

Provincia Autonoma di Bolzano-Alto Adige



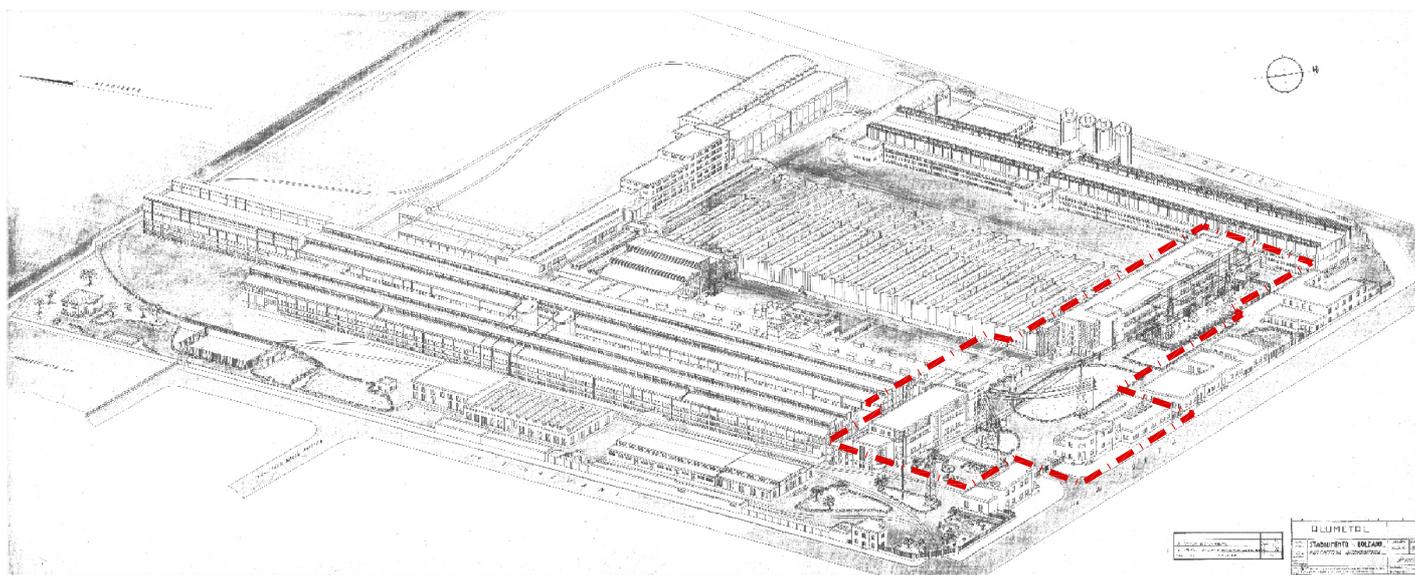
Autonome Provinz Bozen-Südtirol

COSTRUZIONE DEL POLO
SCIENTIFICO E TECNOLOGICO
DI BOLZANO

ERRICHTUNG DES
WISSENSCHAFTS- UND
TECHNOLOGIEZENTRUM - BOZEN

RELAZIONE
GEOLOGICA

GEOLOGISCHES
GUTACHTEN



COMMITTENTE/BAUHERR

PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO
AUTONOME PROVINZ BOZEN

CONTENUTO/PLANINHALT

RELAZIONE GEOLOGICA

GEOLOGISCHES GUTACHTEN



Studio di geotecnica e
geologia applicata alla
protezione dell'ambiente
Büro für Geo-technik
und angewandte
Umweltgeologie

ITALY - 39100 Bolzano - Bozen
Via Comini, 8 - L. von Coministraße
Tel: 0471 279949 - Fax: 0471 408442
Mail: info@ingeabz.it

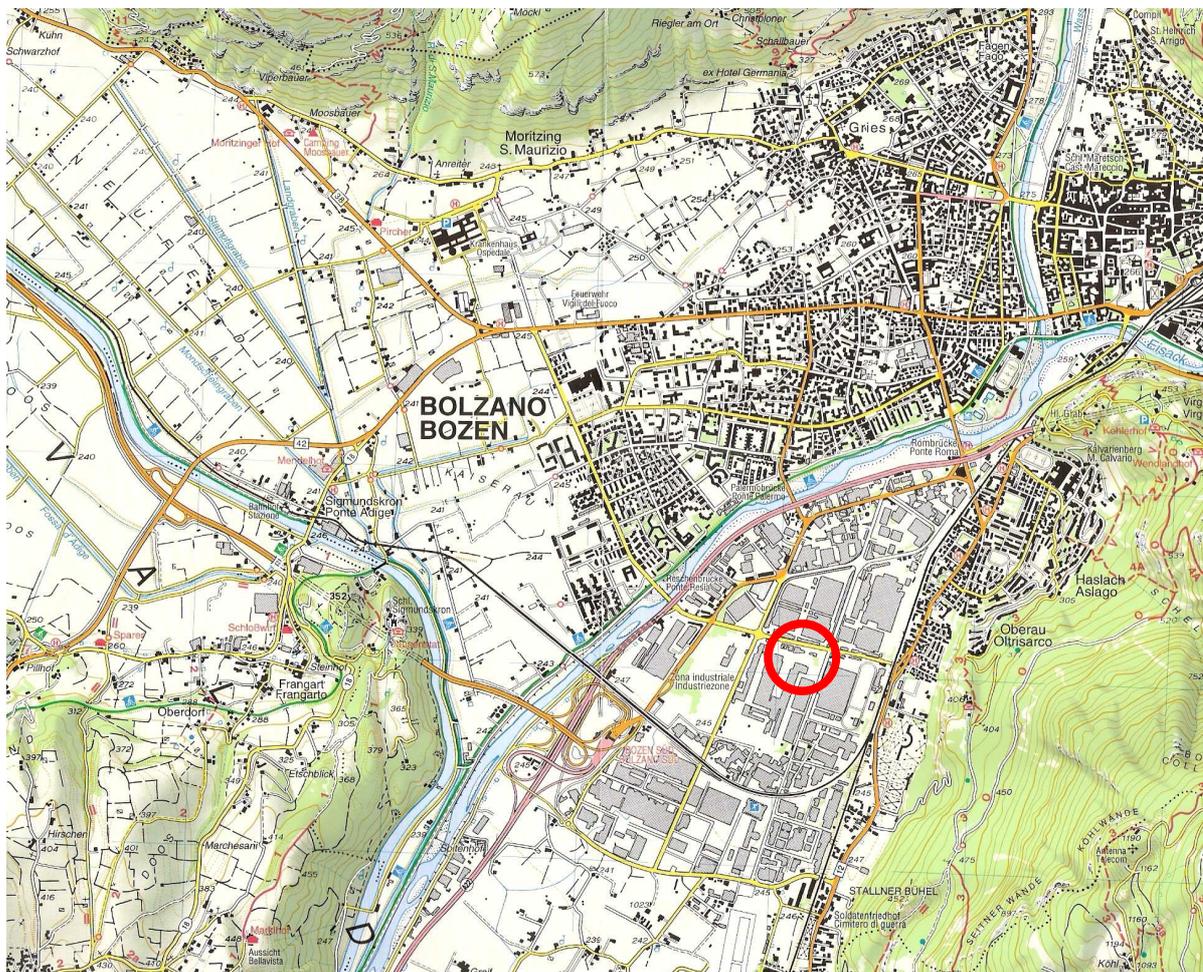
dott. Alessandro Bozzani

NEUES TECHNOLOGIE ZENTRUM

GEOLOGISCHES GUTACHTEN
gemäß der Neuen Technischen Vorschriften für
Bauten 2008

(Gemeinde Bozen)

CHOROGRAFIE



INHALT

1 VORWORT	4
2 GEOLOGISCHER RAHMEN	5
3 HYDROGEOLOGISCHER RAHMEN	7
3.1 BRUNNEN UND ENTSPRECHENDE SCHUTZZONE	9
3.2 AUSFÜHRUNGEN ZUM GRUNDWASSERSPIEGEL.....	10
4 DURCHGEFÜHRTE UNTERSUCHUNGEN UND EIGENSCHAFTEN DES BODENS	13
4.1 LITHOLOGISCHE EIGENSCHAFTEN DES UNTERGRUNDES IM UNTERSUCHUNGSGEBIET.....	13
4.2 GEOTECHNISCHE MERKMALE DES GRÜNDUNGSBODENS – GEOTECHNISCHES MODELL	14
5 VORLÄUFIGE GEOTECHNISCHE KONTROLLEN	17
5.1 UNTERSUCHUNGEN DER EINSTURZGEFAHR DURCH ÜBERSCHREITUNG DER GRENZLAST VON FUNDAMENT - UNTERGRUND.....	19
5.2 BEWERTUNG DER GEFAHR VON BODENSENKUNGEN	21
5.3 STABILITÄT DER AUSHUBWÄNDE	24
6 LOKALE SEISMIZITÄT	28
7 UNTERSUCHUNG DER GEFAHR DER BODENVERFLÜSSIGUNG	30
8 KONKLUSION	33

KARTEN UND GRAFIKEN:

Karte 1	Chorografie
Karte 2	Gebäude des Projekts
Karte 3	Geologische Karte
Karte 4	Grundwasserkarte
Karte 5	Lage der Untersuchungsstellen
Karte 6	Geologisches Modell
Karte 7	Geotechnisches Modell

ANLAGEN:

Anlage 1	Stratigrafien der Bohrungen und Aushübe und die Protokolle der Proben
Anlage 2	Bericht der Berechnungen

1 VORWORT

Die Autonome Provinz Bozen ist der Auftraggeber für die Ausführungsplanung zum „öffentlichen“ Teil des Neuen Technologie Zentrums. Das Projekt umfasst Sanierung und Umbau der beiden Gebäude (Bz1 und Bz2), die beide zur ehemaligen Alumix Werksanlage gehörten, sowie den Bau eines neuen Gebäudes. Dieses soll zwischen den beiden bereits existierenden Gebäuden platziert werden und diese zu einem gemeinsamen Komplex verbinden.

Karte 2 zeigt die Gebäude des Projekts.

Das vorliegende geologische Gutachten (gemäß der Neuen Technischen Vorschriften für Bauten 2008) dient der Umsetzung des geplanten Neubaus.

Ein Teil der Arbeit am Projekt besteht aus der geotechnischen Charakterisierung der Gründungsböden und der Vorbewertung von möglichen Iterationen zwischen Boden und Fundament, welche entscheidend für die endgültige geotechnische Planung sind.

Das Areal wurde mittels zehn kontinuierlicher Kernbohrungen mit SPT-Proben im Bohrloch und zahlreichen Aushüben, wie sie v.a. bei kürzlich durchgeführten Umweltuntersuchungen angewandt werden, analysiert.

Sowohl die Bohrungen als auch die Aushübe wurden im November und Dezember 2010 von der Firma Georicerche aus Padua vorgenommen.

Der vorliegende Bericht wurde unter Befolgung des D.M. vom 14.01.2008 „Neue technische Vorschriften für Bauten“ verfasst. Er erfüllt die urbanistischen und normativen Voraussetzungen von geologischer Relevanz und stellt ein für die Ausstellung der Baukonzession gültiges Dokument dar.

2 GEOLOGISCHER RAHMEN

Das Untersuchungsgebiet befindet sich auf einer ebenen Talsohle in der Industriezone im Süden von Bozen. Es handelt sich um ein Ebene auf ca. 247,1 m ü.d.M. (Karte 1) mit leichtem Gefälle in südliche Richtung.

Die geomorphologischen Bedingungen im Untersuchungsgebiet werden durch den Zusammenschluss des Eisacktals (von NO) und des Etschtals (von NW) geprägt. Letzteres verläuft weiter Richtung Süden und behält bis weit in die Ebene hinein seine glazialen Merkmale, wie z.B. hohe und steile Hänge, die eine breite Talsohle überragen. In der Mitte dieses Gebietes mit beachtlichen Erhöhungen, entstand so ein weiter, zu mehreren Seiten hin offener Talboden, in welchem sich die Stadt Bozen entwickelte.

Aus geologischer Sicht befindet sich der Bozner Talkessel im Zentrum der mächtigen und ausgedehnten **Bozner Quarzporphyrplatte** aus dem Perm. Diese Platte besteht aus vulkanischen Ablagerungen, die sich hauptsächlich aus rhyolitischen, rhyodazitischen und dazitische Ignimbriten zusammensetzen.

Diese Zusammensetzung ist charakteristisch für die Berghänge, die direkt an die Stadt grenzen und schließt auch den Berg Kohlern, der direkt über dem Untersuchungsgebiet ragt, mit ein.

Diese Platte bildet eine Unterlage, auf der sich weitere Schichten abgelagert haben. Die Sedimente sind hauptsächlich terrigener Natur und wurden durch die Schwankungen des Meeresspiegels, die Evaporation oder vom niedrigen Meeresgrund (**F. del Bellerophon und F. di Werfen**) aus dem Perm geformt. Darauf folgen Schichten überwiegend marinen Charakters, die durch das Auftreten von mächtigen Formationen dolomitischen Kalkgesteins aus dem Mesozoikum gekennzeichnet sind. (siehe im Maßstab 1:50.000 auf der geologischen Karte, Karte 3).

Im Bozner Talkessel fließen die Flüsse Etsch und Eisack, sowie der von Norden kommende Talferbach zusammen. Dieser Bach hat in der jüngsten geologischen Epoche (Holozän) einen großen Schüttkegel gebildet, auf welchem ein Großteil der Stadt errichtet wurde. Der

Rest des Talkessels und das breite Etschtal bilden eine Schwemmlandebene, die im Quartär in Folge des Gletscherrückgangs entstanden ist. Hierbei handelt es sich zum größten Teil um grobkörnige Ablagerungen aus Sand und Kies, in denen häufig Schotter und Findlinge anzutreffen sind. Auch feinere Schichten, in denen Schlick und Torfablagerungen überwiegen, sind vorhanden. Diese Schichten sind Zeichen der Moorlandschaft, die durch die Überschwemmungen der Etsch entstanden ist.

3 HYDROGEOLOGISCHER RAHMEN

Das oberflächliche hydrographische Netz besteht primär aus den Flüssen Eisack und Etsch, sowie dem Talferbach, der in die Etsch mündet. Das sekundäre Netz hingegen wird aus meist temporären Rinnsalen gebildet, die nach starken Niederschlägen von den Hängen hinunter und in den Bozner Talkessel abfließen.

Aus hydrogeologischer Sicht war es dieses mächtige Anschwemmbett im Bozner Talkessel, das die Speicherung von Wasser und die Entstehung eines ausgedehnten Grundwassersystems im Untergrund ermöglichte.

Die Speisung des Grundwassers erfolgt durch die Wasserzufuhr aus der Eisack und der Kohlernböschung. Letztere vor allem in regenreichen Perioden.

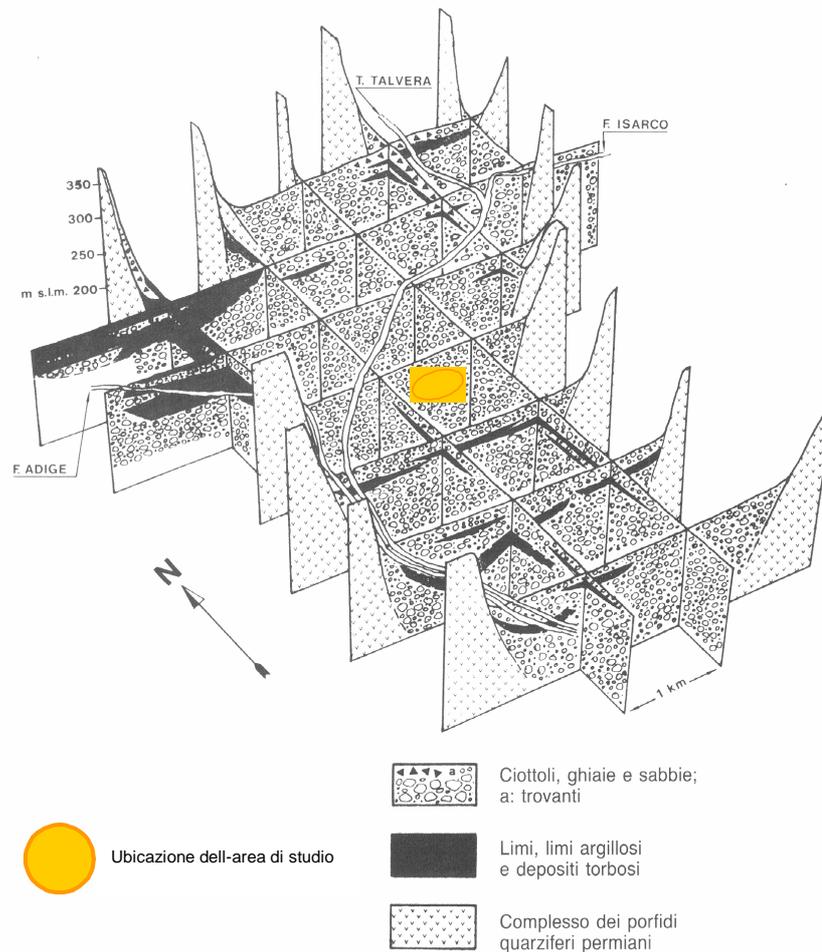
Das vorhandene Grundwasser ist frei. Der niedrigste Grundwasserstand wird in den Monaten von Februar bis April erreicht. Seinen Höchststand erreicht das Grundwasser in der Regel im Zeitabschnitt von Juni bis September. In seltenen Fällen wurde jedoch auch ein Jahreshöchststand in den Monaten Oktober und November gemessen.

Die Fließrichtung des Grundwassers im Untersuchungsgebiet verläuft größtenteils SSÖ (siehe Karte 3, hydrogeologische Karte).

Die Daten des Grundwassers, welche von Untersuchungen aus verschiedenen analogen Zonen des Bozner Talkessels stammen, können wie folgt zusammengefasst werden:

- Gradient = circa 0,17%
- Wasserdurchlässigkeitsfaktor $k = 5 \times 10^{-3}$ m/s
- Höhenverschiebung zwischen jahreszeitlich bedingtem Höchst – und Niedrigstand = 2 bis zu 4 m

Grafik 1 zeigt eine dreidimensionale Rekonstruktion der beschriebenen lithostratigraphischen Einheit aus einer hydrogeologischen Untersuchung im Bozner Talkessel. Die besonderen Merkmale im Vergleich zum Rest der Talsohle werden hier deutlich.

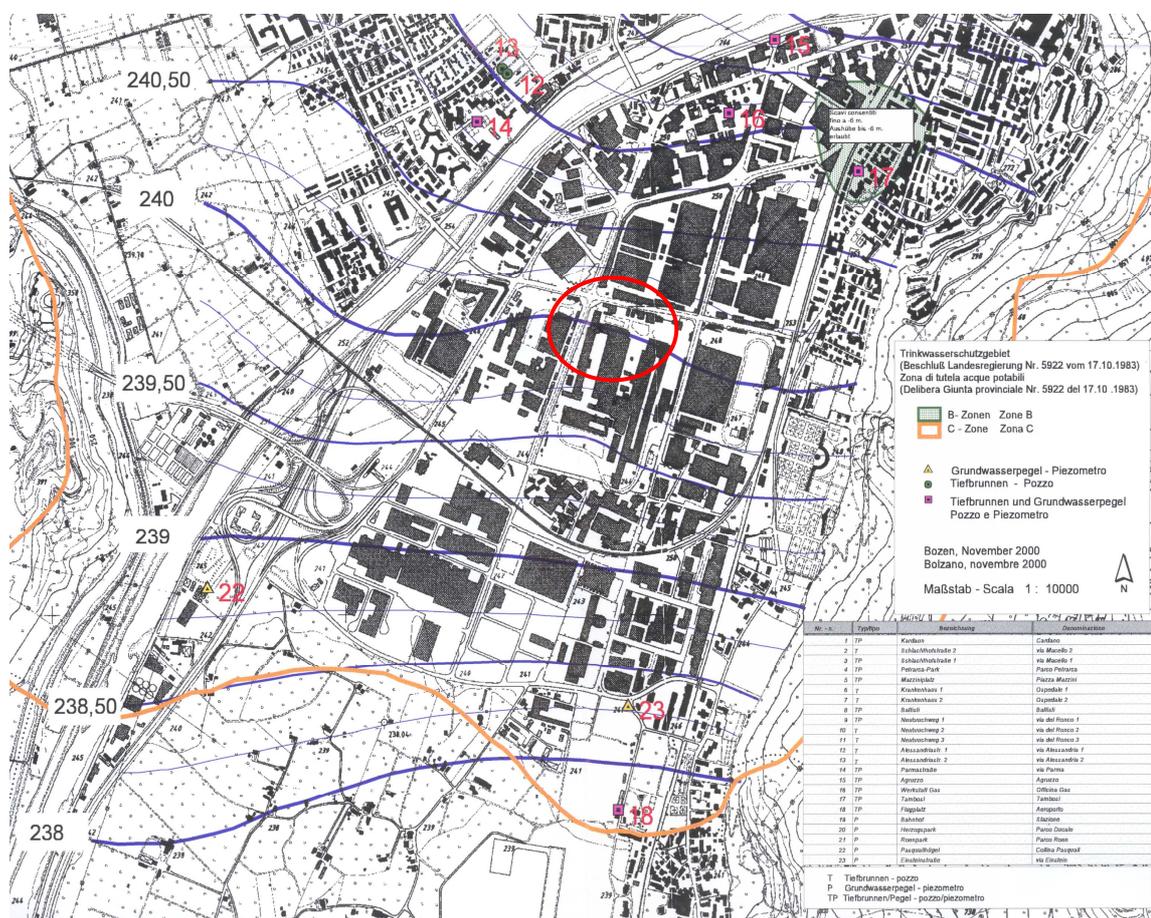


Grafik 1: dreidimensionale Rekonstruktion der lithostratigraphischen Einheit des Bozner Talkessels (Molfetta Bertolami 1993).

3.1 Brunnen und entsprechende Schutzzone

Gemäß DLH Nr. 35 vom 24.07.2006 befindet sich das Projektgebiet, wie auch der Großteil des Bozner Talkessels, in der Schutzzone III (entspricht Schutzzone C gemäß dem Beschluss Nr. 5922 vom 17.10.1983) für Trinkwasserbrunnen innerhalb des Stadtgebiets Bozen.

Die folgende Grafik zeigt die Lage des Projektareals, welches komplett innerhalb der Schutzzone III liegt.



Grafik 2: Karte des Grundwasserhöchstspiegels von Bozen und Grenzen der Bannzonen zu den bestehenden Brunnen (aus der Veröffentlichung „Bericht über die Grundwasserschicht von Bozen“, Amt für Gewässernutzung, September 1999). Der rote Kreis markiert das Projektareal.

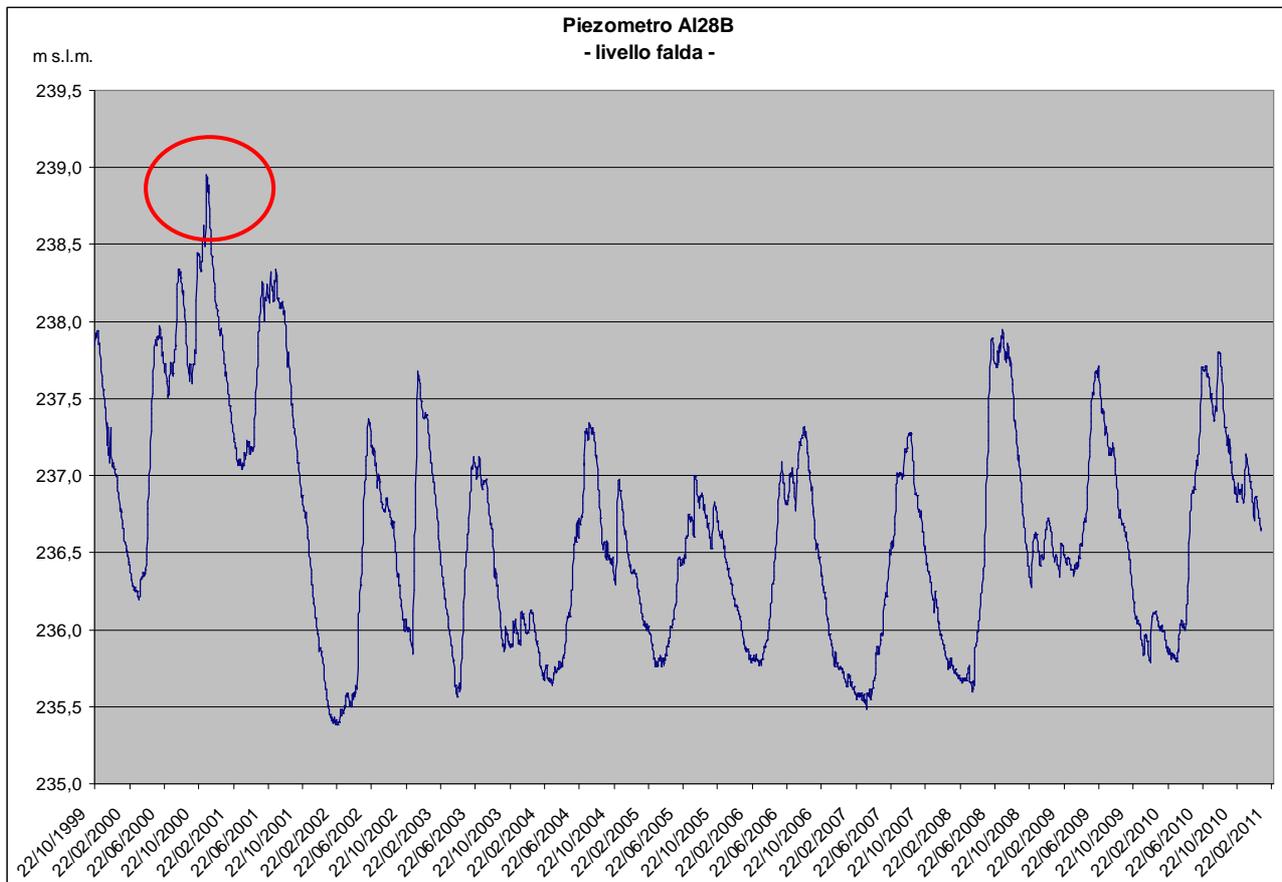
3.2 Ausführungen zum Grundwasserspiegel

Unter dem Untersuchungsgebiet befindet sich aus hydrogeologischer Sicht freies Grundwasser auf ca. 247,1 m ü.d.M. Seine Tiefe variiert zwischen 7,0 und 11,0 m unter der Geländeoberflächenlinie.

Der niedrigste Grundwasserstand wird in den Monaten von Februar bis April erreicht. Seinen Höchststand erreicht das Grundwasser in der Regel im Zeitabschnitt von Juni bis September. In seltenen Fällen wurde jedoch auch ein Jahreshöchststand in den Monaten Oktober und November gemessen (Beobachtungen durch das Piezometer AI28B des hydrographischen Amtes mit Standort in der Luis Braille Straße – Zeitraum 10/1999-01/2011 (Lage siehe Karte 4).

Laut der zur Verfügung stehenden Messdaten aus dem Bozner Talkessel wurde der historische Höchststand im November 2000 erreicht (siehe Grafik 3). Diese Zahlen belegen, dass während des historischen Höchststandes der Grundwasserspiegel im Gebiet des Neuen Technologie Zentrums Bozen einen Stand von ca. 240,10 m ü.d.M. (ca. 7,0 m unter der Geländeoberflächenlinie des Untersuchungsgebiets) erreichte.

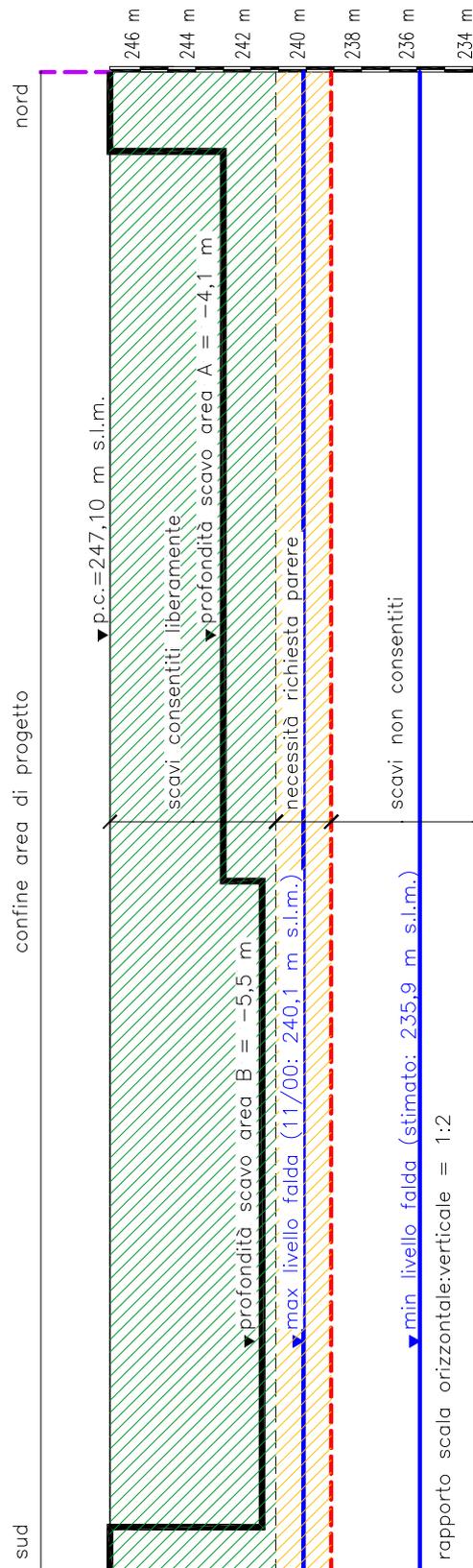
Die Richtdaten über die Grundwasserhöchstspiegel des Amtes für Gewässernutzung der Provinz Bozen (240,00 m ü.d.M.) stimmen mit diesen Werten weitgehend überein (siehe Grafik 2).



Grafik 3: Grafik des Grundwasserspiegels gemessen vom Piezometer in der Industriezone Bozen. Man beachte den historischen Höchststand im November 2000.

Die folgende Grafik zeigt den Abschnitt des orthografischen Aushubs in Fließrichtung des Grundwassers. Die Markierungen entsprechen den vom Projekt vorgesehenen maximalen Aushubtiefen, den Höchst- und Tiefstständen des Grundwassers, sowie der maximal zugelassenen Aushubtiefe (sowohl frei zulässig als auch mit erforderlicher Genehmigung der zuständigen Behörde).

Da die Auflagefläche der Fundamente mindestens einen Meter oberhalb des Grundwasserhöchststandes liegt, sind die Aushubarbeiten des Projektes frei zulässig.



Grafik 4: Abschnitt mit Aushubprofilen und Schwankungen des Grundwasserspiegels.

4 DURCHGEFÜHRTE UNTERSUCHUNGEN UND EIGENSCHAFTEN DES BODENS

Grundlage für die geologisch-technische Bewertung des vorliegenden Projekts waren die folgenden Untersuchungen:

- Aushübe (vorwiegend zu umwelttechnischen Zwecken);
- mechanische Bohrungen (10 Kernbohrungen, davon 3 mit SPT Proben)

Standort der Untersuchungen siehe Karte 5.

4.1 Lithologische Eigenschaften des Untergrundes im Untersuchungsgebiet

Die Lithologien, die bei den Aushüben und Kernbohrungen festgestellt wurden, bestehen gleichmäßig aus Kies und Sand mit häufigen Gerölllagen und Findlingen. Sand und Lehmsand bilden die feinsten Schichten. Lehmanteile finden sich häufiger in oberflächlichen Lagen, d.h. bis zu einer Tiefe von 2-3 m und v.a. in der Mitte des Gebiets. Es können tiefe Aufschüttungen nachgewiesen werden, die von den durchgeführten Trockenlegungen und den unterirdischen Baumaßnahmen stammen. Vor allem für die Aushubarbeiten sind die, bis zu 12 m hohen, Aufschüttungen in der Nähe der Mensa von Bedeutung (detailliertere Informationen siehe technischer Bericht der Trockenlegung).

Anhang 1 enthält die Stratigrafien und Photos der Aushübe und Bohrungen.

Anhand der, bei den durchgeführten Untersuchungen gewonnenen, Daten wurde ein **geologisches Modell** (siehe Karte 6) ausgearbeitet.

4.2 Geotechnische Merkmale des Gründungsbodens – Geotechnisches Modell

Um den direkt von den Baumaßnahmen betroffenen Untergrund und Boden einzustufen, wurden während der Bohrungen SPT-Versuche durchgeführt.

Der SPT-Versuch gemäß ASTM-Norm D586-87 besteht in der Messung des Bodenwiderstandes gegen das Eindringen einer konischen Spitze mit genormten Maßen durch Schlageinwirkung.

Die Ausrüstung besteht aus einem Bohrgestänge mit konischer Spitze (Öffnung 60°), das durch einen Fallhammer von 63,5 kg Gewicht aus einer Höhe von 75 cm eingerammt wird. Der Messwert des Eindringwiderstandes (NSPT-Wert) sind die Anzahl der Schläge pro 15 cm Vortrieb, jedes Mal für drei aufeinanderfolgende Abschnitte. Den NSPT-Wert erhält man aus der Summe der Schläge für den zweiten und dritten Abschnitt; der Versuch wird abgebrochen, wenn 50 Schläge überschritten werden (Abbruch).

Die Versuche werden während des Bohrvortriebes eingeschaltet, die Arbeiten werden dadurch unterbrochen, da an der gewünschten Tiefe eigene Ausrüstung eingesetzt werden muss. Nach dem Versuch werden die Bohrarbeiten fortgesetzt.

In Abhängigkeit von der Versuchstiefe muss der NSPT-Wert bezüglich des wirkenden lithostatischen Druckes korrigiert werden. Dieser Wert heißt N'SPT. Die entsprechenden Korrekturen in dieser Studie wurden nach dem Korrelation von Liao und Whitmann 1985:

$$N'SPT = C_N SPT \quad \text{wobei } C_N = 1/\sigma^{(n)} \quad \text{mit } n = 0,5$$

Auswertung der SPT-Versuche in Korrelation zu verschiedenen geotechnischen Parametern siehe folgende Tabellen.

S3/10 Nuovo Polo Tecnologico

quota (m dal p.c.)	falda	N _{SPT}	N _{SPT} (corr lit)	media N _{SPT}	Φ (°)		Φ (°) medio	D.R. (%)		D.R. (%) medio	Es (kPa)		Es medio (kPa)
					J.N.R.	De Mello		Owasaki & Iwasaki	Bazaraa		Skempton	Bowles ¹	
1,5	No	7	12		30,6	26,3	30,4	40	43	42	21.600	12.800	17.200
4,5	No	R											
7,5	No	R											

S6/10 Nuovo Polo Tecnologico

quota (m dal p.c.)	falda	N _{SPT}	N _{SPT} (corr lit)	media N _{SPT}	Φ (°)		Φ (°) medio	D.R. (%)		D.R. (%) medio	Es (kPa)		Es medio (kPa)
					J.N.R.	De Mello		Owasaki & Iwasaki	Bazaraa		Skempton	Bowles ¹	
1,5	No	7	12		30,6	26,3	30,4	40	43	42	21.600	12.800	17.200
4,5	No	R											
7,5	No	R											
10,5	No	48	34		37,2	32,9	41,1	67	72	70	48.000	26.000	37.000
13,5	Si	R											

S8/10 Nuovo Polo Tecnologico

quota (m dal p.c.)	falda	N _{SPT}	N _{SPT} (corr lit)	media N _{SPT}	Φ (°)		Φ (°) medio	D.R. (%)		D.R. (%) medio	Es (kPa)		Es medio (kPa)
					J.N.R.	De Mello		Owasaki & Iwasaki	Bazaraa		Skempton	Bowles ¹	
1,5	No	8	14		31,1	26,8	31,5	43	46	45	24.000	14.000	19.000
4,5	No	80	87		53,0	35,3	56,6	98	98		111.600	57.800	84.700
7,5	No	R											
10,5	No	55	39		38,7	33,4	42,9	72	77	75	54.000	29.000	41.500
13,5	Si	89	57		44,2	35,1	48,8	88	94	91	75.600	39.800	57.700
16,5	Si	38	23		34,0	31,8	36,5	56	60	58	34.800	19.400	27.100
19,5	Si	20	12		30,5	29,2	30,3	40	42	41	21.600	12.800	17.200

Valori non utilizzati nel calcolo medio perché alterati dalla presenza di ciottoli

1) Bowles in "Fondazioni" del 1988 indica due relazioni per calcolare Es nel caso di sabbie e ghiaie

Graphik. 5: Zusammenfassende Tabelle der Ergebnisse aus den SPT-Versuchen und den entsprechenden Korrelationen.

Auf der Grundlage der oben angeführten Zahlen, sowie den Daten aus dem geologischen Modell können die geotechnischen Eigenschaften des Untergrundes wie folgt beschrieben werden:

Geotechnische Einheit 1 und 1A:	Geotechnische Einheit 2:
<p>Lehmiger Sand, Sand und Kies mit Schluff (A) + Auffüllung (A'): Volumsgewicht (γ) = 1.8 t/m³ Winkel innere Reibung (φ) = 29° Kohäsion (c) = 0 Relative Dichte (Dr) = 43% N'SPT = 12 Elastizitätsmodul = 17.200 kPa</p>	<p>Sand und Kies mit Steinen: Volumsgewicht (γ) = 1.9 t/m³ Winkel innere Reibung (φ) = 38° Kohäsion (c) = 0 Relative Dichte (Dr) = 67% N'SPT = 42 Elastizitätsmodul = 44.200 kPa</p>

Wie das geologische Modell von Karte 7 deutlich zeigt, gehört ein Großteil des Untergrundes des zu untersuchenden Gebietes zur geotechnischen Einheit 2. Die Aushubarbeiten betreffen hauptsächlich Untergründe vom Typ 1, welche v.a. in den oberflächlichen Bereichen anzutreffen sind.

Als reine Vorsichtsmaßnahme möchte ich darauf hinweisen, dass die Auffüllböden, auch wenn diese aus Materialien mit guten geomechanischen Eigenschaften (Sand und Schotter aus wiederverwertetem Baumaterial) bestehen, auf Grund ihrer ungewissen Kompaktheit als Typ 1A klassifiziert wurden.

Die Fundamente dagegen liegen vorwiegend auf Untergründen, die zur geotechnischen Einheit 2 gehören.

Im Bezug auf die Technischen Vorschriften 2008, im Besonderen hinsichtlich der Kategorie des Untergrundes siehe Kapitel 3.2.2., ist der Untergrund des entsprechenden Gebiets als Typ C einzustufen.

5 VORLÄUFIGE GEOTECHNISCHE KONTROLLEN

Hinsichtlich der Tatsache, dass noch keine präzisen Angaben zu den endgültigen Fundamenten vorliegen, werden einigen Untersuchungen zu möglicher Art und Größe der Fundamente durchgeführt, die als Richtwerte für den Architekten gelten. Außerdem werden die natürlichen Böschungswinkel, die während der Bauphase erhalten bleiben können, bestimmt.

Das Projekt sieht Aushübe für die Kellergeschosse (siehe Karte 2) bis zu einer maximalen Aushubtiefe von ca. 5,50 m vor. Die Gründung besteht aus einem System aus Platten- und Streifenfundamenten, die am Boden des Aushubs für die Keller verlegt werden. Es handelt sich demnach aus technischer Sicht um Oberflächenfundamente.

Die neuen technischen Vorschriften sehen für Bauvorhaben dieser Art die Durchführung folgender geotechnischer Untersuchungen zum Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) vor:

- Einsturz durch grenzwertige Belastung von Fundament - Untergrund
- Einsturz durch Rutschungen auf der Gründungsfläche
- Allgemeine Stabilität

Das Risiko eines möglichen Einsturzes durch Rutschungen auf der Gründungsfläche kann in diesem Fall außer Acht gelassen werden, da die Gründungsfläche, laut den Angaben des Statikers, keinen transversalen Lasten ausgesetzt ist.

Auch die allgemeine Stabilität des Gebäudes steht nicht in Frage, da es sich nicht in Hanglage befindet.

Im Folgenden werden daher lediglich Beurteilungen zum Einsturzrisiko durch Überschreitung der maximal zulässigen Belastung verfasst.

In Hinblick auf die vorgesehenen Untersuchungen zum Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) werden verschiedene Bewertungen der Setzungen durchgeführt.

5.1 Untersuchungen der Einsturzgefahr durch Überschreitung der Grenzlast von Fundament - Untergrund

Die Werte für Platten- und Einzelfundamente werden jeweils einzeln berechnet.

Plattenfundamente

Die zulässige Last für Plattenfundamente wird nicht berechnet, da bei einem Bodenriss im Fall eines Plattenfundaments auf Sand oder Kies stets Lasten erreicht werden, die solche von zulässige Setzungen um ein Vielfaches überschreiten. Aus diesem Grund beschränkt sich die Untersuchung des Plattenfundaments lediglich auf die Bewertung der Setzungen (siehe folgenden Abschnitt).

Einzelfundamente

Die zulässige Last wird unter Annahme einiger Hypothesen berechnet:

Tipo di fondazione	D (m)	B (m)	L (m)
Plinto	0,30	2,00	2,00
Plinto	0,30	2,50	2,50
Plinto	0,30	3,00	3,00
Plinto	0,30	3,50	3,50

Die maximale Tragfähigkeit des Untergrunds wird bei Einzelfundamenten mittels des Vergleiches von zwei Methoden berechnet: Der Methode von Terzaghi (1955) und der nach Hansen (1970).

Für theoretische Hinweise zu den beiden Methoden siehe Anlage 2.

Bei der Berechnung der Grenzbelastung wird die Kombination der Methode 2 (A1 + M1 + R3) angewandt:

wobei:

A1 der Koeffizient γ_G aus Tabelle 6.2.I. entspricht 1,3

M1 der Koeffizient γ_ϕ aus Tabelle 6.2.II entspricht 1,0

R3 der Koeffizient γ_R aus Tabelle 6.4.I entspricht 2,3

Anhand der Daten der oben erwähnten Untergrundtypen erhält man die Werte Q_{lim} für die unterschiedlichen in Betracht zu ziehenden Fundamenttypen. Auf diese Werte wird der Sicherheitsfaktor $\gamma_R = 2,3$ (s. oben) angewandt, wobei man zu folgenden Ergebnissen kommt:

TERZAGHI					HANSEN				
	B	L	Q_{lim}	$Q \gamma_R$		B	L	Q_{lim}	$Q \gamma_R$
	m	m	Kg/cmq	Kg/cmq		m	m	Kg/cmq	Kg/cmq
Plinto	2,00	2,00	15,0	5,63	Plinto	2,00	2,00	12,9	5,63
Plinto	2,50	2,50	17,8	7,74	Plinto	2,50	2,50	14,5	6,29
Plinto	3,00	3,00	20,4	8,87	Plinto	3,00	3,00	15,9	6,90
Plinto	3,50	3,50	22,8	9,89	Plinto	3,50	3,50	17,1	7,44

Dieselben Ergebnisse, in kN/m² (oder kPa) ausgedrückt:

	B	L	Q_{lim}	$Q \gamma_R$		B	L	Q_{lim}	$Q \gamma_R$
	m	m	kN/mq	kN/mq		m	m	kN/mq	kN/mq
Plinto	2,00	2,00	1.467	638	Plinto	2,00	2,00	1.269	552
Plinto	2,50	2,50	1.746	759	Plinto	2,50	2,50	1.419	617
Plinto	3,00	3,00	2.001	870	Plinto	3,00	3,00	1.556	677
Plinto	3,50	3,50	2.231	970	Plinto	3,50	3,50	1.679	730

Die angegebenen Werte müssen mit den Projektstätigkeiten „A“ verglichen werden, um sicherzustellen, dass folgendes Verhältnis gegeben ist:

$$A < Q \gamma_R$$

und Punkt 6.2.1. der technischen Bestimmungen eingehalten wird

$$E_d \leq R_d$$

5.2 Bewertung der Gefahr von Bodensenkungen

Die Bewertungen werden für Platten- und Einzelfundamente jeweils einzeln bestimmt.

In beiden Fällen werden die Lasten berechnet, die zu einer **Setzung von 1 cm** führen. Ein Wert, der laut den Angaben des Statikers, für die Strukturen dieses Bauprojekts akzeptabel ist.

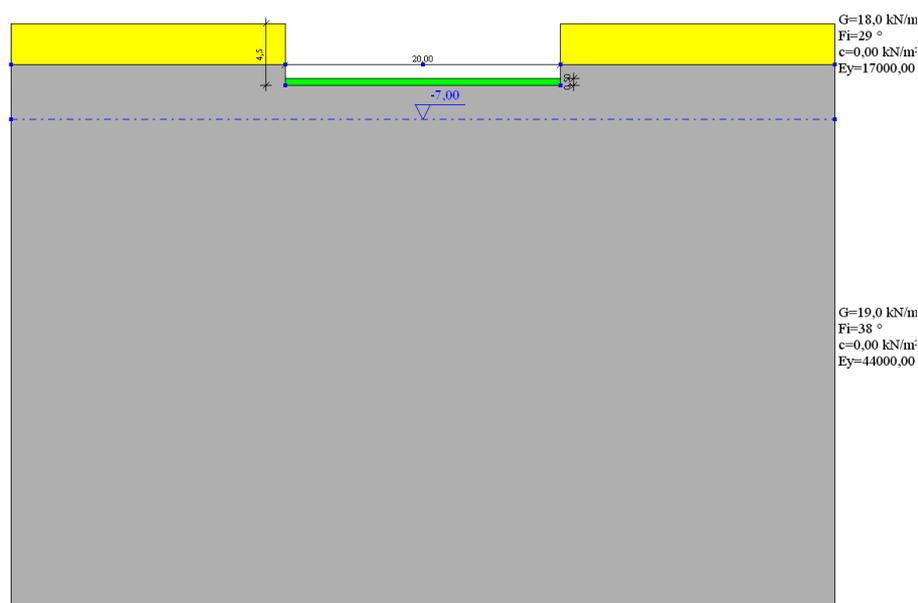
Hierfür werden zwei Rechenmethoden angewandt: Die Methode für elastische Setzungen und die Methode nach Burlad und Burbidge mittels der Nspt. Werte. Bei der Burlad und Burbidge Methode wurden die zu erwartenden Setzungen im Laufe von 5 Jahren berechnet.

Für technische Angaben zu den beiden Methoden siehe Anlage.

Setzungen eines Plattenfundaments

Im Fall eines Plattenfundaments ging man bei den Berechnungen von einem Fundament mit den Ausmaßen 20 x 40 mt aus, welches dem aktuellen Stand der Planung entspricht.

Die folgende Grafik zeigt die hypothetische Berechnung:



Grafik. 6: Berechnung der Setzungen bei einem Plattenfundament

Die erstellten Berechnungen zeigen Setzungen von **ca 1 cm bei einer Last von 100 kN/m²**.

Die Tabelle zeigt die anhand der beiden Methoden berechneten Setzungen.

	carico kN/mq	cedimento	
		elastico mm	B. e Burbidge mm
Platea 20 x 40	100	0,98	9,5

Berechnung der Setzungen bei Einzelfundamenten

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung der Setzungen bei unterschiedlichen Dimensionierungen:

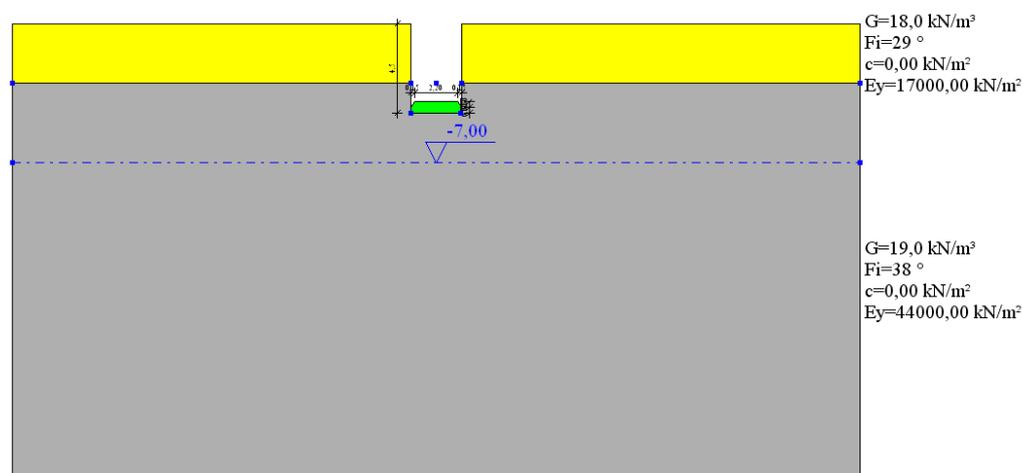
Tipo di fondazione	D (m)	B (m)	L (m)
Plinto	0,30	2,00	2,00
Plinto	0,30	2,50	2,50
Plinto	0,30	3,00	3,00
Plinto	0,30	3,50	3,50

Die folgende Tabelle fasst die Ergebnisse der Berechnungen zusammen. Sie enthält die Lasten in kN/m^2 (bzw. kPa), welche Setzungen von ca. 10 mm erzeugen.

Cedimenti elastici	B	L	carico	cedimento
	m	m	kN/mq	mm
	2,00	2,00	350	6,6
	2,50	2,50	300	7,2
	3,00	3,00	280	8
	3,50	3,50	250	8,4

Cedimenti Burald e Burbige (5 anni)	B	L	carico	cedimento
	m	m	kN/mq	mm
	2,00	2,00	350	10,1
	2,50	2,50	300	9,8
	3,00	3,00	280	10,2
	3,50	3,50	250	9,9

Die folgende Grafik zeigt ein erläuterndes Schema der hypothetischen Berechnung:



Grafik. 7: Berechnung der Setzungen bei einem Einzelfundament

5.3 Stabilität der Aushubwände

Die Umsetzung des Kellers sieht Aushübe einer Tiefe von bis zu 5,5 m vor. Das Projektareal wird durch die bereits ausgeführten Aushübe und den, teilweise notwendigen, Stützmaßnahmen (Umsetzung während der Sanierung des Gebietes) gewonnen. Trotzdem ist es möglich, dass im Bereich der Baustelle die Neuformung bzw. das Anlegen neuer Böschungen notwendig ist.

Aus diesem Grund werden die, während der Sicherungsarbeiten nicht zu überschreitenden, Böschungswinkel berechnet. Die Iteration von Untergrund und Stützmaßnahmen werden nicht näher untersucht, da diese im Moment der Übergabe des Areals bereits fertig gestellt sind.

Die körnige Beschaffenheit des Untergrundes erlaubt keine subvertikalen Aushubprofile.

Für die Berechnung eines Böschungswinkels, der ein sicheres Arbeiten garantiert, wird auf den Winkel der inneren Reibung und auf die scheinbare Kohäsion zurückgegriffen, also auf die kurzfristige Eigenschaften der Materialien. Nach den Neuen Technischen Vorschriften 2008 (M.D. 14/01/2008) für Grubenwände in lockeren Materialien müssen die Untersuchungen wie folgt ausgeführt werden:

$$\text{Methode 1, Kombination 2} = (A2 + M2 + R2)$$

Tabelle 6.2.I gibt den Teilkoeffizienten A2 an. Dieser beträgt bei günstiger Belastung 1,0.

Tabelle 6.2.II gibt den Teilkoeffizienten M2 an, der für die Teilkoeffizienten der geotechnischen Parameter des Untergrundes steht. Im untersuchten Fall betragen die anzuwendenden Koeffizienten M2 1,25 für die Tangente des Reibungswinkels, 1,0 für das Volumsgewicht und 1,4 für die undrainierte Kohäsion.

Tabelle 6.8.I gibt den Teilkoeffizient R2 an. Dieser beträgt 1,1.

Der Sicherheitsfaktor für diese Art von Untersuchung muss über die Einheit hinausgehen.

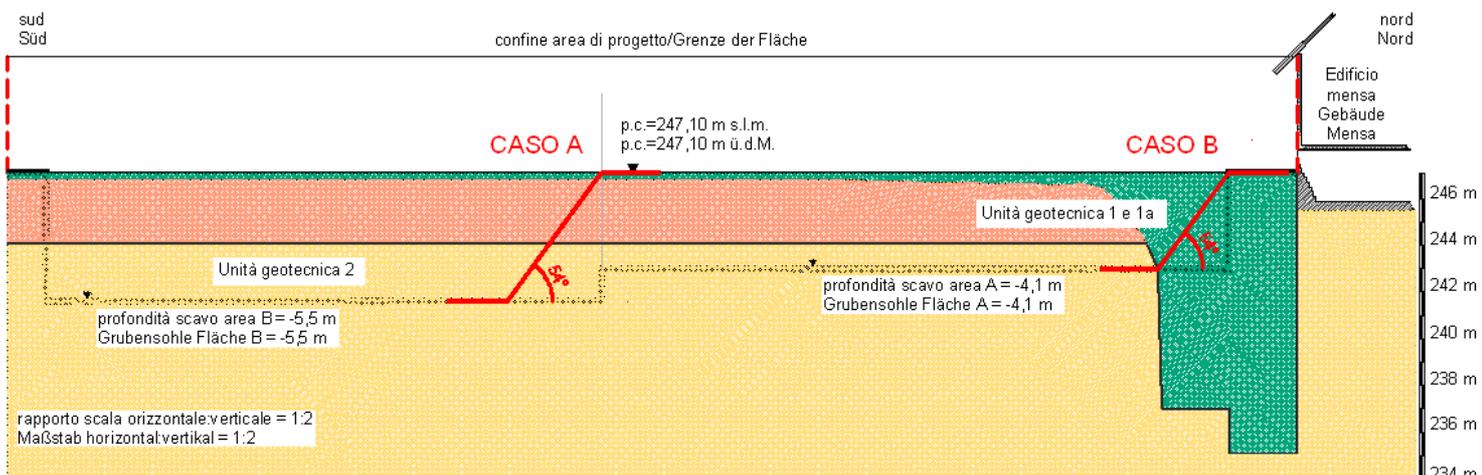
Die verringerten und angewandten geotechnischen Parameter sind insbesondere diese:

Geotechnische Einheit 1 und 1A':	Geotechnische Einheit 2:
<p>Schluffige Sande, Sande und Kiese in schluffiger Matrix (A) + Aufschüttungsböden (A'):</p> <p>Volumsgewicht (γ) = 1.8 t/m³ Winkel innere Reibung (φ) = 24° scheinbare Kohäsion (c) = 0,08 Kg/cm²</p>	<p>Sande und Kiese mit Geröllen:</p> <p>Volumsgewicht (γ) = 1.9 t/m³ Winkel innere Reibung (φ) = 32° scheinbare Kohäsion (c) = 0,08 Kg/cm²</p>

Die Berechnung erfolgt für zwei hypothetische Grenzfälle. Schema siehe folgende Graphik:

FALL A) Böschung an einer 5,5 m tiefen Wand, die auf beiden geotechnischen Einheiten liegt.

FALL B) Böschung an einer 4,1 tiefen Wand, die nur die geotechnische Einheit 1 betrifft. Diese Annahme bezieht sich auf eventuelle Aushübe an den Aufschüttungen, die in der Nähe des Mensa Gebäudes ausgeführt wurden.

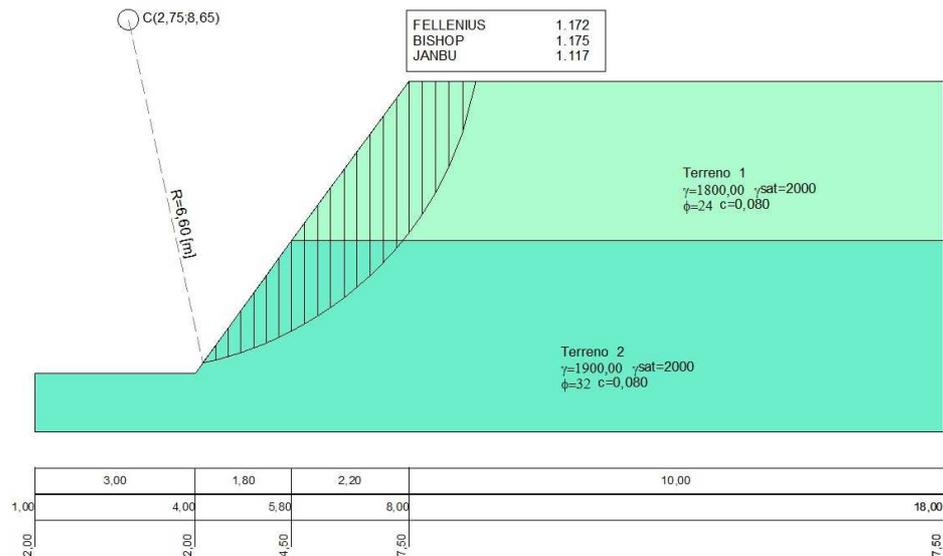


Graphik. 8: Schema hypothetische Fälle für die Berechnung der natürlichen Böschungswinkel, die während der Bauphase berücksichtigt werden müssen.

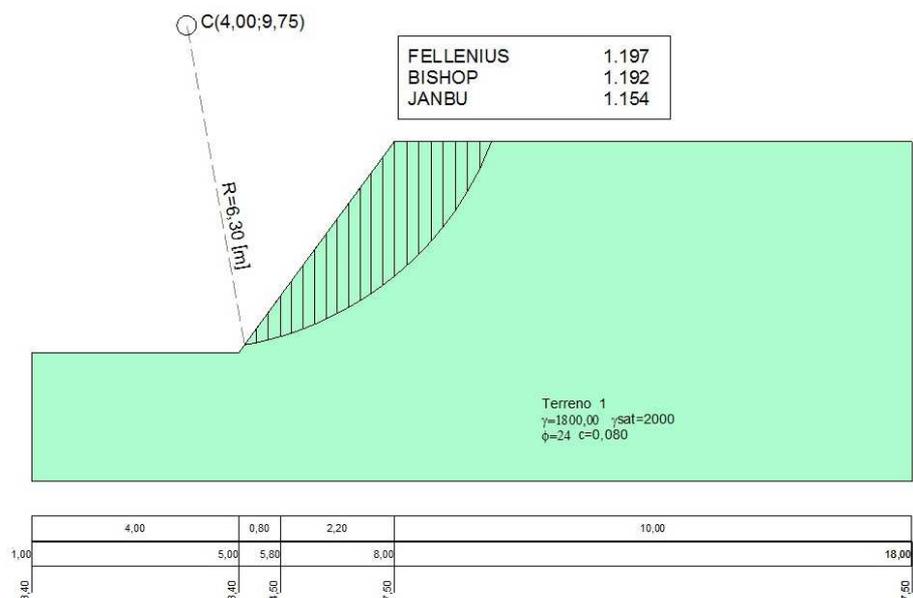
Es wurden verschiedene Böschungswinkel in das Programm eingegeben, bis der Winkel ermittelt wurde, der eine Gleichfläche mit einem Sicherheitsfaktor von ca. 1,1 ergibt. In beiden Fällen ergab sich diese Situation bei einem Böschungswinkel von 54°.

Die folgenden Graphiken zeigen die, von dem Programm errechneten, Gleichflächen mit einem Sicherheitsfaktor von ca. 1,1:

SCHEMA STABILITÄTSUNTERSUCHUNG - FALL A



SCHEMA STABILITÄTSUNTERSUCHUNG - FALL B



Graphik 9 und 10: Gleitflächen mit dem kleinsten berechneten Risikofaktor

Der kleinste errechnete Sicherheitsfaktor beträgt im Fall A 1,17 und für den Fall B 1,15. Auf diese Faktoren muss der mindernde Koeffizient R2 angewandt werden. Aus dieser Rechnung ergeben sich damit die Werte 1,06 bzw. 1,04 für den Fall A und B.

Somit ergibt die Untersuchung ein vorsorgliches Böschungsprofil mit einem maximalen Winkel von 54°. Eventuell notwendige größere Winkel müssen direkt an der Baustelle beurteilt werden.

Bei starken Niederschlägen müssen die Ränder und die Böschungen mit Nylonplanen abgedeckt werden, um lokale Materialabgänge zu vermeiden. Schließlich müssen die Grabungswände von eventuellen Blöcken und Findlingen gesäubert und diese abgeräumt werden.

Überbelastungen an den Böschungsrändern sind zu vermeiden.

6 LOKALE SEISMIZITÄT

Die Anfälligkeit des untersuchten Areals für Erdbeben wurde anhand der verfügbaren Klassifizierungen berechnet, besonders unter Bezug auf die Klassifizierungen 1984-1998 aus Verordnung Nr. 3274 des Ministerratspräsidiums aus dem Jahr 2003, „*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*“ und das DLH Nr.33 vom 21.07.2009 „*Bestimmungen über erdbebensicheres Bauen*“.

Die Gemeinde Bozen liegt in der Erdbebenzone 4: Maximale horizontale Beschleunigung des Bodens (a_0) von bis zu 0,05 lokale Gravitationsbeschleunigung (g).

In die Berechnungen des Projekts muss das folgende elastische Spektrum einfließen:

$$S_d(T_1) = 0,07g$$

Es muss berücksichtigt werden, dass wir uns zwar in Zone 4 befinden, es sich bei dem Projekt aber um ein Gebäude gemäß dem DLH Nr.33 vom 21.07.2009 handelt.

Im Sinne einer Bewertung der Seismizität in Bezug auf den anwendbaren Fundamenttyp wurden stratigrafische Profile im Fundamentboden des Areals erstellt. Dabei hielt man sich an die technischen Normen aus der Verordnung Nr. 3274 des Ministerratspräsidiums aus dem Jahr 2003, „*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*“.

Die Profile gelten für Sedimente mit einem geophysischen Index von V_{s30} für die Geschwindigkeit der seismischen Wellen des Typs S im Untergrund.

Nach den Neuen Technischen Vorschriften für Bauten vom 14.01.2008 und der Verordnung des Ministerrates vom 20.03.2003 zur seismischen Klassifizierung des gesamten italienischen Staatsgebiets wurde der Untergrund des zur Untersuchung stehenden Areals als **Kategorie C** eingestuft.

In den genannten Vorschriften wird die Kategorie C wie folgt beschrieben: „Lehm, bzw. Sand- und Kiesablagerungen von mittlerer Konsistenz und Dichte mit einer variablen Dicke von einigen Dutzend bis hin zu Hunderten von Metern. Werte: V_{s30} zwischen 180 m/s und 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < C_u < 250$ kPa)“. An dieser Stelle möchte auf die SPT-Versuche dieses Falls an der geotechnischen Einheit 2 hinweisen. Deren Wert: $N_{spt} = 42$.

Dieses Gebiet weist eine maximale horizontale Beschleunigung des Bodens (a_g) von bis zu 0,15 lokale Gravitationsbeschleunigung (g) auf.

Diesem stratigraphischen Profil können die folgenden Parameter zugeordnet werden. Diese fließen in das elastische Antwortspektrum der horizontalen Komponenten mit ein:

BODENPROFIL	S	T_B	T_C	T_D
BODEN C	1,25	0,15	0,50	2,0

Wobei:

S = Faktor des stratigraphischen Profils des Gründungsbodens,

T_B, T_C, T_D = Perioden, welche die verschiedenen Bereiche des Spektrums abgrenzen, in Abhängigkeit des Profils.

Die topografischen Bedingungen des Untersuchungsareals entsprechen dem Typ T1 (ebene Oberfläche, einzelne Böschungen und Erhebungen mit durchschnittlichem Böschungswinkel $\leq 15^\circ$).

Die horizontalen Komponenten für die Bodenkategorie C lauten $T_e = 6$ sec und $T_f = 10$ sec.

7 UNTERSUCHUNG DER GEFAHR DER BODENVERFLÜSSIGUNG

Die Grundbedingungen für eine Bodenverflüssigung sind:

- 1) Zusammensetzung des Bodens aus Sand oder feinem Sand mit Lehmgehalt zwischen 0% und 25% innerhalb der ersten 5 m
- 2) Grundwasservorkommen innerhalb der ersten 5 m
- 3) Niedrige oder mittlere Dichte
- 4) Tiefen meist geringer als 15 m

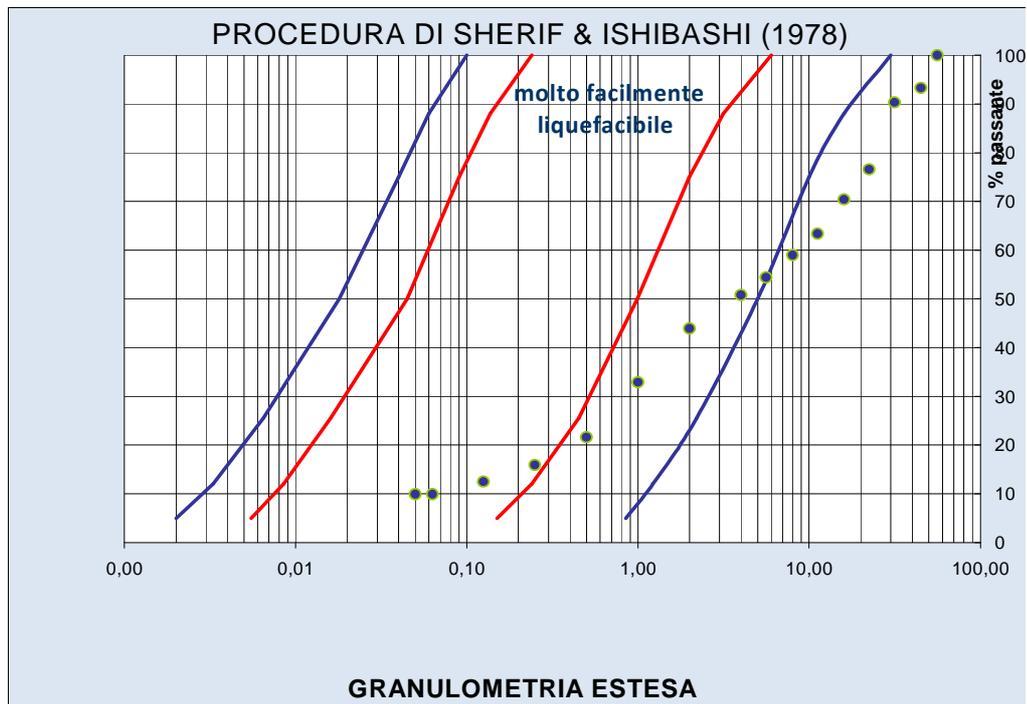
Die von den geplanten Fundamenten betroffenen Sedimente bestehen vornehmlich aus grobem Sand und Kies mit geringem Lehmgehalt und verflüssigen sich somit nicht leicht.

Den Projektdaten kann man außerdem entnehmen, dass der Grundwasserspiegel zu historischen Höchstständen ca. 7 m unter der Auflagefläche lag, weshalb die zweite Grundbedingung nur zu bestimmten Zeitpunkten marginal gegeben wäre.

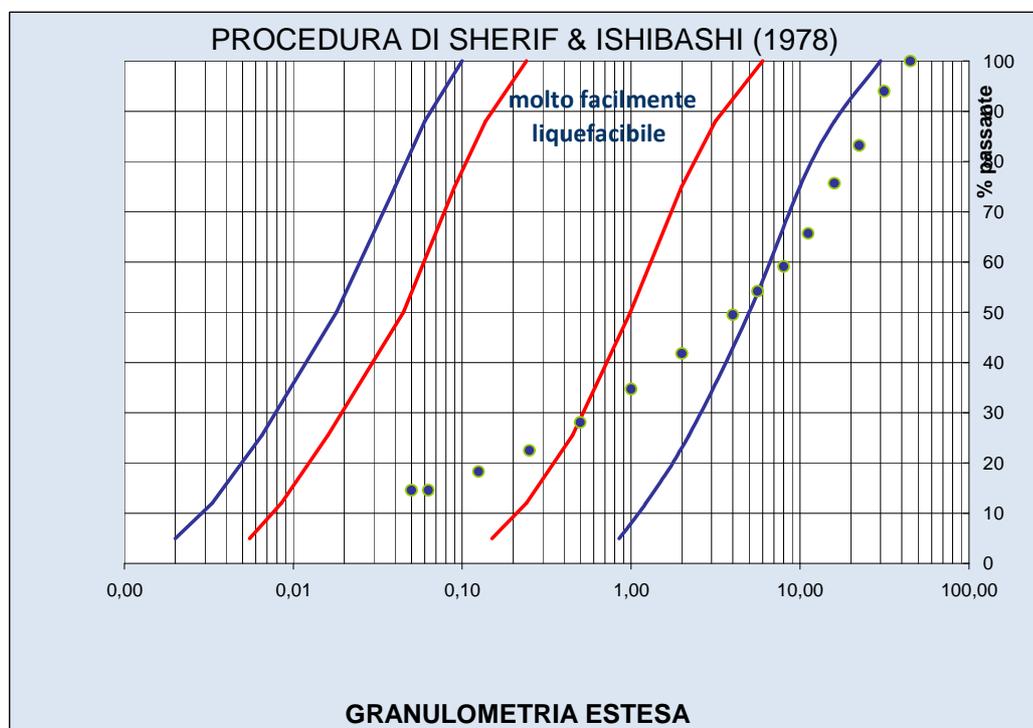
Des Weiteren wurde anhand von Bodenproben die Korngröße bestimmt. Diese Proben stammen aus den Bohrungen S10/8 auf Höhe 9, 11 und 13 unter GOK.

Ergebnisse der Untersuchungen siehe Anlagen.

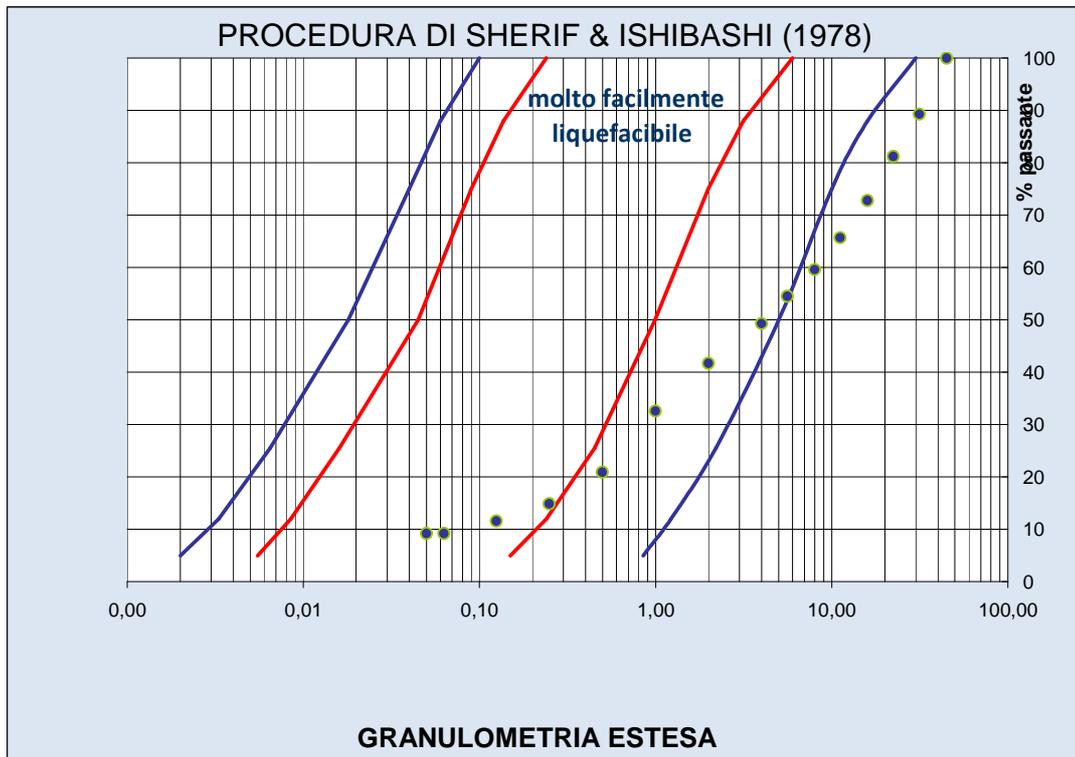
Um mit größerer Genauigkeit bewerten zu können, ob die jeweiligen Korngrößen der vorliegenden Bodenproben in eine Kategorie mit erhöhter Gefahr der Bodenverflüssigung fallen, wurden die Summenkurven aus den Laborversuchen sowie die Graphiken der Methode von Sherif und Ishibashi (1978) zu Rate gezogen. Siehe Graphiken:



Korngrößenanalyse Probe S8/10 Tiefe 9 m



Korngrößenanalyse Probe S8/10 Tiefe 11 m



Korngrößenanalyse Probe S8/10 Tiefe 13 m

Es geht hervor, dass die Korngrößen der analysierten Proben weder in die Kategorie der Böden, die sich besonders leicht verflüssigen (rote Linien), noch in jene der Böden, die sich leicht verflüssigen (blaue Linien), fallen.

8 KONKLUSION

Die vorliegende Arbeit wurde von der Autonomen Provinz Bozen im Rahmen der Ausführungsplanung für den „öffentlichen“ Teil des Neuen Technologie Zentrums in Auftrag gegeben. Dieses soll auf einem Teil des ehemaligen Alumix Werksanlage in Bozen entstehen.

Es wurden Aushübe, 10 Bohrungen mit SPT-Versuchen und einige Korngrößenanalysen durchgeführt, welche die Bestimmung des Untergrundes im Untersuchungsgebiet, die Tiefe des Grundwassers, sowie die Definition der wesentlichen mechanischen Merkmale der Böden erlaubten.

In Hinblick auf den Grundwasserspiegel sollte es zu keinerlei negativen Beeinflussung der Fundamentkonstruktionen oder Einschränkungen bzw. Auflagen für die Aushubarbeiten kommen. Da das gesamte Areal des Projekts innerhalb der Schutzzone III für Trinkwasserbrunnen in Bozen liegt, sind die entsprechenden Auflagen zu beachten.

Gemäß der technischen Bestimmungen (M.D. Vom 14.01.2008 – Tab. 3.2.11) wird der gesamte Gründungsbodens als Typ „C“ klassifiziert.

Es wurden verschiedene Hypothesen zum Fundament aufgestellt und dazu die möglichen Iterationen zwischen Boden und Struktur analysiert. Diese Angaben stellen Richtwerte für die endgültige geotechnische Planung. Letztlich wurden die natürlichen Grubenwände berechnet, welche während der Bauphase gesichert werden können. Außerdem wurde die Möglichkeit einer Bodenverflüssigung analysiert und diese, nach Abschluss der entsprechenden Untersuchungen, ausgeschlossen.

Die vorliegende Studie wurde unter Befolgung des D.M. vom 14.01.2008 „Neue Technische Vorschriften für Bauten“ verfasst. Sie erfüllt die urbanistischen und normativen Voraussetzungen von geologischer Relevanz und stellt ein für die Ausstellung der Baukonzession gültiges Dokument dar.

Bozen, 1. April 2011

Dr. Alessandro Bozzani

-:- Im Fall von inhaltlichen Abweichungen der deutschen Übersetzung vom italienischen Originaltext gilt das Original in italienischer Sprache -:-