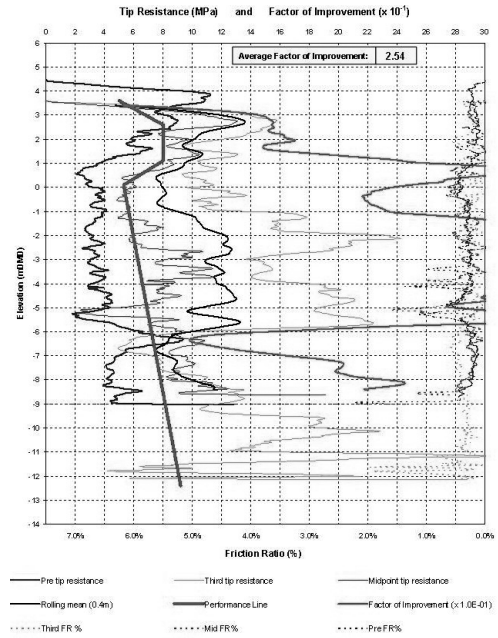


Bild 7: Auswertung der Verdichtungskontrollen

Die Verdichtungslinie („weighted average“) wurde mit der CPT-Soll-Linie verglichen und im Hinblick auf Unterschreitungen der CPT-Soll-Linie bewertet.

Weiterhin wurden je Teilfläche die Höhen ermittelt und aus den beiden Nivellements die aufgetretenen Verdichtungs-Setzungen ermittelt, die bezogen auf die Verdichtungstiefe den prozentualen Verdichtungsanteil („void closure“) ergaben. Ausgehend von der Lagerungsdichte vor Beginn der Verdichtungsarbeiten konnte über einen Vergleich mit den theoretischen Sollwerten mit dem prozentualen Verdichtungsanteil die Lagerungsdichte nach der Verdichtung abgeschätzt werden, so dass bereits frühzeitig ein erster Hinweis auf einen Verdichtungserfolg vorlag.

Im Zuge der Kontrolle des Verdichtungserfolges erfolgten ca. alle 200.000 m<sup>2</sup> die Durchführung eines Probebelastungsversuches. Hierbei wurde auf einer Fundamentplatte mit den Abmessungen des Bemessungsfundaments (1,5 x 1,5 m bzw. 3 x 3 m) auf Höhe des geplanten Gründungsniveaus stufenweise Belastungen bis zur Bemessungslast von 150 kPa aufgebracht und dabei an mindestens vier Stellen auf der Fundamentplatte die Setzungen über die Zeit gemessen. Nach Erreichen der Bemessungslast erfolgte eine Entlastung und die Wiederbelastung auf den 1,5-fachen Wert der Bemessungslast (225 kN/m<sup>2</sup>). Für Fundamentabmessungen von 3 x 3 m entsprach

das einem Gewicht von ca. 302 t, das mit einer hydraulischen Presse gegen ein Widerlager aus Stahlträgern und Betonblöcken auf die Fundamentplatte aufgebracht wurde (siehe Bild 8).



Bild 8: Probelastungen

Mit der Durchführung eines Probelastungsversuches wurde neben der Bewertung des Verdichtungserfolges im Einflussbereich der Flachgründungen und der Ermittlung der tatsächlichen Setzungen unter Bemessungslast auch noch die Korrelation zwischen dem Spitzwiderstand  $q_c$  und dem Steifemodul  $E_s$  verifiziert. Die in einer ersten Näherung aufgestellte Beziehung  $E_s \leq 3.0 \times q_c$  wurde durch Rückrechnung aus den Ergebnissen der Probelastungstests als sehr konservativer Ansatz bestätigt.

### Quellennachweis

1. NCEER-97-0022 „*Proceeding of the NCEER Workshop on evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*“, 1997.
2. Eurocode 8 ENV 1998-5, *Design for earthquake resistance, part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*, 2006.
3. *Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117 – Guidelines for Analyzing and Mitigating Liquefaction Hazards in California*, SCEC – Southern California Earthquake Center University of Southern California, März 1999.
4. Azm S. Al Homoud und W. Wehr, *Experience of vibrocompaction in calcareous sand of the UAE*, *Geotechnical and Geological Engineering* (2006) 24: 757-774
5. J.-M. Debats und M. Sims, *Vibroflotation in reclamations in Hong Kong*, *Ground Improvement* (1997) 1; 127-145
6. Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J. & Lancellotta, R. (1985). *New developments in field & lab testing of soils*. Theme Lecture, Proc. 11<sup>th</sup> ICSMFE (1), San Francisco, 57-154
7. DIN 4094-1, *Baugrund Felduntersuchungen*, 2002