



Geotechnischer Bericht

Vorhaben: Uferpark Friedrichshafen
Mole Gondelhafen

Aktenzeichen: 2401016Geo
Vorgang: 305146

Auftraggeber: Stadt Friedrichshafen
Charlottenstraße 12
88045 Friedrichshafen

Per E-Mail: r.gauss@friedrichshafen.de

Bearbeiter: Nicole Fries M.Sc.
Telefon: 07561 - 9863 - 17
E-Mail: nicole.fries@moraene-geotechnik.de

Bearbeiter: Dr.-Ing. Peter Beutinger
Telefon: 07561 – 9863 - 13
E-Mail: peter.beutinger@moraene-geotechnik.de

Datum: 10.05.2024

Inhalt

1	Veranlassung	3
2	Baugrund	4
2.1	Geomorphologie	4
2.2	Geologische Situation	4
2.3	Schichtenfolge	4
2.4	Schichtbeschreibung, Bodenkennwerte	5
3	Grundwassersituation, Versickerung	8
4	Gründung	9
5	Hinweise zur Baugrube, Bauwasserhaltung und zu Spundwandarbeiten	11
6	Planungshinweise und baubegleitende Kontrollen	11

Anlagen

1.1	Übersichtslageplan
1.2	Lageplan
2.1	Baugrundprofil Altaufschlüsse
2.2	Baugrundprofil Aufschlüsse 2023
3.1-20	Bodenmechanische Laborversuche aus [U1]
4.1-3	Fotodokumentation Bohrkern
5.1	Grundbruch-, Setzungsberechnung Streifenfundament

Unterlagen

[U1]	Dr. Ulrich Geotechnik: Ingenieurgeologisches Gutachten, Renaturierung Gondelhafen Stadt Friedrichshafen, AZ 911120/920339, 20.05.1992
[U2]	Dr. Ulrich Geotechnik: Ingenieurgeologisches Gutachten, Renaturierung Gondelhafen, Stand-sicherheit der bestehenden Außenmole, Stadt Friedrichshafen, AZ 920339, 20.05.1992
[U3]	Dr. Ulrich Geotechnik: Geotechnisches Gutachten, Sanierung der Außenmole des Gondelha-fens in Friedrichshafen, AZ 2001 05 28, 26.06.2001
[U4]	Württembergischer Yacht-Club Friedrichshafen: Dokumentation zur Hafeneinweihung am 29. August 1992

1 Veranlassung

Im Zuge der geplanten Umgestaltung des Uferparks in Friedrichshafen ist eine Erneuerung der Außenmauer der Gondelhafenmole vorgesehen.

Bereits in den Jahren 1991/92 wurde im Rahmen der vorgesehenen Renaturalisierung des Gondelhafens durch die Dr. Ulrich Geotechnik, Leutkirch, eine ingenieurgeologische Untersuchung und eine Standsicherheitsberechnung ausgeführt. Ferner standen seinerzeit die Ergebnisse von 4 Kernbohrungen des Büros Henke aus dem 1989 zur Verfügung. Da die Ergebnisse damals schwer miteinander zu korrelieren waren und keine weiteren Erkenntnisse für das ingenieurgeologische Gutachten darstellten, werden die Bohrungen im Folgenden nicht weiter berücksichtigt.

In der Zeit vom 26. bis 28.11.1991 wurden die im Lageplan in der Anlage 1.2 dargestellten Bohrungen BK1-3/91 auf dem Bodensee von einer Klapp-Schute aus niedergebracht. Zur Ermittlung der Lagerungsverhältnisse der anstehenden Böden kamen in den Bohrlöchern BDP-Versuche (ehemals SPT-Versuche) zur Ausführung. Nachträglich wurden am 07.05.1992 von einem Schwimmsteg aus zur genauen Ermittlung der Schichtgrenze zwischen den weniger tragfähigen Seesedimenten und dem unterlagernden tragfähigen Geschiebemergel sechs Mittelschwere Rammsondierungen MRS1-6/92 ausgeführt.

Im Zuge der Uferrenaturierung wurde seeseitig eine Steinschüttung an der Mole aufgebracht, eine Neugründung der Mole wurde nicht ausgeführt. Aufgrund der im Zuge mit einer geplanten kosmetischen Sanierung einhergehenden zusätzlichen Belastung wurden im Juni 2001 3 schwere Rammsondierungen ausgeführt DPH1-3/01.

Ergänzend zu den vorhandenen Erkundungen wurden im Zeitraum vom 13.-18.03.2024 jeweils 3 Betonkernbohrungen am Top der Mole sowie deren Außenmauer ausgeführt. Dazu wurden in den vorhandenen Bohrlöchern auf der Mole mit Erreichen des Verfüllmaterials 3 Rammkernsondierungen niedergebracht, um Erkenntnisse über dessen Beschaffenheit und eine abfalltechnische Ersteinschätzung zu erhalten.

Es wurden insgesamt folgende Aufschlussarbeiten ausgeführt:

• BK8-10/91	Rammkernbohrungen	Tiefe	10,0 – 15,0 m
• MRS1-6/92	mittelschwere Rammsondierungen	Tiefe	5,6 – 6,9 m
• KB2-5/24 Mole oben	Betonkernbohrung	Tiefe	0,45 – 0,75 m
• KB1, 4-5/24 Molen außen	Betonkernbohrung	Tiefe	0,54 – 0,85 m
• RKS2, 4-5/24	Rammkernsondierungen	Tiefe	1,1 – 1,4 m

Die Ansatzpunkte wurden nach Lage und Höhe eingemessen. Die Lage aller Aufschlüsse geht aus dem beiliegenden Lageplan, Anlage 1.2, hervor. Die ermittelten Ansatzhöhen der Bohrungen bezogen sich dabei auf einen Höhenbolzen an einem Lichtmastsockel an der Mole des Gondelhafens, die der Rammsondierungen auf den zu diesem Zeitpunkt herrschenden Bodenseewasserspiegel.

Der vorliegende Bericht behandelt die geotechnischen Aspekte der Mole. Die abfalltechnische Ersteinschätzung ist Gegenstand eines separaten Berichts.

2 Baugrund

2.1 Geomorphologie

Der Gondelhafen liegt westlich des Verkehrshafens von Friedrichshafen in einer natürlichen Bucht. Das Hafenbecken ist zum See hin durch eine Mole begrenzt und am Ufer mit einer Ufermauer versehen.

Die Wassertiefe im Hafenbecken ist gering. Sie betrug während der Bohrarbeiten etwa zwischen 1 m und 2 m, wobei zu berücksichtigen ist, dass der Wasserstand den Unterlagen zufolge um rund 0,6 m unter dem Mittelwasser des Bodensees lag. Im Mai 1992 war der Wasserstand 0,65 m höher und entsprach somit dem Mittelwasser des Bodensees. Der Flachwasserbereich mit Wassertiefen um 2 m erstreckt sich noch etwa 300 m seewärts.

2.2 Geologische Situation

Der tiefere Untergrund des Bodensees und seiner Umgebung besteht aus den Schichten der Oberen Süßwassermolasse, die im Tertiär in der Vorsenke der in der Gebirgsbildung begriffenen Alpen abgelagert wurden. Der See verdankt seine Entstehung tektonischen Bewegungen im Tertiär und dem älteren Quartär, die ein Einbrechen des Bodenseebeckens an steilstehenden Verwerfungen (Grabenbruch) nach sich zogen.

Die morphologische Ausgestaltung des Beckens wurde durch die eiszeitlichen Gletscher geschaffen, die das Bodenseebecken aushobelten und zur Zeit der maximalen Vereisung weit über den Bodensee nach Norden vorstießen. Dabei entstammen die heutigen Geländeformen großteils der jüngsten Vereisung (Würm, Ende vor etwa 10.000 Jahren). Die Gletscher überzogen den tertiären Felsuntergrund mit Grundmoränen, dem sogenannten Geschiebemergel. In Hohlformen vor dem jeweiligen Eisrand bildeten sich Stauseen, in denen die vom Gletscher abfließenden Schmelzwässer die Gletschertrübe in Form von Beckenschluffen und -sandn ablagerten. Gerade am nördlichen Ufer des Sees, das eine markante Geländeschwelle darstellt, kam es zum zeitweiligen Einstau solcher Eisrandseen und zwar sowohl beim Vorstoß des Eises, wie auch beim Rückzug. Sofern die Beckensedimente beim Vorstoß durch das Eis nicht wieder abgehobelt wurden, wurden sie durch die Eisauflast ebenso wie der Geschiebemergel stark komprimiert. Nach dem endgültigen Rückzug des Eises gehen die eiszeitlichen Sedimente des Bodenseebeckens nach oben hin in junge Seesedimente über, deren Ablagerung nach wie vor von statten geht.

2.3 Schichtenfolge

Entsprechend der geschilderten geologischen Situation wurde bei der Baugrunderkundung das folgende Grundsatzprofil erschlossen, wobei sich die angegebenen Tiefen auf den Seeboden beziehen:

See- und Beckenablagerungen	(Jungpleistozän – Rezent)
Geschiebemergel	(Pleistozän)
Glazial belastete Beckensedimente	(Pleistozän)

Junge See- und Beckenablagerungen wurden im gesamten untersuchten Gelände in Mächtigkeiten zwischen 2,3 m (BK8/91) und 4,0 m (BK9-10/91) erbohrt. Eine geringmächtige Auffüllschicht im Bereich der Bohrung BK8 ist bautechnisch den Seeablagerungen gleichzusetzen und wird deshalb nicht gesondert hervorgehoben.

Die Obergrenze des eiszeitlichen Geschiebemergels fällt im Hafenbereich flach seewärts ab. Er wurde deshalb in der Bohrung BK8/91 bereits in einer Tiefe von 2,3 m, in den übrigen Bohrungen erst bei 4,0 m erreicht. Seine Untergrenze wurde bei Endtiefen bis zu 15 m nicht durchstoßen.

In den Bohrungen BK8/91 und BK10/91 ist der Geschiebemergel mit glazial belasteten Beckensedimenten verzahnt, ein Umstand, der auf oszillierende Bewegungen des Gletschers beim Eisvorstoß zurückzuführen ist. Diese Beckensedimente sind jeweils in einem Niveau zwischen 6,5 m und 10,1 m unter Gelände in den

Geschiebemergel eingeschaltet. In der Bohrung BK10/91 folgt eine weitere derartige Schicht zwischen 12,7 m und 14,7 m.

2.4 Schichtbeschreibung, Bodenkennwerte

Zusätzlich zur Schichtansprache, die im Baugrundschnitt (Anlage 2.1) dargestellt ist, werden die bautechnischen Eigenschaften der Bodenschichten wie folgt beurteilt:

See- und Beckenablagerungen

Die spät- bis nacheiszeitlichen Ablagerungen des Bodensees enthalten hier im obersten Abschnitt deutliche Anteile von Kieskorn. Überwiegend handelt es sich dabei um tonig-sandige Schluffe mit schwankenden Anteilen an Kies. Im Bereich der Bohrung BK10 überwiegt am Top der Abfolge die Kiesfraktion, so dass das Material hier als schluffiger Kies von feiner bis mittlerer Körnung mit hohem Sandgehalt anzusprechen ist. Eine eingelagerte Glasscherbe in der Bohrung BK8 weist auf anthropogene Umlagerungen des Seebodens hin. Zur Tiefe erfolgt mit einem Farbumschlag von dunkelgrau zu gelblichgrau ein Übergang zu tonigen Schluffen mit deutlichen, bereichsweise sehr hohen Anteilen der Feinsandfraktion. Eingelagerte Glimmerschüppchen und Feinsandlamellen sind typisch für dieses Sediment.

Die natürlichen Wassergehalte liegen verhältnismäßig niedrig und schwanken zwischen 23 % und 28 %.

Die Konsistenz der bindigen Anteile dieser Abfolge liegt überwiegend bei weich, wobei im oberen Teil Übergänge zur breiigen Zustandsform festzustellen sind. Bei den grobkörnigen Partien im oberen Abschnitt ist von lockerer bis mitteldichter Lagerungsform auszugehen.

Die See- und Beckenablagerungen stellen, wie die geringen Schlagzahlen der Rammsondierungen MRS1-5 zeigen, in den oberen 2 Metern einen wenig tragfähigen Untergrund dar. Im ufernahen Bereich (MRS6) ist diese Schicht nur etwa 1 m mächtig. Zur Tiefe hin sind die Beckenablagerungen anhand des Schlagzahlanstiegs auf Werte um 20 Schläge/10 cm als besser tragfähig zu bewerten, wobei jedoch die auftretende Mantelreibung in den plastischen Sedimenten zu berücksichtigen ist, die einen etwas zu hohen Eindringwiderstand vortäuschen.

Bei Belastung neigen die See- und Beckenablagerungen zur langsamen Abgabe des Porenwassers und damit zu langanhaltenden Setzungen. Das Langzeitsetzungsverhalten ist durch die Zeitsetzungskurve in Anlage 3.16 belegt, die ohne erkennbaren Endwert weiterläuft.

Besonders hinzuweisen ist auf die lokal festzustellende Thixotropie, also die Eigenschaft der Entfestigung des Korngefüges und der Verflüssigung des Materials, z. B. durch Erschütterung oder Aushubentlastung.

Geschiebemergel

Der grau gefärbte Geschiebemergel weist hier im Gegensatz zum Bereich des Yachthafens keine aufgeweichte Oberschicht auf. Bautechnisch ist er als Schluff mit hohen, lokal auch sehr hohen Anteilen an Sand und Kies zu bezeichnen, während die Tonfraktion nur untergeordnet am Kornaufbau beteiligt ist. Vereinzelt sind Steine in die Abfolge eingeschaltet. Mit dem Auftreten von Blöcken ist zu rechnen.

Die Wassergehalte im Geschiebemergel liegen im Allgemeinen zwischen 5 % und 12 %. Die Konsistenz des Geschiebemergels nimmt üblicherweise von steif im oberen Abschnitt bis auf halbfest in den tiefsten erbohrten Anteilen der Abfolge zu. Den durchgeführten SP-Tests zufolge können auch bereits im oberen Abschnitt feste Partien auftreten.

Der Geschiebemergel ist als tragfähiger Untergrund einzustufen, der allenfalls lokal geringfügige Setzungen ermöglicht. Seine Obergrenze ist in den Rammsondierungen an dem sprunghaften Anstieg der Schlagzahlen auf Werte um 30 Schläge/10 cm zu erkennen, die zur Tiefe hin rasch weiter ansteigen.

Glazial belastete Beckensedimente

Die in den Geschiebemergel eingeschalteten frühwürmzeitlichen Beckensedimente bestehen im Bereich der Bohrung BK8 ausschließlich aus Feinsand-Schluff-Gemengen, in der Bohrung BK10 sind sie vorwiegend als schwach tonige, feinsandige Schluffe ausgebildet, die hin und wieder eingestreute Gerölle enthalten. Die deutlich feststellbare Feinschichtung weist dieses Material als Beckensediment aus.

Die Wassergehalte in den glazial belasteten Beckenschluffen liegen bei 17 bis 19 %. Die Konsistenz der Beckenschluffe schwankt zwischen steif und halbfest. Die Feinsand-Schluff-Gemenge sind als halbfest bzw. dicht gelagert einzustufen.

Die glazial belasteten Beckenablagerungen bilden ebenso wie der Geschiebemergel einen tragfähigen, setzungsarmen Baugrund. Besonders hinzuweisen ist auf die Thixotropie der Feinsand-Schluff-Gemenge, d. h. sie neigen ebenso zur Verflüssigung.

Die bodenmechanischen Laborversuche ergeben das folgende Bild:

Zusammenstellung der Laborergebnisse aus [U1]						
Bohrung		BK8/91	BK9/91	BK10/91	BK10/91	BK8/91
Tiefe	[m]	1,8 – 2,0	2,0-2,2	2,4-2,6	3,3-3,5	9,4-9,6
Schicht-zuordnung		See- und Beckenablagerungen				glazial belastete Beckensedimente
w_A	%	19,6	15,6			16,5
w_n	%	26,3	24,2	24,2	26,5	17,9
w_L	%	29,0	24,8			25,8
Tongehalt	%	20	15			7
Kornkennzahl		2620	1540			1720
I_p	%	9,4	9,2			9,3
I_c		0,287	0,065			0,849
Wichte	kN/m ³	19,76	20,41			
Reibungswinkel φ'	°	25	25	24	27,5	
Kohäsion	kN/m ²	6	15	10	12,5	
Steifezahl E_s	MN/m ²		11,34			19,24
Steifezahl W_s	MN/m ²		23,82			43,64

Auf Grundlage der oben aufgestellten Untersuchungsergebnisse werden folgende Spannen der Bodenkennwerte für Bauleistungen angegeben und entsprechende Homogenbereiche eingeteilt. Die Bodenkennwerte für geotechnische Berechnungen sind weiter unten genauer definiert.

Bodenkennwerte und Homogenbereiche für Bauleistungen (gelten nicht für Berechnungen)				
Geologische Bezeichnung	-	See- und Beckenablagerungen	Geschiebemergel	Glazial belastete Beckensedimente
Bodengruppe DIN 18196	-	UM, UL, TM, TL, SU*, GU*	UM, UL, TL, GU*	UM, UL, TL, SU, SU*
Kornkennzahl	-	1540, 2620	--	1720
Massenanteil Steine	%	< 5	0 - 20	< 5
Massenanteil Blöcke	%	< 1	0 - 10	< 1
Massenanteil große Blöcke	%	< 1	0 - 5	< 1
Organischer Anteil	%	< 5	< 1	< 5
Dichte	g/cm ³	1,9 – 2,1	2,1 – 2,3	2,0 – 2,2
Kohäsion	kN/m ²	0 ¹⁾ – 15	15 – 80	0 ³⁾ - 25
Undränierete Scherfestigkeit	kN/m ²	10 – 30	100 - > 400	> 150
Wassergehalt	%	23 – 28	5 – 12	17 – 19
Konsistenz	-	breiig - weich	steif - fest	steif - halbfest
Konsistenzzahl I _c	-	0 - 0,75	0,75 - > 1,25	0,75 - 1,25
Plastizität		leicht - mittel	leicht - mittel	leicht - mittel
Plastizitätszahl I _p	%	5 – 15	5 - 15	5 - 15
Lagerung	-	locker - mitteldicht	-	mitteldicht - dicht
Lagerungsdichte D	-	0,2 - 0,65	-	0,45 - >0,65
Abrasivität	-	schwach	mittel - stark	mittel - stark
Bodenklasse DIN 18300 (2012)	-	4, 2	4, 6 ²⁾	4, 2 ⁴⁾
Frostempfindlichkeit ZTV E-Stb	-	F3	F3	F3
Verdichtbarkeit ZTV E-Stb	-	V2-V3	V3	V2-V3
Bemerkung	-	¹⁾ Kiese und Sande	²⁾ feste Kons.	³⁾ Sande ⁴⁾ durch Verflüssigung
Homogenbereiche für Erdbau DIN 18300	-	Erd1	Erd2	
Homogenbereiche für Bohrarbeiten DIN 18301	-	Bohr1	Bohr2	
Homogenbereiche für RRP DIN 18304	-	RRP1	RRP2	

Bodenkennwerte für geotechnische Berechnungen (charakt. Werte)					
	Wichte γ / γ' (kN/m ³)	Reibungswinkel (dräniert) φ' (°)	Kohäsion (dräniert) c' (kN/m ²)	Durchlässigkeit k_f (m/s)	Steifemodul E_s (MN/m ²)
See- und Beckenablagerungen	19/9 - 20/10	24 - 27,5	3 - 10	$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-8}$	7 - 12
Geschiebemergel	21/11 - 23/13	30	5 - 15	$1 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-9}$	30 - 50
Glazial belastete Beckensedimente	20/10 - 22/12	27,5	5 - 10	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-9}$ 1×10^{-5} Sande	19 - 40

Für die geotechnischen Berechnungen ist der ungünstigere Bodenkenwert bezogen auf den zu führenden Nachweis aus den angegebenen Bandbreiten anzusetzen. Der Ansatz des günstigeren Bodenkenwertes bedarf einer Einzelfallprüfung.

Gemäß der DIN 4149 liegt das Gebiet in der Erdbebenzone 2. Es ist mit der Untergrundklasse S (tief-sedimentär) und Baugrundklasse C (Lockergestein) zu rechnen.

3 Grundwassersituation, Versickerung

Der Zulauf von Grundwasser ist in den Bohrprofilen des Baugrundschnitts, Anlage 2.1, dargestellt. Grundwasser lief in den Bohrungen BK8 und BK10 zu. Die Wasserstandsbeobachtungen sind wie folgt zusammenzustellen:

Grundwasserbeobachtungen				
	GW angebohrt		GW bei Bohrende	
	m ü. GOK	m ü. NHN	m ü. GOK	m ü. NHN
BK8/91	6,00	387,28	5,20	388,08
BK10/91	13,00	379,78	11,00	381,78
Seewasserspiegel	395,03 (07.05.1992)			
Mittelwasserstand	395,50			

Die anstehenden Böden sind hinsichtlich ihrer hydrogeologischen Funktion wie folgt zu charakterisieren:

Die jungen See- und Beckenablagerungen stellen in bindigen Abschnitten einen Grundwasserstauer dar, während sie in sandigen und kiesigen Partien als mäßig durchlässig einzustufen sind. Der oberste kiesige Abschnitt wird durch das Wasser des Bodensees infiltriert. Zur Tiefe hin wurden hier keine wasserführenden Sand- oder Kieslagen erschlossen, sodass die Schichtfolge dort insgesamt als Grundwasserstauer einzustufen ist.

Der Geschiebemergel ist prinzipiell als Grundwasserstauer zu klassifizieren. Wasserführende Sand- oder Kieslinsen, die in diesem Material auftreten können, wurden – mit Ausnahme der eingeschalteten Beckensedimente – bei den Bohrarbeiten nicht erschlossen.

Die glazial belasteten Beckensedimente bilden einen unregelmäßig ausgebildeten Grundwasserleiter, der in den Schichten mit hohen Sandanteilen wasserführend ist, während bindige Lagen als Stauhorizonte fungieren. Der Aquifer führt gespanntes Grundwasser.

Deck- und Sohlenschicht der wasserführenden Partien werden jeweils vom Geschiebemergel bzw. von undurchlässigen Beckenschluffen gebildet.

Wie aus den Untersuchungen für den Yachthafen bekannt ist, erstrecken sich die glazial belasteten Beckensedimente nach Westen, wo sie tiefer unter den Geschiebemergel hinabtauchen. Es ist anzunehmen,

dass diese Schichten noch ein Stück weit unter den Uferbereich hineinragen. Es lässt sich jedoch nicht sagen, inwieweit die Beckensedimente in der Umgebung wasserführend ausgebildet sind.

Der Durchlässigkeitsbeiwert der wasserführenden Sandschichten ist geschätzt mit $k_f \leq 10^{-5}$ m/s anzugeben, wobei in stark schluffigen Sanden die Durchlässigkeit bis auf etwa $k_f = 10^{-8}$ m/s reduziert sein kann. Aufgrund der relativ geringen Durchlässigkeiten ist mit einem mäßigen Grundwasserandrang zu rechnen.

Die Bohrungen zeigten jeweils einen langsamen Anstieg des Wasserspiegels. Aufgrund der mäßigen Durchlässigkeit des Aquifers ist davon auszugehen, dass die zum Bohrende gemessenen Wasserspiegel noch nicht vollständig ausgepegelt waren. Geht man von der Überlegung aus, dass der Geschiebemergel lokale Wasserwege für das einsickernde Oberflächenwasser enthalten kann, so ist eine Korrespondenz mit dem Bodenseewasserspiegel nicht auszuschließen. In diesem Fall läge die Druckfläche in der Bohrung BK10 13 m über der Deckschicht.

4 Gründung

Die bestehende Außenmole ist gemäß Unterlage [U1, 2] auf einer Kote von 390,05 – 391,56 m üNN flach gegründet. Die Gründungsebene liegt demnach innerhalb der See- und Beckenablagerungen. Die Unterkante der See- und Beckenablagerungen wurde ca. 1,6 – 3,0 m unter der Gründungssohle verortet.

Aufgrund der schlechten Betonqualität (siehe Bohrkern Anlagen 2.2-3 und 4.1-3) ist ein Neubau der Mole erforderlich und geplant.

Für den Neubau bieten sich mehrere Gründungsvarianten an. Einerseits kann wieder eine Flachgründung zur Ausführung kommen. Andererseits bietet sich auch eine Tiefgründung auf einen Pfahlrost oder eine Spundwandgründung an.

Zur Bemessung der Fundamente einer **Flachgründung** in den See- und Beckenablagerungen können die zulässigen Sohlpressungen aus den Grundbruch- und Setzungsberechnungen in der Anlage 5.1 herangezogen werden. Die Sohlpressungen sind im Fundamentdiagramm als Bemessungswert des Sohlwiderstands (linke Ordinate) sowie als zulässige Sohlpressung (rechte Ordinate) angegeben. Die rote Linie stellt die Begrenzung der Sohlpressungen durch den Grundbruch dar. Zusätzlich sind die zugehörigen Fundamentsetzungen (blaue Linien) angegeben.

Es wird empfohlen, die Setzungen auf rd. 1,0 cm zu begrenzen. Beispielhaft (Anlage 5.1) ergibt sich für ein Streifenfundament mit einer Breite von 3 m

der Bemessungswert des Sohlwiderstandes	$\sigma_{R,d}$	=	132	kN/m ²
die zulässigen Sohlpressungen	zul $\sigma_{E,k}$	=	90	kN/m ²

Die Sohlpressungen gelten für die mittig belastete, d.h. um die Ausmitten reduzierte Fundamentfläche. Gleichmaßen kann mithilfe der Anlage 5.1 für andere Fundamentabmessungen verfahren werden.

Für die Gründung der Mole wird alternativ die **Mikropfahlgründung** (Durchmesser <0,3 m) vorgeschlagen. Die gebohrten Pfähle tragen die Lasten in tiefere Schichten ab, sie überbrücken so die setzungswilligen See- und Beckenablagerungen.

Die Bohrarbeiten finden unterhalb des Grund- bzw. Seewasserspiegels statt, es sind Maßnahmen zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs bzw. Bodeneintritt ins Bohrloch zu treffen.

Es ist mit Bohrhindernissen wie z.B. Beton oder Holz zu rechnen. Erfahrungsgemäß sind in Häfen auch alte Ankerketten und Dalben vorhanden.

Die Mole ist auf Pfahlböcken zu gründen, die je nach Auskragung der Mole neben den Druckkräften auch Zugkräfte abtragen. Für die äußere Pfahlbemessung können folgenden Erfahrungswerte für die charakteristische Pfahlmantelreibung angesetzt werden:

Erfahrungswerte charakt. Pfahlmantelreibung für Mikropfähle nach EA-Pfähle	
Schicht	Bruchwert der Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ (kN/m ²)
Auffüllungen	0
See-, Beckenablagerungen	0
Geschiebemergel steif-halbfest	95
Glazial belastete Beckensedimente	95

Ein Spitzendruck darf bei Mikropfählen nicht angesetzt werden. Die angegebenen Werte dürfen auch für die Vorbemessung der Zugpfähle angesetzt werden. Es ist jedoch eine Überprüfung mittels Pfahlprobebelastung (Zug) erforderlich.

Die Pfähle sollten bei Druckbelastungen min. 2,5 m und bei Zugbelastungen min. 5,0 m in den steif-halbfesten Geschiebemergel / glazial vorbelasteten Beckensedimenten einbinden. Die Pfahlgründung bedarf einer statisch-konstruktiven Ausarbeitung.

Der Ort beton-Bohrpfahl besitzt im Gegensatz zu Mikropfählen den Vorteil, dass sie laterale Lasten und Momente aufnehmen können. Allerdings ist der Aufwand der Herstellung in Bezug auf das Arbeitsplanum sehr viel Größer einzuschätzen, so dass auf eine nähere Betrachtung verzichtet wird.

Eine weitere Gründungsmöglichkeit ist die Gründung der Mole auf **Spundwandprofilen** (vergleichbar der Mole am Yachthafen). Die See- und Beckenablagerungen sind als gut, der Geschiebemergel und die glazial vorbelasteten Beckenablagerungen als mittelschwer bis schwer rammbaar einzustufen.

Die Notwendigkeit von Austauschbohrungen lässt sich – mit Ausnahme von Rammhindernissen in Form von Blöcken, Findlingen – aus den Schlagzahlprofilen der Rammsondierungen nicht erkennen. Auflockerungsbohrungen sind einzuplanen. Es handelt sich um einen Neubau einer Alten Mole, so dass neben Rammhindernissen in Form von Steinen auch mit Ankerketten, alten Dalben etc. zu rechnen ist.

Für die Bemessung der Spundwand dürfen folgende Werte für Mantelreibung und Spitzendruck in Ansatz gebracht werden:

Erfahrungswerte charakt. Mantelreibung / Spitzendruck für Spundwandprofile nach EA-Pfähle		
Schicht	Bruchwert der Mantelreibung $q_{s,k}$ (kN/m ²)	Bruchwert des Spitzendrucks $q_{b,k}$ (kN/m ²)
Auffüllungen	0	0
See-, Beckenablagerungen	0	0
Geschiebemergel steif-halbfest	55	1.150
Glazial belastete Beckensedimente	40	850

Die oben angegebenen Werte gelten für eingerammte Profile; werden die Dielen eingerüttelt, müssen die oben angegebenen Erfahrungswerte auf 75% abgemindert werden.

Die zu erwartenden Setzungen bei einer Pfahlgründung bzw. auf Spundwandprofilen sind erfahrungsgemäß mit

$$s < 1,0 \text{ cm}$$

abzuschätzen.

5 Hinweise zur Baugrube, Bauwasserhaltung und zu Spundwandarbeiten

Zur Herstellung einer trockenen Baugrube ist die Spundwand vorzuschlagen. Diese Bauweise wurde wohl bereits beim Bau der Mole verwendet, wie aus [U4] hervorgeht.

Die schwere Ramm- oder Rüttelbarkeit im kompakten, glazial vorbelasteten Geschiebemergel führt zu einer Verstärkung der Horizontalschwingung der Spunddiele in den überlagernden Seesedimenten. Der Dieselmotor als Rammgerät scheidet wegen der Lärmbelastigung aus. Schwingungsreduzierende Maßnahmen sind in der Abkopplung des Rüttlers vom Rammgut beim Durchlaufen der Resonanzfrequenzen zu sehen.

Vorbohrungen im kompakten Geschiebemergel sind zwar erschütterungsreduzierend, schwächen jedoch die statisch angesetzte Einbindestrecke. Von Spülhilfen wird wegen des Festigkeitsverlustes des Geschiebemergels und der glazial vorbelasteten Beckensedimente abgeraten. Ebenso haben Auflockerungsbohrungen oder Austauschbohrungen Auswirkungen auf die hydraulischen Eigenschaften (Vergrößerung der Durchlässigkeiten im Bereich der Bohrungen). Dies ist beim Nachweis des hydraulischen Grundbruchs zu berücksichtigen.

Die Bauwasserhaltung beschränkt sich dann nach dem Lenzen der Baugrube auf eine Restwasserhaltung. Der Spundwandkasten, sowie die Wasserhaltung erfordern eine statisch-konstruktive Planung und Berechnung.

6 Planungshinweise und baubegleitende Kontrollen

Die Baugrubensohle und die Baugrundverhältnisse sind im Zuge des Abbruchs der bestehenden Mole durch einen Geotechniker zu überprüfen und abzunehmen.

Die Durchführung von Beweissicherungsmaßnahmen an den angrenzenden Gebäuden ist anzuraten.

Bei Pfahlgründungen (Zugbeanspruchung) sind Probebelastungen einzuplanen

Für das Einbringen von Stoffen oder Bauteilen ins Grundwasser sowie für die Bauwasserhaltung ist eine wasserrechtliche Genehmigung bei der Unteren Wasserbehörde einzuholen.

Moräne GmbH



ppa. Dr.-Ing. P. Beutinger

Moräne GmbH

Zum Brunnentobel 6
88299 Leutkirch

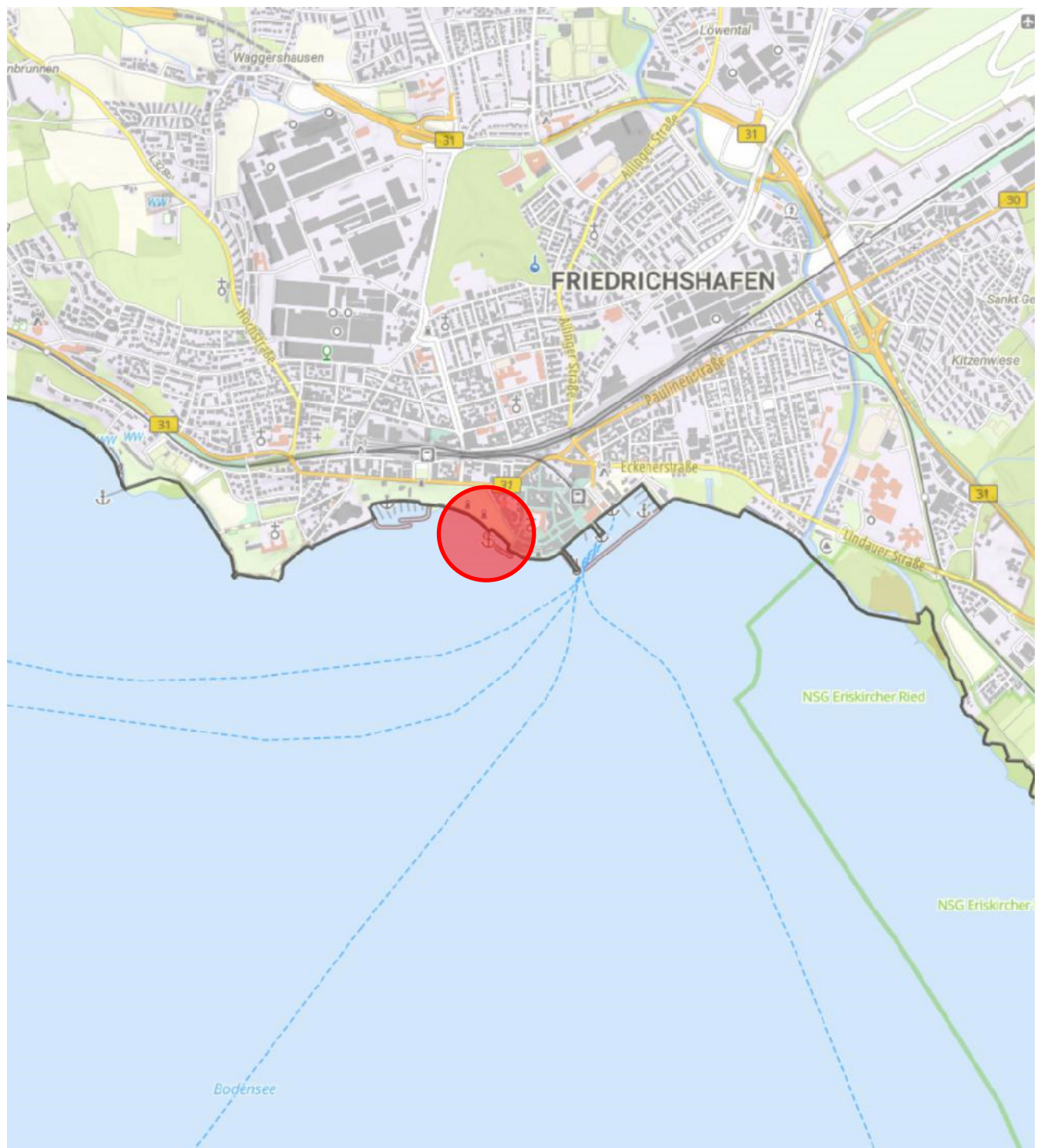
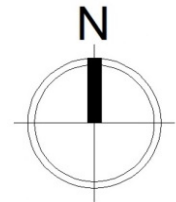
Uferpark Friedrichshafen
Mole Gondelhafen
Übersichtslageplan M1:25.000

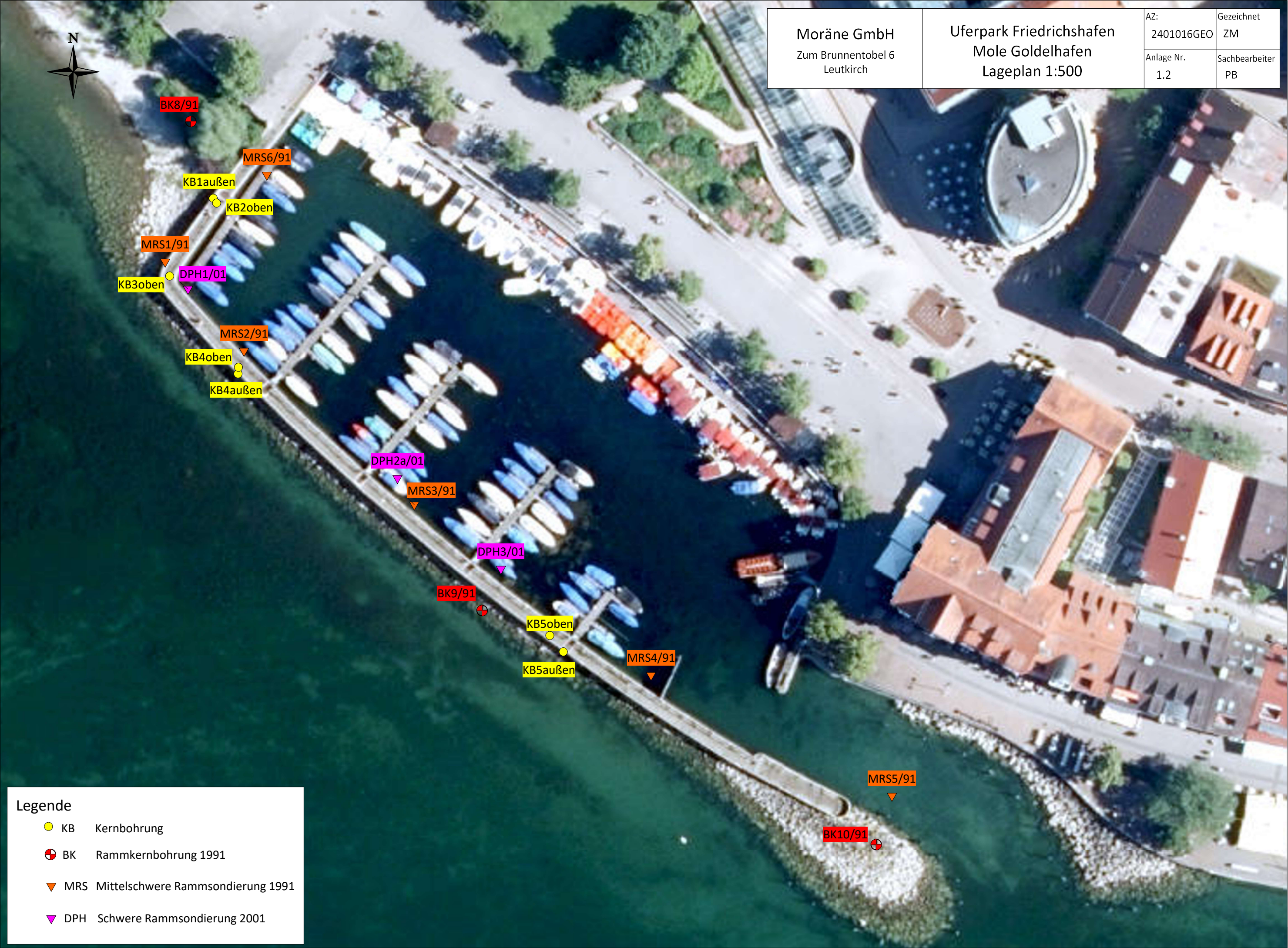
AZ
2401016GEO

Gezeichnet
NF

Anlage Nr.
1.1

Sachbearbeiter
PB





Moräne GmbH
Zum Brunnentobel 6
Leutkirch

Uferpark Friedrichshafen
Mole Goldelhafen
Lageplan 1:500

AZ:	2401016GEO	Gezeichnet	ZM
Anlage Nr.	1.2	Sachbearbeiter	PB

Legende

KB

Kernbohrung

BK

Rammkernbohrung 1991

MRS

Mittelschwere Rammsondierung 1991

DPH

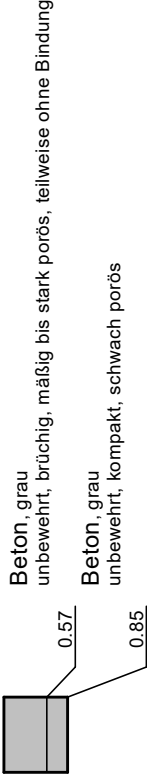
Schwere Rammsondierung 2001

Moräne GmbH Zum Brunnentobel 6 88299 Leutkirch	Uferpark Friedrichshafen Mole Gondelhafen Profil M.d.H. 1:100		AZ: 2401016GEO	Gezeichnet
			Anlage Nr. 2.3	NF Sachbearbeiter PB

Horizontalkernbohrungen Mole außen

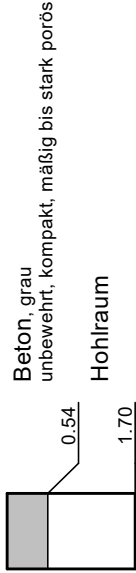
KB1

397.56 m



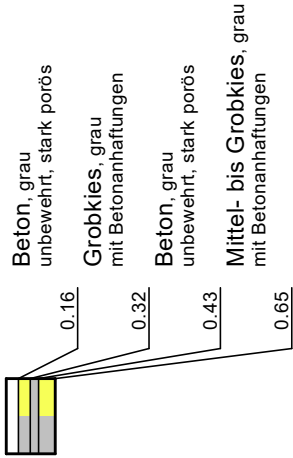
KB4

396.77 m



KB5

396.81 m

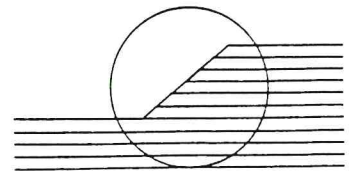


Legende

Kies

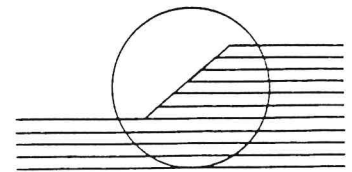
Beton

BESTIMMUNG DES WASSERGEHALTS (DIN 18121)


 Projekt: Umgestaltung Gondelhafen Friedrichshafen AZ 911120/820339 3.1
 Anlage.....

Bohrloch	Entnahmetiefe	Wassergehalt	Bodenart
BK-8	1,0m	28,2%	Schluff, tonig, sandig, schw.kiesig (See- und Beckenablagerungen)
"	Sp 1,8-2,0m	26,3%	Schluff, fein- bis mittelsandig, tonig, (See- und Beckenablagerungen)
"	2,0m	25,9%	Schluff, tonig, feinsandig (See- und Beckenablagerungen)
"	3,0m	6,4%	Schluff, sandig, kiesig bis st.kiesig (Geschiebemergel)
"	4,0m	9,5%	"
"	5,0m	11,8%	"
"	6,0m	17,7%	Schluff, feinsandig (Geschiebemergel)
"	Sp 6,8-7,0m	19,0%	Schluff, Feinsand (Beckenschluff)
"	7,0m	17,2%	"
"	8,0m	17,9%	"
"	9,0m	20,1%	Feinsand, stark schluffig (Beckensand)
"	Sp 9,4-9,6m	17,9%	Schluff, Feinsand (Beckenschluff)
"	10,0m	19,2%	"
"	11,0m	4,9%	Schluff, sandig, kiesig bis st.kiesig, lokal st.sandig (Geschiebemergel)
"	12,0m	6,7%	"
"	13,0m	8,3%	"
BK-9	1,0m	26,6%	Schluff, Feinsand, lokal schw.tonig (Seeablagerung)
"	2,0m	25,7%	"
"	Sp 2,0-2,2m	24,2%	Schluff, stark feinsandig, schwach tonig bis tonig (Seeablagerung)
"	3,0m	25,9%	Schluff, tonig, feinsandig (Seeablagerung)

Untersuchung einer Bodenprobe

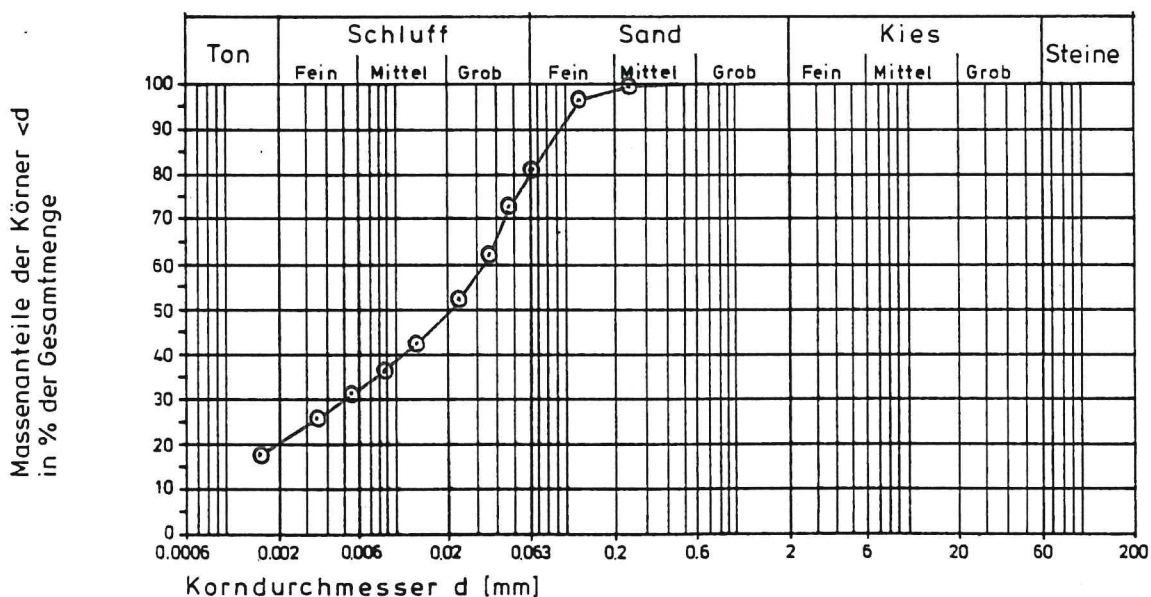
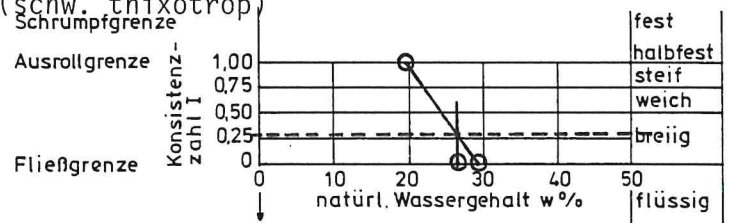
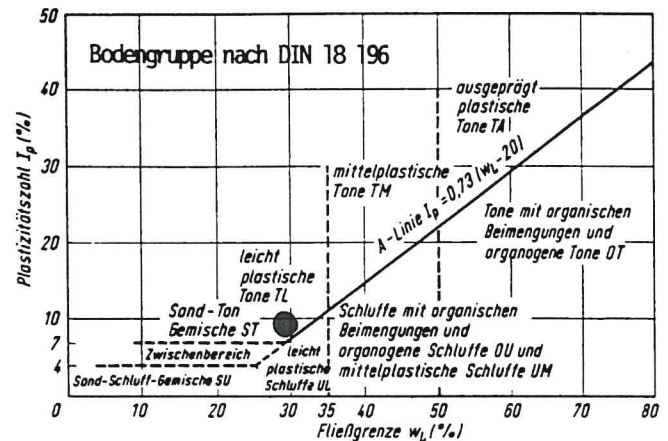


Projekt : Gondelhafen Friedrichshafen AZ. 911120 / 920329 Anlage. 3.3

Entnahmestelle : BK-8 Entnahmetiefe : SP 1,8-2,0m

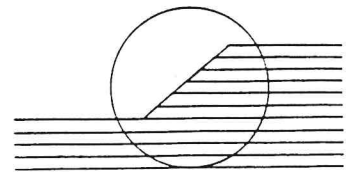
Bodenart : Schluff, fein- bis mittelsandig, tonig (See- und Beckenablagerungen)

Feuchtraumgewicht $\gamma = 19,76 \text{ kN/m}^3$
 Auftriebsgewicht $\gamma' = 9,81 \text{ kN/m}^3$
 natürlicher Wassergehalt $w = 26,3 \%$
 Trockenraumgewicht $\gamma_d = 15,64 \text{ kN/m}^3$
 Kornwichte $\gamma_s = 26,8 \text{ kN/m}^3$
 Porenanteil $n = 0,416$
 Ausrollgrenze $w_p = 19,6 \%$
 Fließgrenze $w_l = 29,0 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 9,4 \%$
 Konsistenzzahl $I_c = 0,287$ breiig (schw. thixotrop)
 Aktivitätszahl $I_A =$
 Schrumpfgrenze $w_s =$
 Glühverlust $V_{gl} =$ Gew. %
 Kalkgehalt $\text{CaCO}_3 =$ Gew. %
 Proctordichte einfach $\rho_p =$ kN/m³



Kornkennzahl (DIN 18 300) 2620	Durchlässigkeitsbeiwert $k = (1.0 - 1.5) d_{10}^2 =$ m/s
Ungleichförmigkeitszahl $U = d_{60}/d_{10} =$ /	Durchlässigkeitskoeffizient (Laborversuch) m/s
Krümmungszahl $U = d_{30}^2 / (d_{60} \cdot d_{10}) =$ /	

Untersuchung einer Bodenprobe

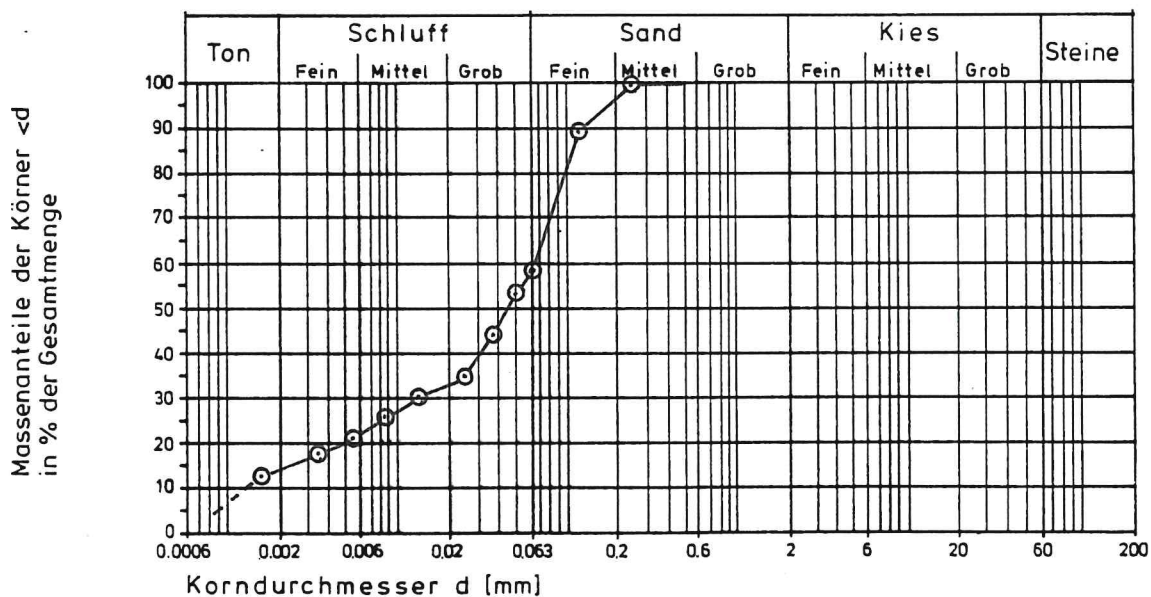
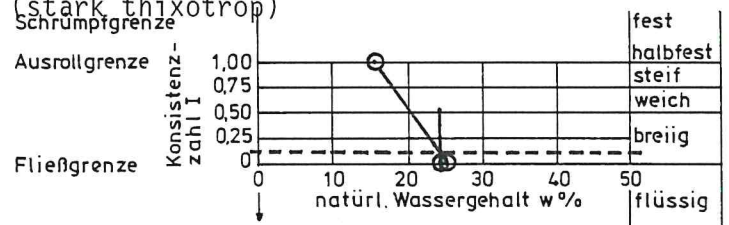
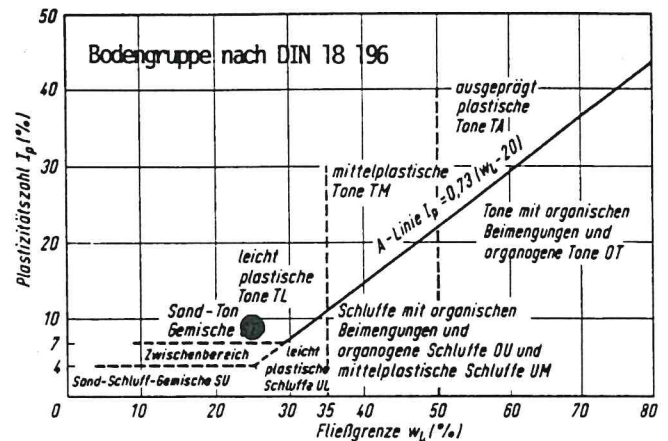


Projekt : Gondelhafen Friedrichshafen AZ 911120 / 020339 Anlage 3.4

Entnahmestelle : BK-9 Entnahmetiefe : SP 2,0-2,2

Bodenart : Schluff, stark feinsandig, schwach tonig bis tonig (Seeablagerung)

Feuchtraumgewicht $\gamma = 20,41 \text{ kN/m}^3$
 Auftriebsgewicht $\gamma' = 10,31 \text{ kN/m}^3$
 natürlicher Wassergehalt $w = 24,2 \%$
 Trockenraumgewicht $\gamma_d = 16,44 \text{ kN/m}^3$
 Kornwichte $\gamma_s = 26,8 \text{ kN/m}^3$
 Porenanteil $n = 0,387$
 Ausrollgrenze $w_p = 15,6 \%$
 Fließgrenze $w_l = 24,8 \%$
 Plastizitätszahl $I_p = 9,2 \%$
 Konsistenzzahl $I_c = 0,065$ breiig (stark thixotrop)
 Aktivitätszahl $I_A =$
 Schrumpfgrenze $w_s =$
 Glühverlust $V_{gl} =$ Gew. %
 Kalkgehalt $\text{CaCO}_3 =$ Gew. %
 Proctordichte einfach $\rho_p =$ kN/m³



Kornkennzahl (DIN 18 300) 1540	Durchlässigkeitsbeiwert $k = (1,0 - 1,5) d_{10}^2 =$ m/s
Ungleichförmigkeitszahl $U = d_{60}/d_{10} = 45$	Durchlässigkeitskoeffizient (Laborversuch) m/s
Krümmungszahl $U = d_{30}^2 / (d_{60} \cdot d_{10}) = 2,2$	

Ebener Scherversuch DIN 18137

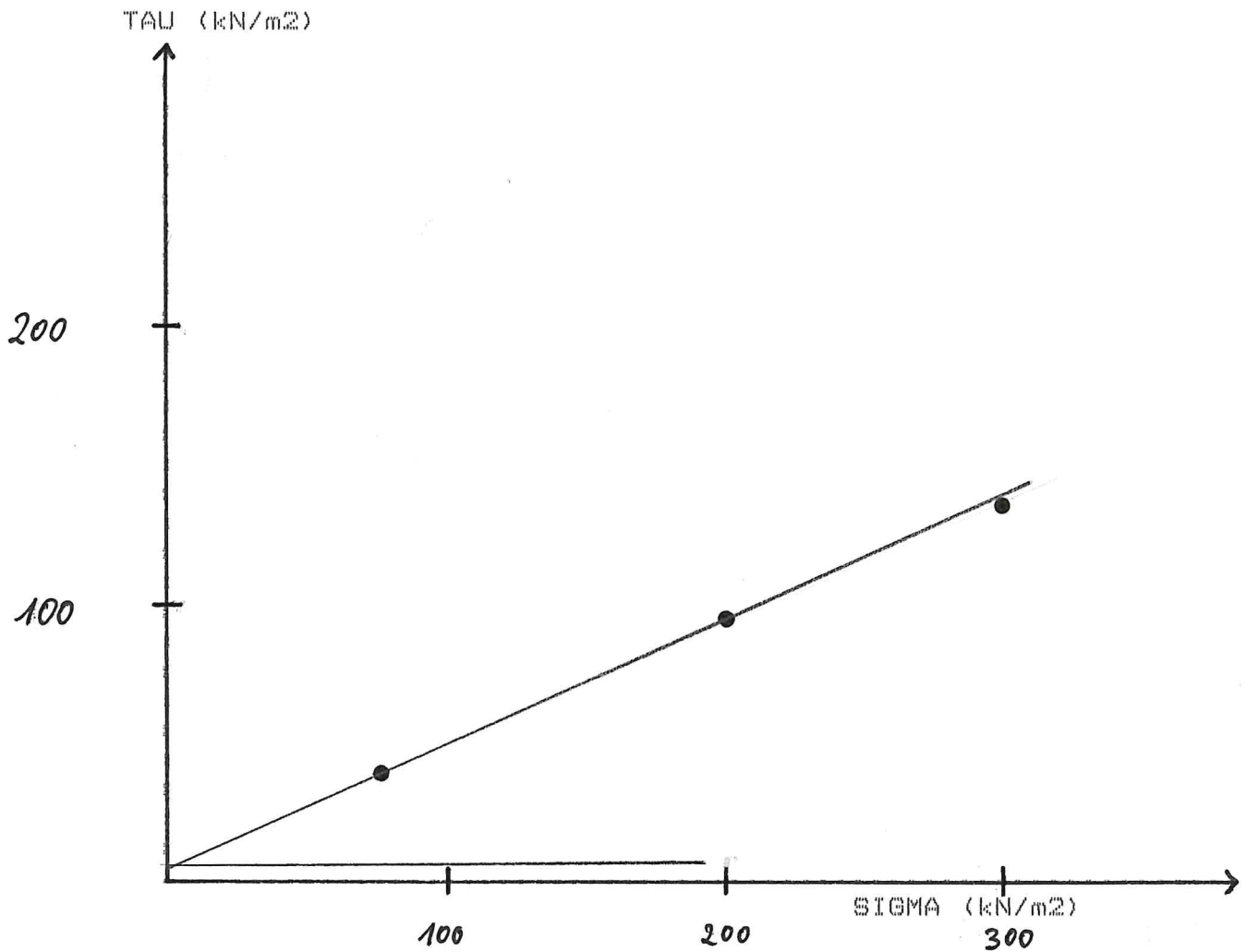
AZ 911120/920339
Anlage 3.6

Projekt : Gondelhafen FN

Entnahmestelle: BK-8

Entnahmetiefe : Sp 1.8-2.0 Versuchsreihe Nr.1

Bodenart : Schluff, fein- bis mittelsandig, tonig



	1	2	3
Wassergehalt in % :	21.3	20.4	20.1
Kornwichte (kN/m ³) :	26.8	26.8	26.8
GAMMA f (kN/m ³) :	20.83	20.98	20.99
GAMMA d (kN/m ³) :	17.17	17.43	17.48
Porenanteil n :	.3592	.3495	.3476
GAMMA ' (kN/m ³) :	10.76	10.92	10.95
SIGMA (kN/m ²) :	74.443	198.51	297.77
TAU (kN/m ²) :	38.462	94.295	135.23

Scherparameter:

$\Phi' = 25^\circ$

$c_{oh}' = 6 \text{ kN/m}^2$

Bu.

Einaxialer Kompressionsversuch (Oedometer) Lastsetzung

Projekt: Gondelhafen FN

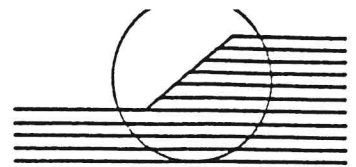
AZ: 911120/ ⁹²⁰³³⁹ Anlage 3.7

Bohrung: BK-8
Entnahmetiefe SP 9.4-9.6
Bodenart: Schluff, feinsandig, schwach tonig (Beckenschluff, glazial belastet)
Probenhöhe (cm) 2
Probendurchm. (cm) 7.15
Wassergeh. v.V. (%) 17.9
Wassergeh. n.V. (%) 15.4

Gewicht (N)	Wert (mm)	Bodendruck (KN/qm)	dh (mm)	dh/h0 (%)	Steifenzahl (MN/qm)	
0.0	0.681	0	0.000	0.000	1.042	
10.0	1.159	25	0.478	2.390	6.150	
20.0	1.240	50	0.559	2.795	8.975	
40.0	1.351	100	0.670	3.350	13.283	} $E_{s1} = 19,24 \text{ MN/m}^2$ Erstbelastung
60.0	1.426	149	0.745	3.725	15.094	
80.0	1.492	199	0.811	4.055	24.298	
100.0	1.533	249	0.852	4.260	24.298	
120.0	1.574	299	0.893	4.465	37.177	
60.0	1.548	149	0.867	4.335	15.094	} $E_{s2} = 43,64 \text{ MN/m}^2$ Wiederbelastung
40.0	1.531	100	0.850	4.250	13.283	
10.0	1.469	25	0.788	3.940	33.208	
20.0	1.484	50	0.803	4.015	34.353	
40.0	1.513	100	0.832	4.160	43.314	
60.0	1.536	149	0.855	4.275	38.316	
80.0	1.562	199	0.881	4.405	71.159	
100.0	1.576	249	0.895	4.475	41.509	
120.0	1.600	299	0.919	4.595		
60.0	1.572	149	0.891	4.455		
40.0	1.553	100	0.872	4.360		
10.0	1.495	25	0.814	4.070		
0.0	1.421	0	0.740	3.700		

Fließgrenze (%) 25.8
nat. Wassergeh. (%) 17.9
Ausrollgrenze (%) 16.5
Konsistenz 0.849
Durchlässigkeit (m/s)
Kons.wert (qm/s)

Spannungs - Setzungs - Diagramm



Lastsetzung

AZ: 911120 / 920339

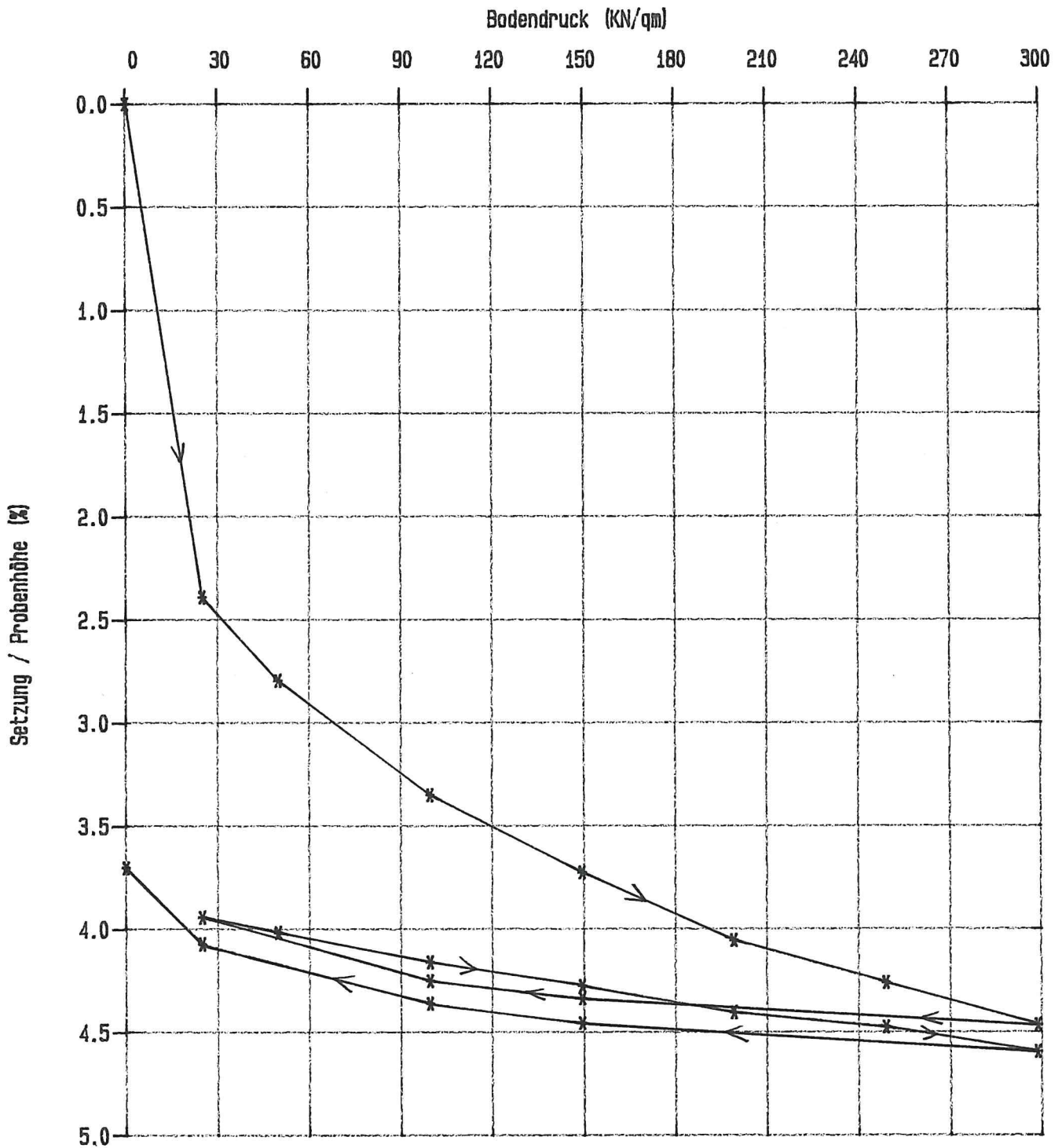
Anlage: 3.8

Projekt: Gondelhafen FN

Bohrung: BK-8

Entnahmetiefe SP 9.4-9.6

Bodenart: Schuff, feinsandig, schwach tonig (Beckenschluff)



DR.-ING. GEORG ULRICH

Bodenmechanisches Labor

Sachbearbeiter: Bu

Einaxialer Kompressionsversuch (Oedometer) Zeitsetzung

Projekt: Umgestaltung Gondelhafen Friedrichshafen

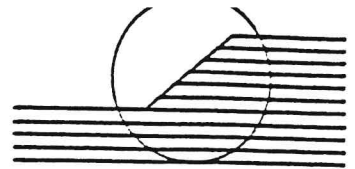
AZ: 911120/920339
Anlage 3.9

Bohrung: BK-B
Entnahmetiefe Sp 9.4-9.6
Bodenart: Schluff; feinsandig; schwach tonig (Beckenschluff)
Probenhöhe (cm) 2
Probendurchm. (cm) 7.15
Wassergeh. v.V. (%) 17.9
Wassergeh. n.V. (%) 15.4

Gewicht (N)	Zeit (min)	Wert (mm)	Bodendruck (KN/qm)	dh (mm)	dh/h0 (%)	Steifenzahl (MN/qm)
0.0	0.00	0.681	0	0.000	0.000	
80.0	0.00	1.492	199	0.811	4.055	
100.0	0.15	1.497	249	0.816	4.080	0.000
100.0	0.30	1.498	249	0.817	4.085	0.000
100.0	1.00	1.499	249	0.818	4.090	0.000
100.0	2.00	1.500	249	0.819	4.095	0.000
100.0	3.00	1.500	249	0.819	4.095	0.000
100.0	4.00	1.501	249	0.820	4.100	0.000
100.0	5.00	1.501	249	0.820	4.100	0.000
100.0	6.00	1.502	249	0.821	4.105	0.000
100.0	7.00	1.502	249	0.821	4.105	0.000
100.0	9.00	1.503	249	0.822	4.110	0.000
100.0	16.00	1.504	249	0.823	4.115	0.000
100.0	25.00	1.505	249	0.824	4.120	0.000
100.0	36.00	1.506	249	0.825	4.125	0.000
100.0	49.00	1.508	249	0.827	4.135	0.000
100.0	100.00	1.510	249	0.829	4.145	0.000
100.0	169.00	1.518	249	0.837	4.185	0.000
100.0	240.00	1.519	249	0.838	4.190	0.000
100.0	1440.0	1.533	249	0.852	4.260	0.000

Fließgrenze (%) 25.8
nat. Wassergeh. (%) 17.9
Ausrollgrenze (%) 16.5
Konsistenz 0.849
Durchlässigk. (m/s)
Kons.wert (qm/s)

Spannungs - Setzungs - Diagramm



Zeitsetzung

AZ: 911120/920239

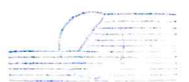
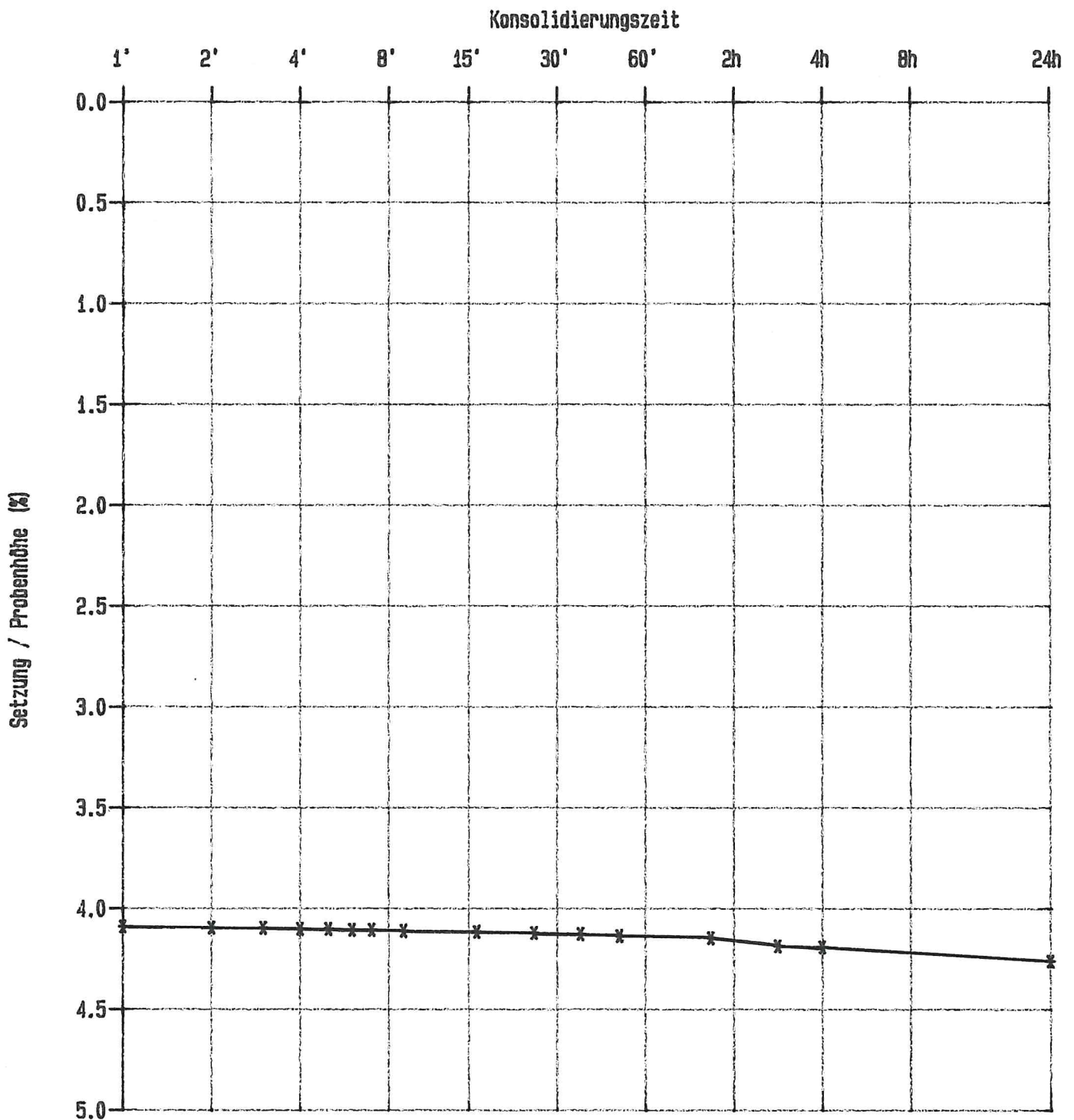
Anlage: 3.10

Projekt: Umgestaltung Gondelhafen Friedrichshafen

Bohrung: BK-8

Entnahmetiefe Sp 9.4-9.6

Bodenart: Schluff; feinsandig; schwach tonig (Beckenschluff)



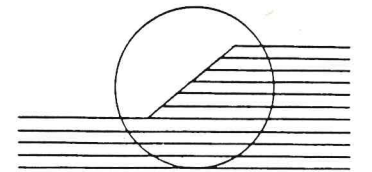
DR.-ING. GEORG U. RICH

Bodenmechanisches Labor

Sachbearbeiter: Bu

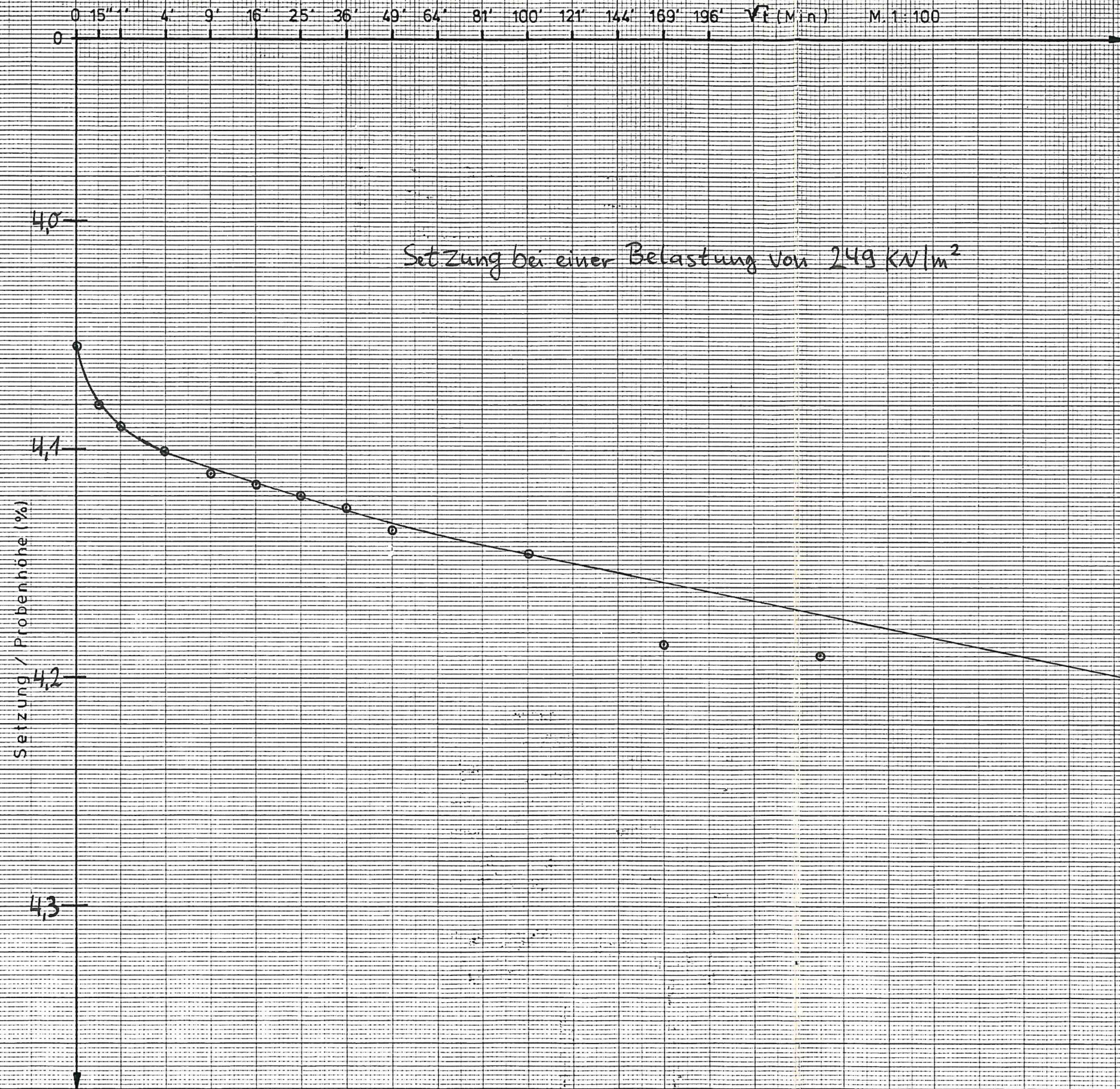
Zeitsetzung: Bodenart: Beckenschluff

Bohrung: BK-8 Tiefe: 5,4-9,6 m



MADE IN GERMANY

Projekt: Umgestaltung
Gondelhafen FN
AZ 911120/920339
Anlage 3.11



DR.-ING. GERO ULICH
Bodenmechanisches Labor
Sachbearbeiter: Bu

A 3 297 x 420 mm

auca

Einaxialer Kompressionsversuch (Dedometer) Lastsetzung

Projekt: Gondelhafen FN

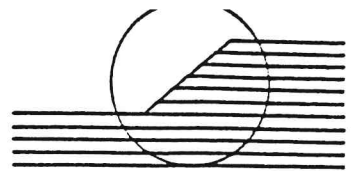
AZ: 911120/ ⁹²⁰³³⁹ Anlage 3.12

Bohrung: BK-9
Entnahmetiefe SP 2.0-2.2
Bodenart: Schluff, stark feinsandig, schwach tonig
Probenhöhe (cm) 2
Probendurchm. (cm) 7.1
Wassergeh. v.V. (%) 24.2
Wassergeh. n.V. (%) 19.4

Gewicht (N)	Wert (mm)	Bodendruck (KN/qm)	dh (mm)	dh/h0 (%)	Steifezahl (MN/qm)	
0.0	0.115	0	0.000	0.000	0.821	
10.0	0.730	25	0.615	3.075	3.007	
20.0	0.898	51	0.783	3.915	4.592	
40.0	1.118	101	1.003	5.015	7.115	
60.0	1.260	152	1.145	5.725	10.205	} $E_{s1}=11,34 \text{ MN/m}^2$ Erstbelastung
80.0	1.359	202	1.244	6.220	11.352	
100.0	1.448	253	1.333	6.665	12.473	
120.0	1.529	303	1.414	7.070		
60.0	1.495	152	1.380	6.900		} $E_{s2}=23,82 \text{ MN/m}^2$ Wiederbelastung
40.0	1.472	101	1.357	6.785		
10.0	1.365	25	1.250	6.250	21.963	
20.0	1.388	51	1.273	6.365	20.206	
40.0	1.438	101	1.323	6.615	29.715	
60.0	1.472	152	1.357	6.785	(101.03)	
80.0	1.482	202	1.367	6.835	25.258	
100.0	1.522	253	1.407	7.035	21.963	
120.0	1.568	303	1.453	7.265		
60.0	1.539	152	1.424	7.120		
40.0	1.518	101	1.403	7.015		
10.0	1.419	25	1.304	6.520		
0.0	1.192	0	1.077	5.385		

Fließgrenze (%) 24.8
nat. Wassergeh. (%) 24.2
Ausrollgrenze (%) 15.6
Konsistenz 0.0652
Durchlässigkeit (m/s)
Kons.wert (qm/s)

Spannungs - Setzungs - Diagramm



Lastsetzung

AZ: 911120/920339

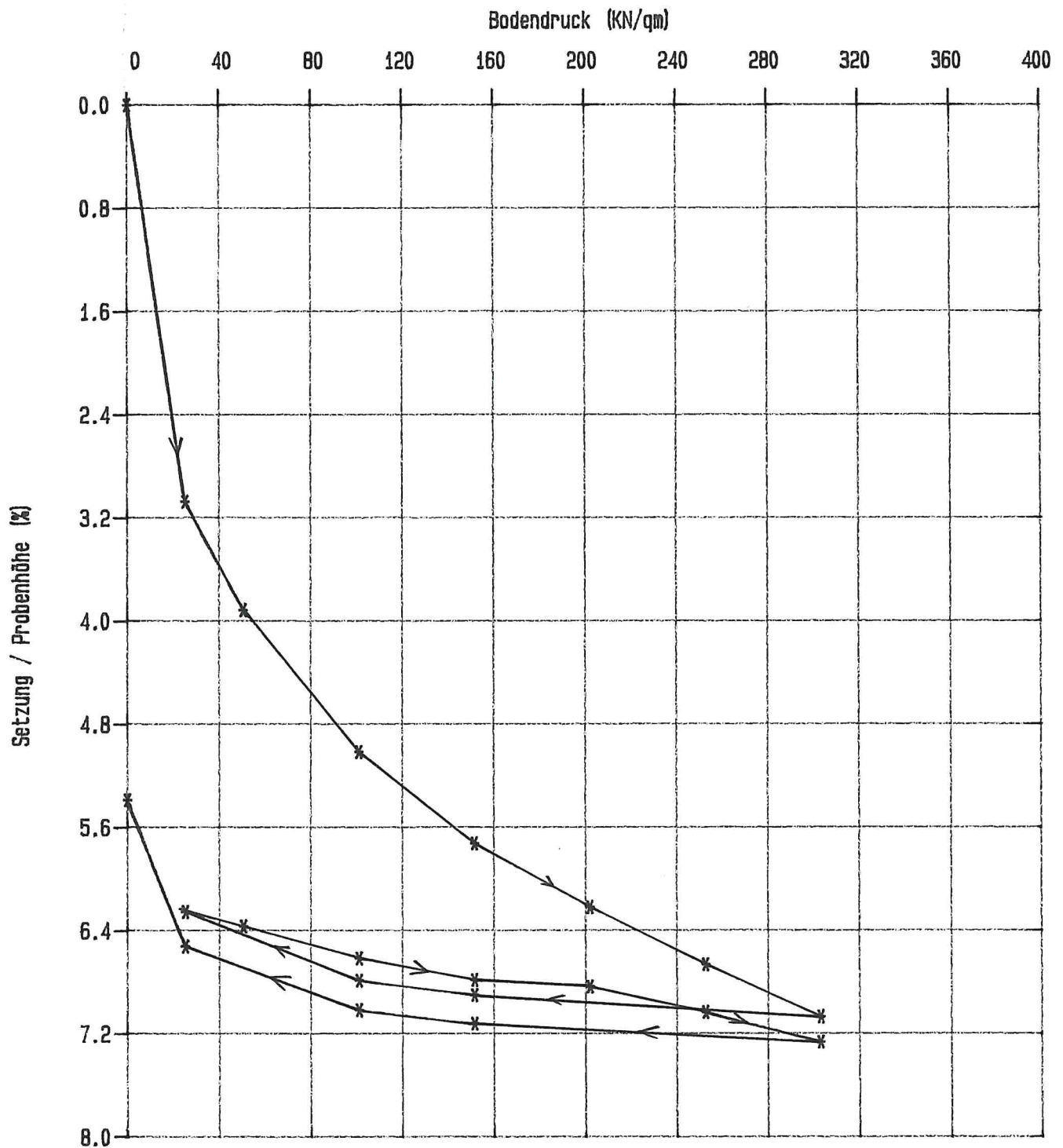
Anlage: 3.13

Projekt: Gondelhafen FN

Bohrung: BK-9

Entnahmetiefe SP 2.0-2.2

Bodenart: Schluff, stark feinsandig, schwach tonig



Einaxialer Kompressionsversuch (Oedometer) Zeitsetzung

Projekt: Umgestaltung Gondelhafen Friedrichshafen

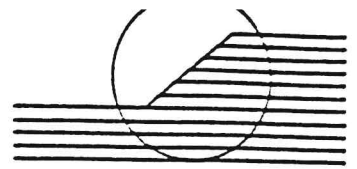
AZ: 911120/920339 Anlage 3.14

Bohrung: BK-9
Entnahmetiefe Sp 2.0-2.2
Bodenart: Schluff;st.feinsandig;schwach tonig (Beckenschluff)
Probenhöhe (cm) 2
Probendurchm.(cm) 7.1
Wassergeh. v.V.(%) 24.2
Wassergeh. n.V.(%) 19.4

Gewicht (N)	Zeit (min)	Wert (mm)	Bodendruck (KN/qm)	dh (mm)	dh/h0 (%)	Steifezahl (MN/qm)
0.0	0.00	0.115	0	0.000	0.000	2.5 kg
60.0	0.00	1.260	152	1.145	5.725	
80.0	0.15	1.275	202	1.160	5.800	0.000
80.0	0.30	1.278	202	1.163	5.815	0.000
80.0	1.00	1.281	202	1.166	5.830	0.000
80.0	2.00	1.289	202	1.174	5.870	0.000
80.0	3.00	1.292	202	1.177	5.885	0.000
80.0	4.00	1.293	202	1.178	5.890	0.000
80.0	5.00	1.294	202	1.179	5.895	0.000
80.0	6.00	1.295	202	1.180	5.900	0.000
80.0	7.00	1.296	202	1.181	5.905	0.000
80.0	9.00	1.301	202	1.186	5.930	0.000
80.0	16.00	1.308	202	1.193	5.965	0.000
80.0	25.00	1.309	202	1.194	5.970	0.000
80.0	36.00	1.312	202	1.197	5.985	0.000
80.0	49.00	1.318	202	1.203	6.015	0.000
80.0	130.00	1.325	202	1.210	6.050	0.000
80.0	169.00	1.331	202	1.216	6.080	0.000
80.0	240.00	1.335	202	1.220	6.100	0.000
80.0	1440.0	1.359	202	1.244	6.220	0.000

Fließgrenze (%) 24.8
nat.Wassergeh. (%) 24.2
Ausrollgrenze (%) 15.6
Konsistenz 0.065
Durchlässigk. (m/s)
Kons.wert (qm/s)

Spannungs - Setzungs - Diagramm



Zeitsetzung

Projekt: Umgestaltung Gondelhafen Friedrichshafen

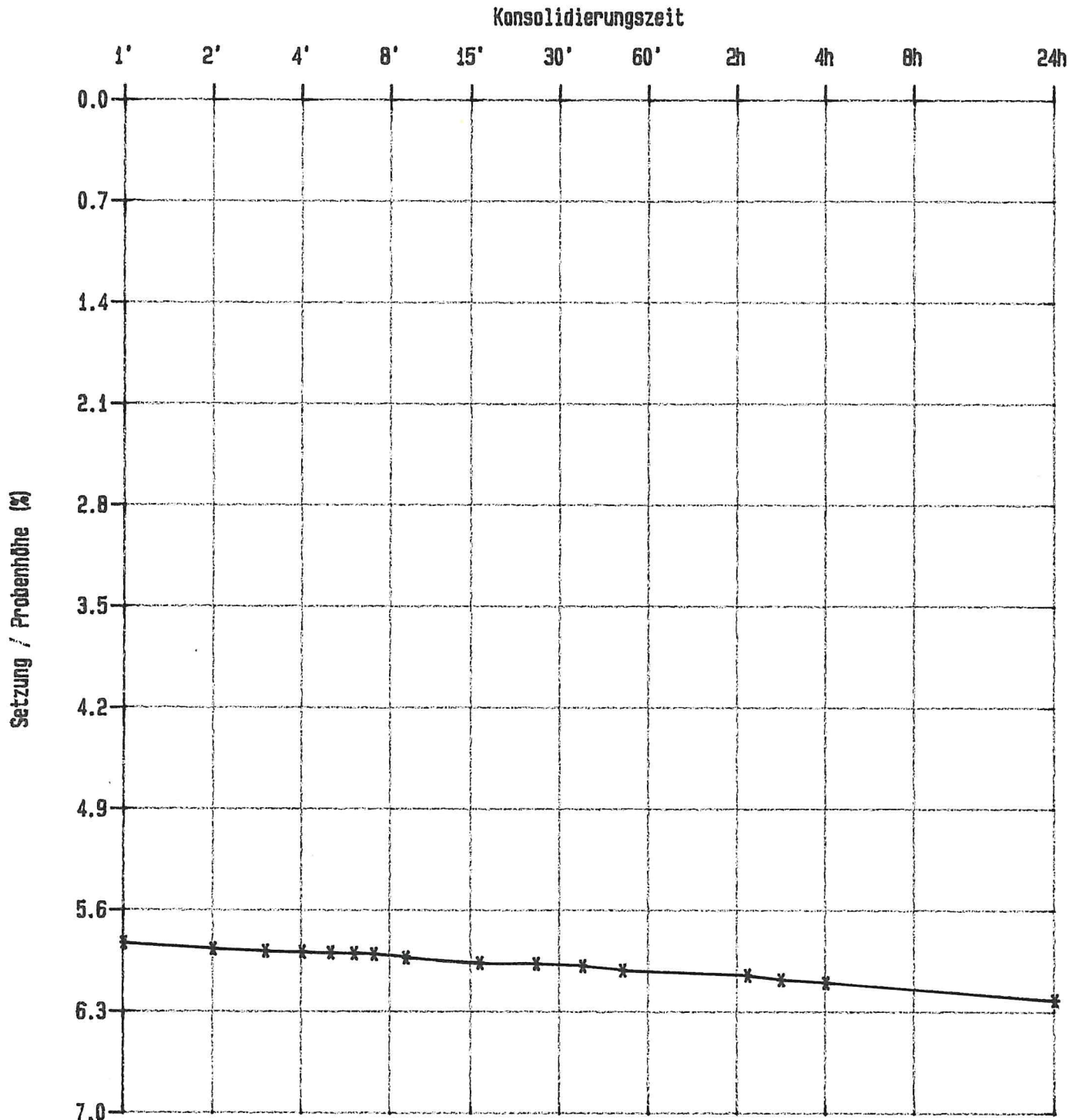
AZ: 911120 / 920339

Anlage: 3.15

Bohrung: BK-9

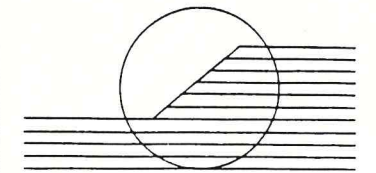
Entnahmetiefe Sp 2.0-2.2

Bodenart: Schluff; st.feinsandig; schwach tonig (Beckenschluff)



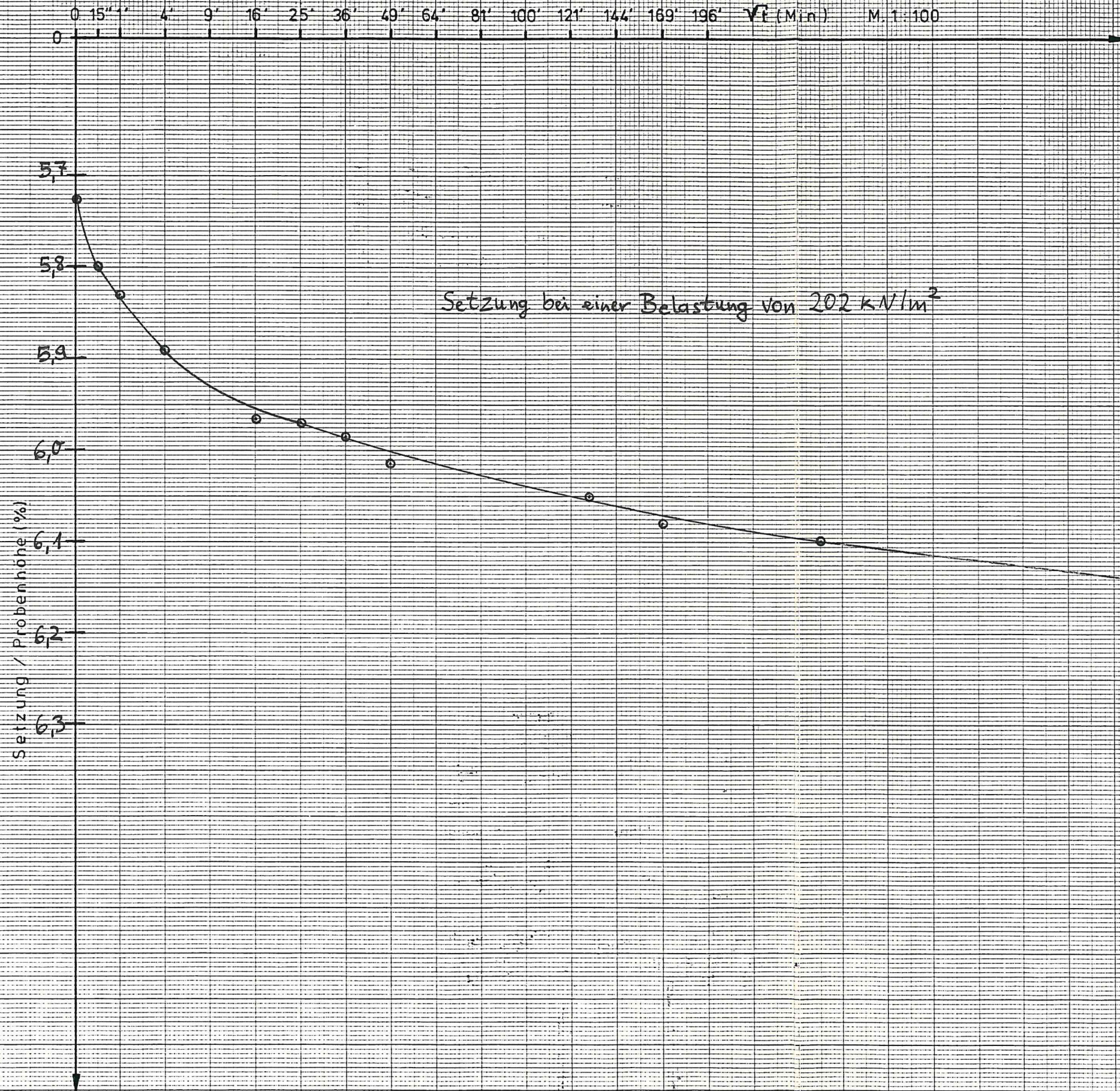
Zeitsetzung: Bodenart: Beckenschluff

Bohrung: BK-3 Tiefe: SP 2,0-2,2 m



MADE IN GERMANY

Projekt: Umgestaltung
Gondelhafen ZV
AZ 911120/920339
Anlage 3.16



UNDRÄNIERTE SCHERFESTIGKEIT (c_u - WERT)

FLÜGELSONDIERUNG DIN 4096 (im Bohrloch/Sonderprobe/Gestörte Probe)

Projekt: .. Gondelhafen Friedrichshafen AZ 911120/920339 Anlage 3.17

[illegible]

c_u -Wert ... UndrÄnierte Scherfestigkeit / c_r -Wert ... Restscherfestigkeit

DR.-ING. GEORG ULRICH
Bodenmechanisches Labor

Sachbearbeiter: Bu

Ebener Scherversuch DIN 18137

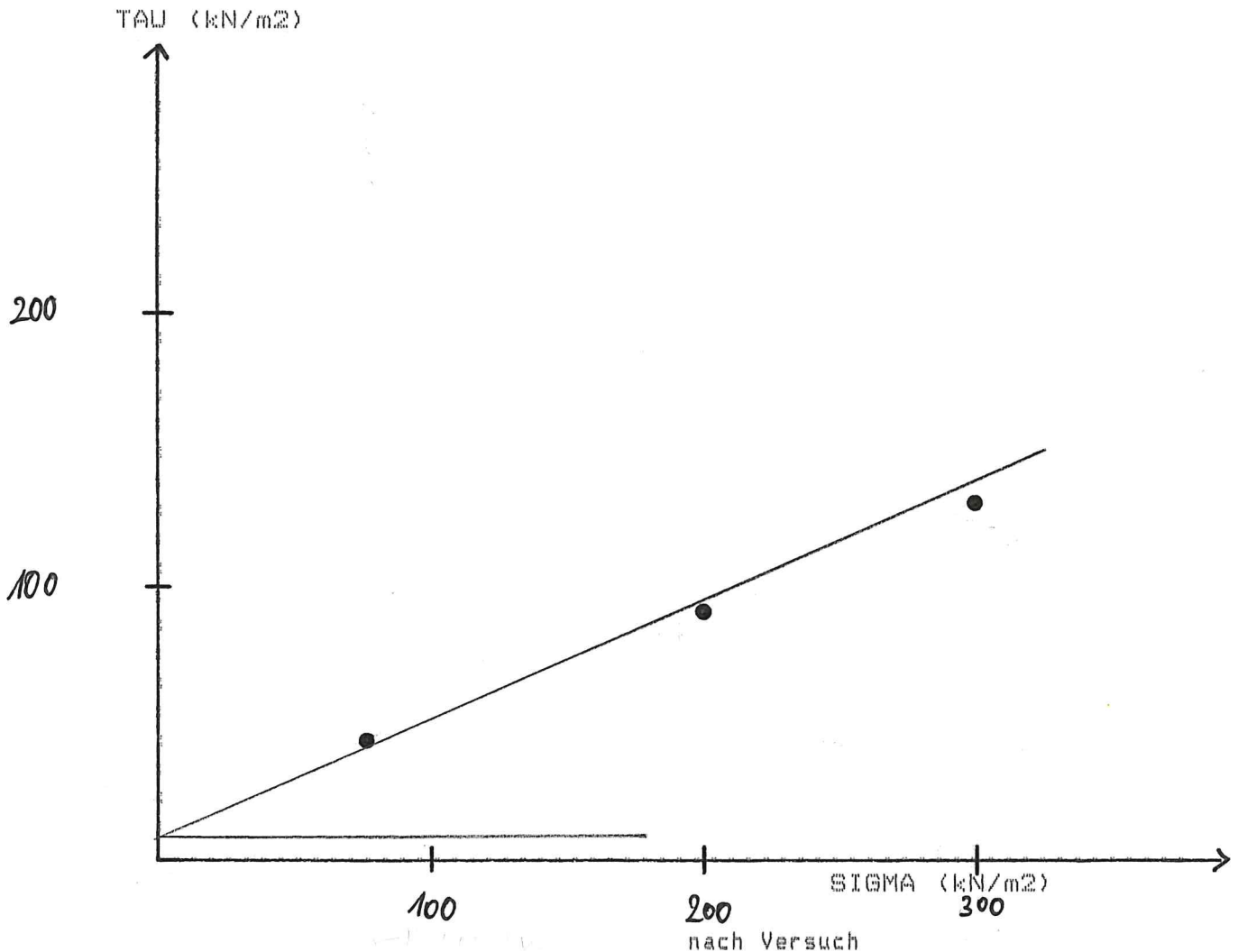
AZ 911120 / 920339
Anlage 3.18

Projekt : Gondelhafen FN

Entnahmestelle: BK-10

Entnahmetiefe : Sp 2.4-2.6 Versuchsreihe Nr.1

Bodenart : Schluff, tonig - st. tonig, Schw. feinsandig



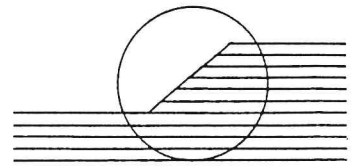
	1	2	3
Wassergehalt in % :	20.7	20.2	19.5
Kornwichte (kN/m³) :	26.8	26.8	26.8
GAMMA f (kN/m³) :	21.06	21.34	21.12
GAMMA d (kN/m³) :	17.44	17.75	17.67
Porenanteil n :	.3489	.3374	.3403
GAMMA ' (kN/m³) :	10.93	11.13	11.08
SIGMA (kN/m²) :	74.443	198.51	297.77
TAU (kN/m²) :	44.666	91.813	131.51

Scherparameter:

$\Phi' = 24^\circ$

$c' = 10 \text{ kN/m}^2$

Bu.



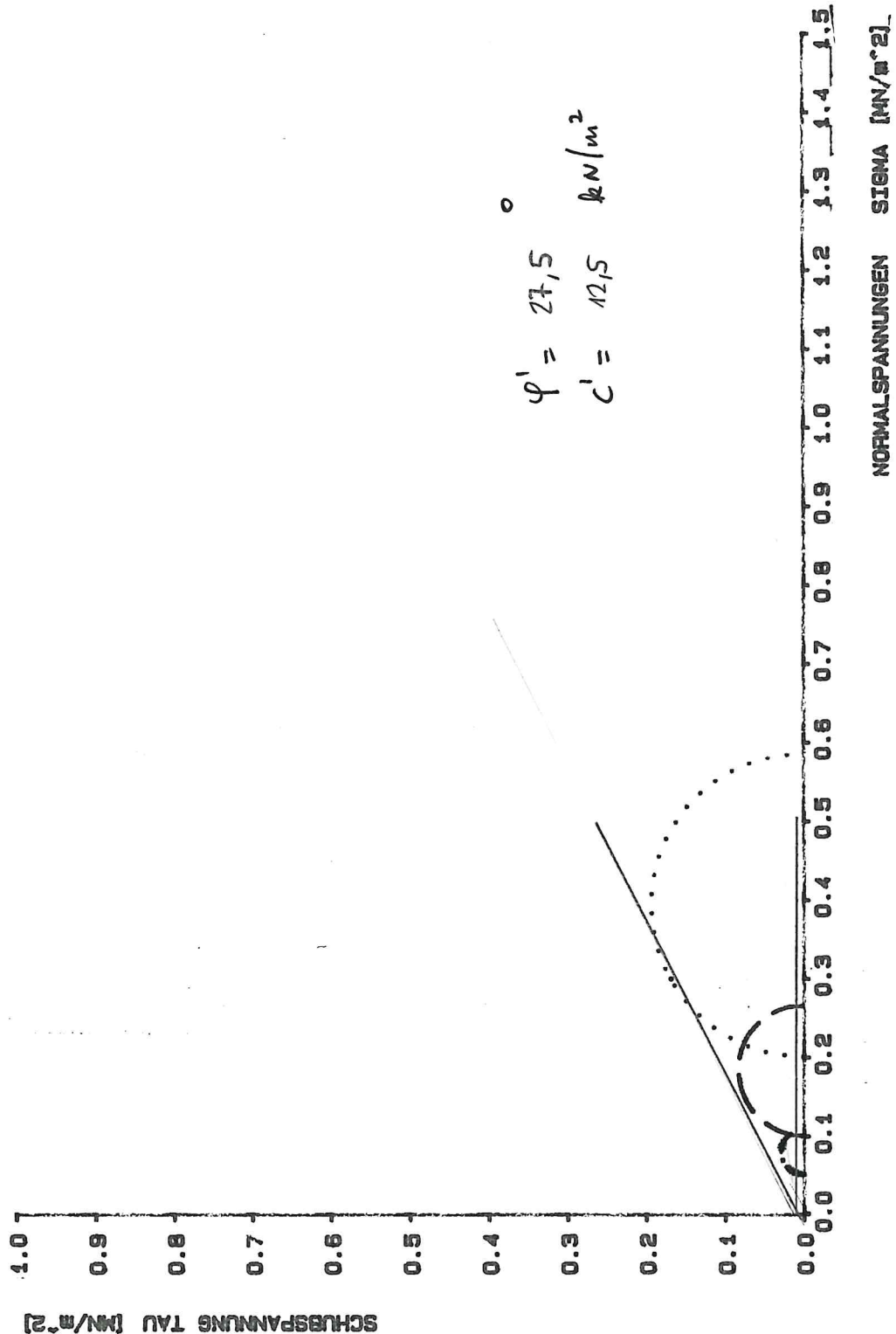
DREIAXIALER SCHERVERSUCH DIN 18 137 -CU

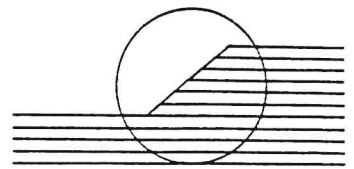
Projekt : GONDELHAFEN FN

AZ 911120/ 820339 Anlage 3.79

Entnahmestelle : BK-10 3.3 BIS 3.5M

Bodenart : Schluff, tonig - st. tonig, schw. feinsandig





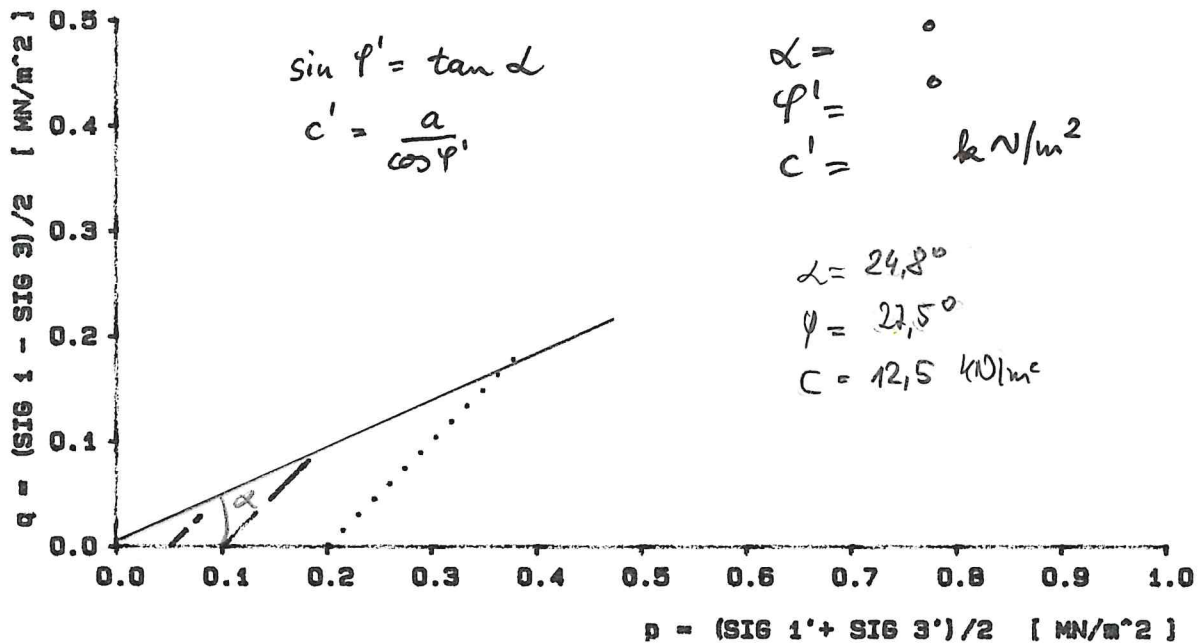
DREIAXIALER SCHERVERSUCH DIN 18 137 -CU

Projekt : GONDELHAFEN FN

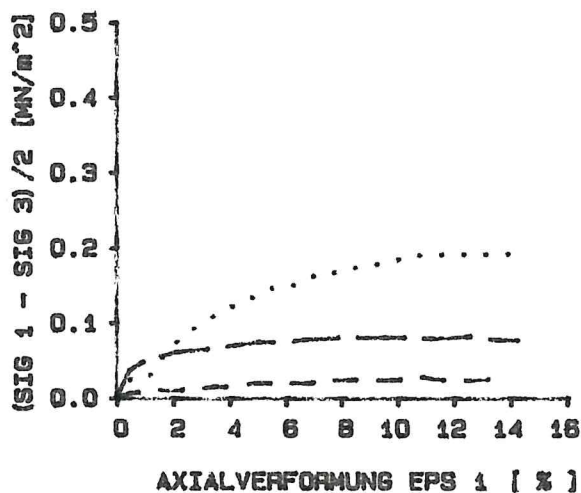
AZ 911120/920339 Anlage 3.20

Entnahmestelle : BK-10 3.3 BIS 3.5M

Bodenart : Schluff, tonig - st. tonig, schw. feinsandig



	Probe 1	Probe 2	Probe 3
Feuchtraumgewicht γ_{feucht} (KN/m ³)	19,75	19,72	19,77
Trockenraumgewicht γ_{trocken} (KN/m ³)	15,61	15,59	15,63
Nat. Wassergehalt w_n (%)	26,5	26,5	26,5



Moräne GmbH Zum Brunnentobel 6 88299 Leutkirch	Sanierung Ufermauer FN Mole Gondelhafen Fotodokumentation	AZ 2401016GEO	Gezeichnet NF
		Anlage Nr. 4.1	Sachbearbeiter NF

KB1 außen: 0.0 – 0.85 m



KB4 außen: 0.0 – 0.54 m



KB5 außen: 0.0 – 0.65 m



Moräne GmbH

Zum Brunnentobel 6
88299 Leutkirch

Sanierung Ufermauer FN
Mole Gondelhafen
Fotodokumentation

AZ
2401016GEO

Gezeichnet
NF

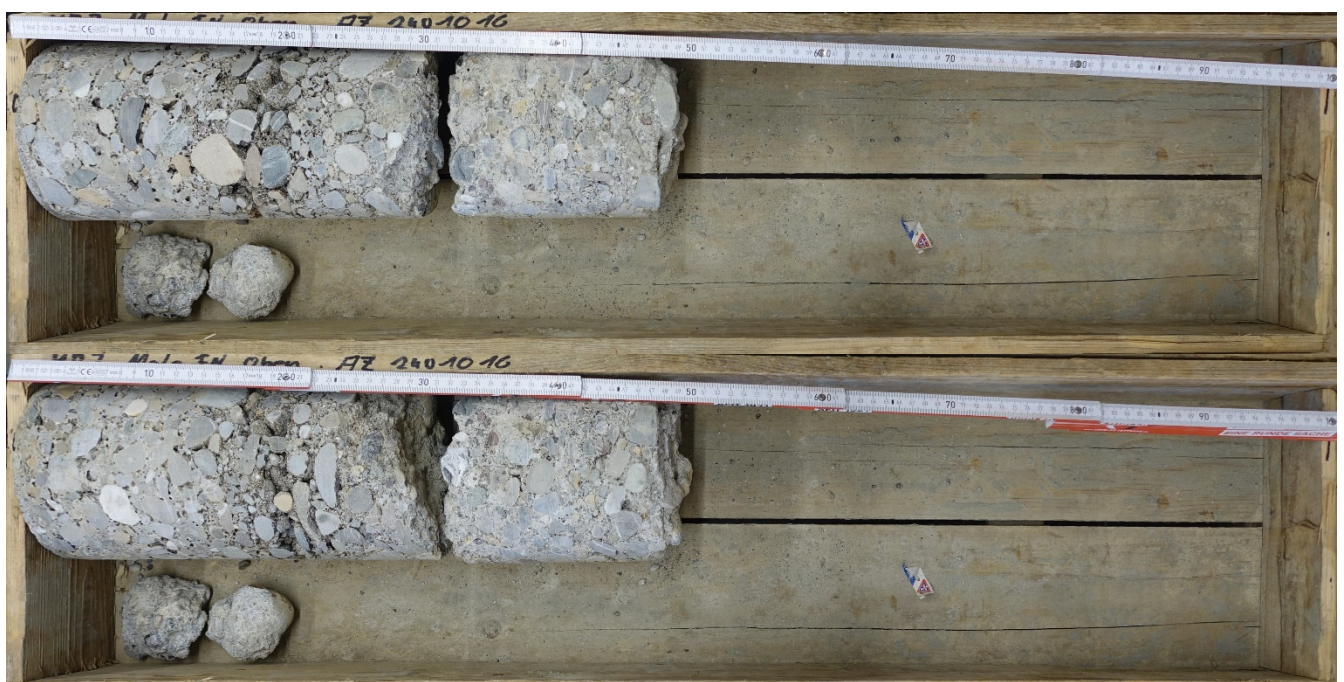
Anlage Nr.
4.2

Sachbearbeiter
NF

KB2 oben / RKS2: 0.0 – 0.75 m Beton, 0.75 – 1.00 m hohl, 1.00 – 1.85 m Verfüllung

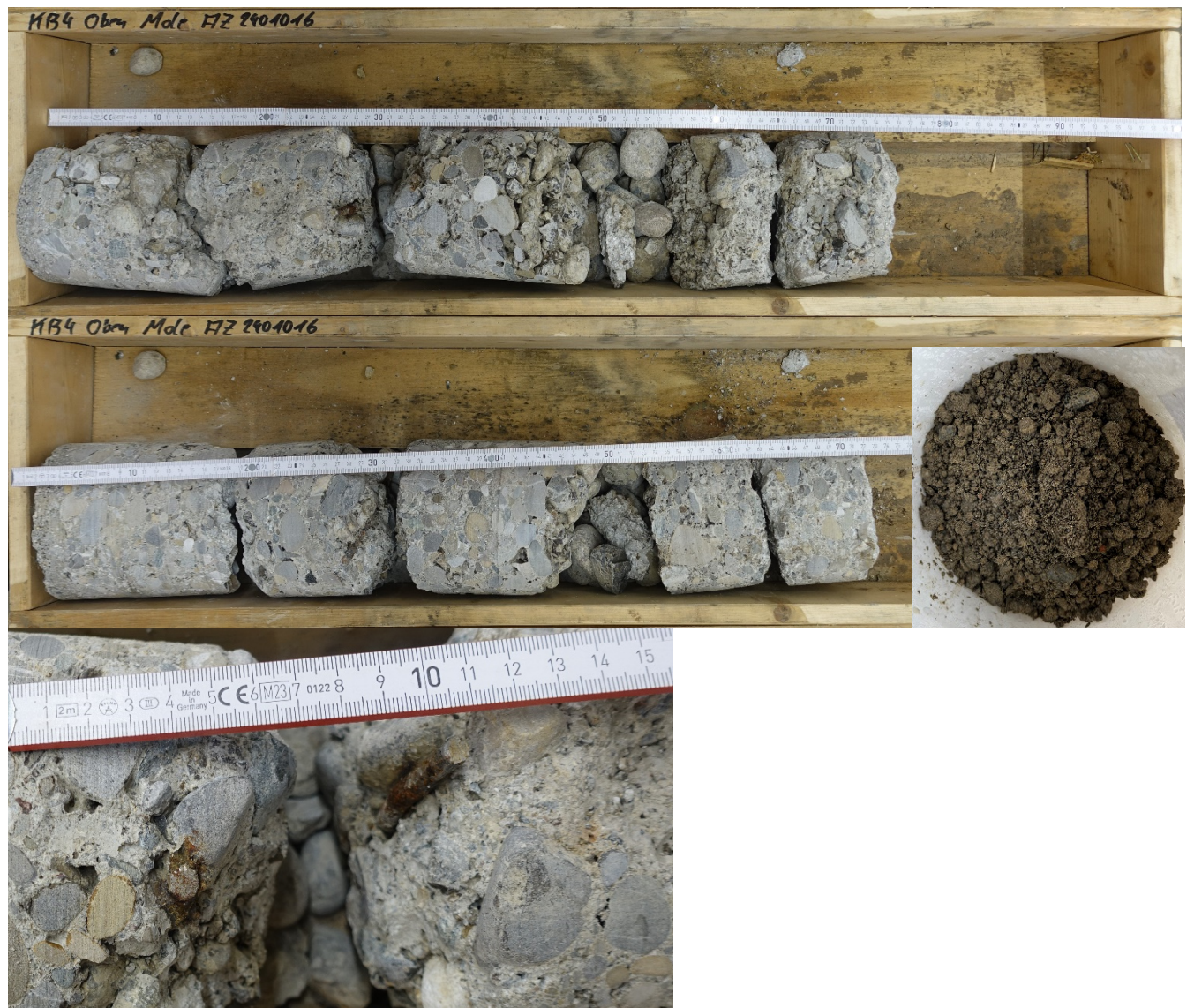


KB3 oben: 0.0 – 0.45 m Beton



Moräne GmbH Zum Brunnentobel 6 88299 Leutkirch	Sanierung Ufermauer FN Mole Gondelhafen Fotodokumentation	AZ 2401016GEO	Gezeichnet NF
		Anlage Nr. 4.3	Sachbearbeiter NF

KB4 oben/ RKS4: 0.0 – 0.75 m Beton, 0.75 – 1.50 m hohl, 1.50 – 2.10 m Verfüllung

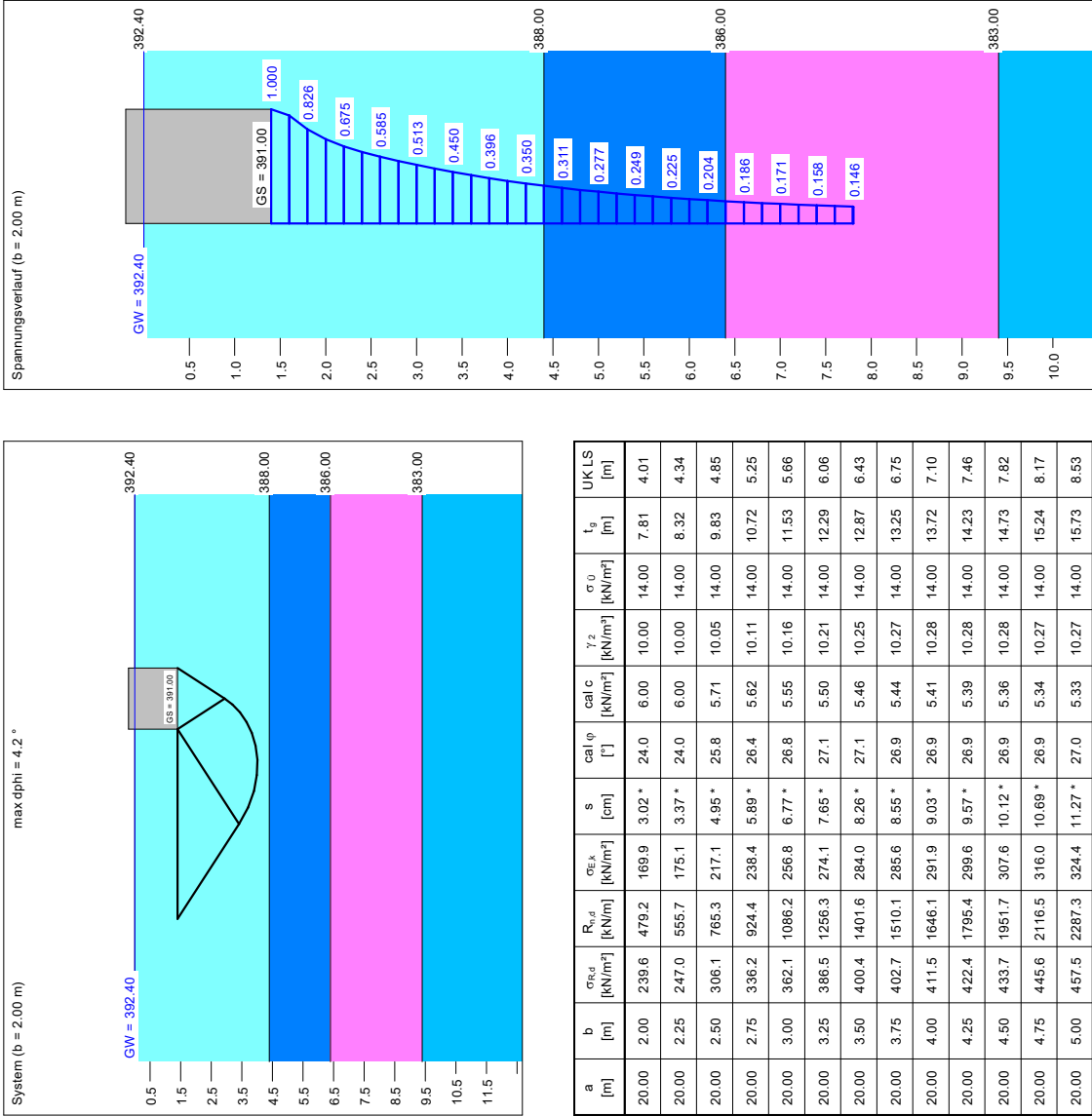


KB5 oben / RKS5: 0.0 – 0.75 m Beton, 0.75 – 0.98 m hohl, 0.98 – 2.15 m Verfüllung



Berechnungsgrundlagen:
Norm: EC 7
BS: DIN 1054: BS-P
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
Streifenfundament (a = 20.00 m)
 $\gamma_{R,V} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.400

$\gamma_{(G,Q)} = 0.400 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.400) \cdot \gamma_G$
 $\gamma_{(G,Q)} = 1.410$
Oberkante Gelände = 392.40 m
Gründungssohle = 391.00 m
Grundwasser = 392.40 m
Vorbelastung = 60.0 kN/m²
Grenztiefe mit p = 20.0 %
Grenzflächen spannungsvariabel bestimmt
Sohlbruck
Setzungen



a	b	$\sigma_{R,d}$	$R_{s,d}$	$\sigma_{E,k}$	s	cal φ	cal c	γ_2	σ_u	t_g	UKLS
20.00	2.00	239.6	479.2	169.9	3.02 *	24.0	6.00	10.00	14.00	7.81	4.01
20.00	2.25	247.0	555.7	175.1	3.37 *	24.0	6.00	10.00	14.00	8.32	4.34
20.00	2.50	306.1	765.3	217.1	4.95 *	25.8	5.71	10.05	14.00	9.83	4.85
20.00	2.75	336.2	924.4	238.4	5.89 *	26.4	5.62	10.11	14.00	10.72	5.25
20.00	3.00	362.1	1086.2	256.8	6.77 *	26.8	5.55	10.16	14.00	11.53	5.66
20.00	3.25	386.5	1256.3	274.1	7.65 *	27.1	5.50	10.21	14.00	12.29	6.06
20.00	3.50	400.4	1401.6	284.0	8.26 *	27.1	5.46	10.25	14.00	12.87	6.43
20.00	3.75	402.7	1510.1	285.6	8.55 *	26.9	5.44	10.27	14.00	13.25	6.75
20.00	4.00	411.5	1646.1	291.9	9.03 *	26.9	5.41	10.28	14.00	13.72	7.10
20.00	4.25	422.4	1795.4	299.6	9.57 *	26.9	5.39	10.28	14.00	14.23	7.46
20.00	4.50	433.7	1951.7	307.6	10.12 *	26.9	5.36	10.28	14.00	14.73	7.82
20.00	4.75	445.6	2116.5	316.0	10.69 *	26.9	5.34	10.27	14.00	15.24	8.17
20.00	5.00	457.5	2287.3	324.4	11.27 *	27.0	5.33	10.27	14.00	15.73	8.53

* Vorbelastung = 60.0 kN/m²
 $\sigma_{E,k} = \sigma_{G,k} \cdot \gamma_{(G,Q)} = \sigma_{G,k} / (1.40 \cdot 1.41) = \sigma_{G,k} / 1.97$ (für Setzungen)
Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.40