

VORHABEN/progetto:

**Bau von Militärwohnungen
in der Reschenstraße in Bozen
3. Wohngebäude
Costruzione di residenze militari
in Via Resia a Bolzano
3° palazzina**

Behörde/amministrazione:

0	10.12.2015	1. Ausgabe/1ª edizione	XS/AP	AP	
Rev.	Datum/data	Ausgabe, Änderung/edizione, aggiornamento	erstellt/elaborato	geprüft/esaminato	freigegeben/approv.

AUFTRAGGEBER/committente:

**Provincia Autonoma di Bolzano - Ufficio Edilizia ovest
Via Crispi 2, 39100 Bolzano**

DOKUMENTTITEL/titolo del documento:

**GEOTECHNISCHER BERICHT ZU DEN ERKUNDUNGEN UND
SEISMISCHER BERICHT / RELAZIONE GEOTECNICA SULLE
INDAGINI E RELAZIONE SISMICA**

INGENIEURBÜRO | STUDIO D'INGEGNERIA



Dr. Ing. R. Carminati
Dr. Ing. G. Fischnaller
Dr. Geol. A. Psenner

I-39042 BRIXEN | BRESSANONE
Dante Straße 132 | Via Dante 132
Tel. 0472 / 27 24 00 - Fax 0472 / 27 24 24 - info@eut.bz.it - www.eut.bz.it

SEITE/pagina:

1 von/di 51

PROJEKT NR./progetto n.:

960-141

DOKUMENT/documento:

MR-GT-011

EINLAGE NR./allegato n.:

INHALT / INDICE

1	VORBEMERKUNG	4
2	GRUNDLAGEN UND REGELWERKE	4
2.1	Gesetzliche Grundlagen	4
2.2	Projektspezifische Unterlagen	4
3	LAGEBESCHREIBUNG UND PROJEKT	6
4	DURCHGEFÜHRTE ERKUNDUNGEN	8
4.1	Erkundungsbohrungen	8
4.2	Geotechnische Laborversuche	9
4.3	Geotechnische Feldversuche	9
5	GEOLOGISCHES MODELL	10
5.1	Allgemeines	10
5.2	Bodenarten	11
5.3	Geotechnische Charakterisierung der Bodenarten	12
6	ANGABEN ZUM BAUWERK	15
7	SEISMISCHE EINWIRKUNG	15
7.1	Allgemeines	15
7.2	Baugrundklassen	15
7.3	Stratigraphischer und topographischer Korrekturfaktor	16
7.4	Risiko Bodenverflüssigung	17
7.5	Kennwerte für den Grad der seismischen Gefährdung	17
8	GEOTECHNISCHE GROBBEURTEILUNG	19
8.1	Allgemeines	19
8.2	Charakteristische geotechnische Kennwerte	20
8.3	Grobbestimmung der Tragfähigkeit	21
8.3.1	Ansatz 1 – Kombination 1 (A1+M1+R1)	21
8.3.2	Ansatz 1 – Kombination 2 (A2+M2+R2)	22
8.4	Abschätzung der Setzungen	22
9	BAUGEOLOGISCHE EMPFEHLUNGEN	24
9.1	Allgemeines	24
9.2	Aushub	24
9.3	Gründungen	25
9.4	Wasser	26
10	PREMESSA	27
11	DATI DI BASE E NORMATIVA DI RIFERIMENTO	27
11.1	Quadro normativo	27
11.2	Documentazione specifica	27
12	DESCRIZIONE DEL SITO E DEL PROGETTO	29
13	INDAGINI ESEGUITE	31

13.1 Sondaggi geognostici.....	31
13.2 Analisi geotecniche di laboratorio.....	32
13.3 Prove geotecniche in sito.....	32
14 MODELLO GEOLOGICO	33
14.1 Generalità.....	33
14.2 Tipi di terreno	34
14.3 Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni	35
15 INDICAZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	38
16 AZIONE SISMICA.....	38
16.1 Generalità.....	38
16.2 Categoria di sottosuolo	38
16.3 Amplificazione stratigrafica e topografica	39
16.4 Rischio liquefazione dei terreni	40
16.5 Parametri di pericolosità sismica	40
17 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE DI MASSIMA	43
17.1 Generalità.....	43
17.2 Parametri geotecnici caratteristici	44
17.3 Determinazione di massima della capacità portante	45
17.3.1 Approccio 1 – combinazione 1 (A1+M1+R1)	45
17.3.2 Approccio 1 – combinazione 2 (A2+M2+R2)	46
17.4 Calcolo estimativo dei cedimenti	46
18 RACCOMANDAZIONI TECNICO-COSTRUTTIVE	48
18.1 Generalità.....	48
18.2 Scavo.....	48
18.3 Fondazioni.....	49
18.4 Acqua.....	49

ANHANG / ALLEGATI

1	Protokolle Lastplattenversuche in Situ / Protocolli prove di carico su piastra in situ	
MR-GE-012	Lageplan Erkundungen /Planimetria delle indagini	Sc 1:500
MR-GE-013	Planimetria geologico-geomorfologica di dettaglio Geologisch-geomorphologischer Detaillageplan	Sc 1:500
MR-GE-014	Sezioni geologico-idrogeologiche Geologisch-hydrogeologische Schnitte	Sc 1:200

1 VORBEMERKUNG

Auf dem Militärareal in der Reschenstraße in Bozen ist die Errichtung eines 3. Wohngebäudes zusätzlich zu den zwei jüngst auf dem Areal errichteten Wohngebäuden zur Unterbringung von Militärwohnungen geplant.

Das Ingenieurbüro EUT GmbH aus Brixen wurde mit der Erstellung des geologischen Gutachtens und des geotechnischen Berichtes beauftragt.

Der gegenständliche Bericht wurde im Sinne des MD v. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni - NTC" (und den Vorgaben des MD v. 11.03.1988 bezüglich der Anwendungen der Methode der zulässigen Belastungen „tensioni ammissibili“) erstellt. Der geotechnische Bericht bezieht sich auf das geologische Gutachten des Einreichprojektes und stellt ein geeignetes, projektbezogenes Dokument zum Erlass der Baukonzession dar. Der gegenständliche geotechnische Bericht zu den Erkundungen, zur Charakterisierung und Modellierung der signifikant beanspruchten Bodenbereiche muss in der Ausführungsphase mit sämtlichen, im Kapitel 6.2.3. der NTC vorgesehenen Sicherheits- und Leistungsnachweisen vervollständigt werden.

2 GRUNDLAGEN UND REGELWERKE

2.1 Gesetzliche Grundlagen

- [1] DM 11.03.1988, "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" con Circolare LL.PP. 24/9/1988 n. 30483;
- [2] Beschluss der LR Nr. 4047 vom 06.11.2006 betreffend die „Bestimmungen hinsichtlich der Erdbebeneinwirkungen“;
- [3] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE: Decreto 14 gennaio 2008, (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - S. O. n. 30) Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

2.2 Projektspezifische Unterlagen

- [4] Auszüge aus den Projektunterlagen zum Ausführungsprojekt "au von Militärwohnungen in der Reschenstraße in Bozen - 3. Wohngebäude", Dr. Arch. K. Kerschbaumer & H. Pichler, Februar 2015, erh. in digitaler Form im Dezember 2015;

- [5] Geologischer Bericht zum "Bau von Militärwohnungen in der Reschenstraße in Bozen - 3. Wohngebäude, EUT GmbH, Dr. A. Psenner, 10.12.2015;
- [6] Geotechnischer Bericht zum "Bau von Militärwohnungen in der Reschenstraße in Bozen", EUT GmbH, Dr. A. Psenner, Mai 2010;
- [7] "Bau von Militärwohnungen in der Reschenstraße in Bozen - Ausführungsprojekt Bodensanierung und Erdarbeiten", EUT GmbH, Juli/Okttober 2010;
- [8] "Bau von Militärwohnungen in der Reschenstraße in Bozen - Ausführungsprojekt Entsorgung asbesthaltiges Material und Bodensanierung Zelle E1+E2", EUT GmbH, Oktober 2010;
- [9] Dokumentation zum Endstand der Sanierungsarbeiten und Erdbewegungen zum "Bau von Militärwohnungen in der Reschenstraße in Bozen", EUT GmbH, April 2013;
- [10] Schlussbericht "Bau von Militärwohnungen in der Reschenstraße in Bozen - Bodensanierung und Erdarbeiten", EUT GmbH, September 2013;
- [11] Geländevermessung, Geom. E. Leccacorvi, September 2009, erh. per E-mail am 24.09.2009;
- [12] Erkundungsbohrungen, Landservice scrl, Februar-März 2010;
- [13] Ergebnisse der Laborversuche, Geolabor sas, März 2010;
- [14] Ergebnisse der geotechnischen Feldversuche, Geolabor sas, Jänner 2013;
- [15] Einschlägige Fachliteratur aus dem Bereich Geotechnik;
- [16] Freie Software GeoStru – parametri sismici (www.geostru.com).

Der Kenntnisstand des gegenständlichen Berichts beruht außerdem auf generellen Erhebungen wie Informationen und Erfahrungen aus nahegelegenen Projekten.

3 LAGEBESCHREIBUNG UND PROJEKT

Das Projektgebiet liegt im südlichen Bereich des Bozner Talkessels, im Westen der Reschenstraße, rund 400 m vom Eisack entfernt, auf rund 245 m Meereshöhe.

Das Militärareal weist einen rechteckigen Grundriss auf und grenzt zu allen Seiten an andere bebaute Flächen. In den Jahren 2011-2013 wurde das Gelände umwelttechnisch saniert und eine mächtige, unregelmäßig ausgebildete Deckschicht aus Aufschüttungen mit Bauschutt und verschiedenen Abfällen entsorgt (vgl. [6], [9], [10]).

Im Rahmen der Bodensanierung bis auf den natürlichen Untergrund wurden auch die Gründungsebenen der beiden mittlerweile fertig gestellten Wohngebäude in den Quadranten SW und SE des Militärareals vorbereitet. Das gegenständliche Vorhaben sieht die Errichtung eines dritten Wohngebäudes auf dem NW-Quadrant (s. Lageplan im Anhang) sowie die Gestaltung der Außenflächen mit einem Park und Verkehrsflächen im NE-Quadrant (nicht Teil des vorliegenden Berichtes) vor.

Die Bodensanierung im NW-Quadrant umfasste Aushübe bis in ca. 3,5-4 m unter aktueller GOK und die Wiederverfüllung mit Aushubmaterial aus den Baugruben der ersten beiden Wohngebäude sowie untergeordnet mit Recyclingmaterial. Für die Herstellung der Baugrube des 3. Wohngebäudes sind Geländeanschnitte bis ca. 5 m unter GOK vorgesehen. Diese betreffen vorwiegend die im Rahmen der Bodensanierung aufgebrachten Verfüllungen (s. Schnitte im Anhang). Richtung Außengrenzen (Grenzmauern) erfolgte die Bodensanierung über eine freie Aushubböschung und ohne die Stabilität der Grenzmauer zu beeinträchtigen. Hier und in den angrenzenden Flächen außerhalb des Militärareals wurde keine Bodensanierung bzw. Austausch der ursprünglichen Aufschüttungen vorgenommen.

Der Zugang zum Projektareal erfolgt von Osten aus über die Reschenstraße und über ein internes Straßennetz.

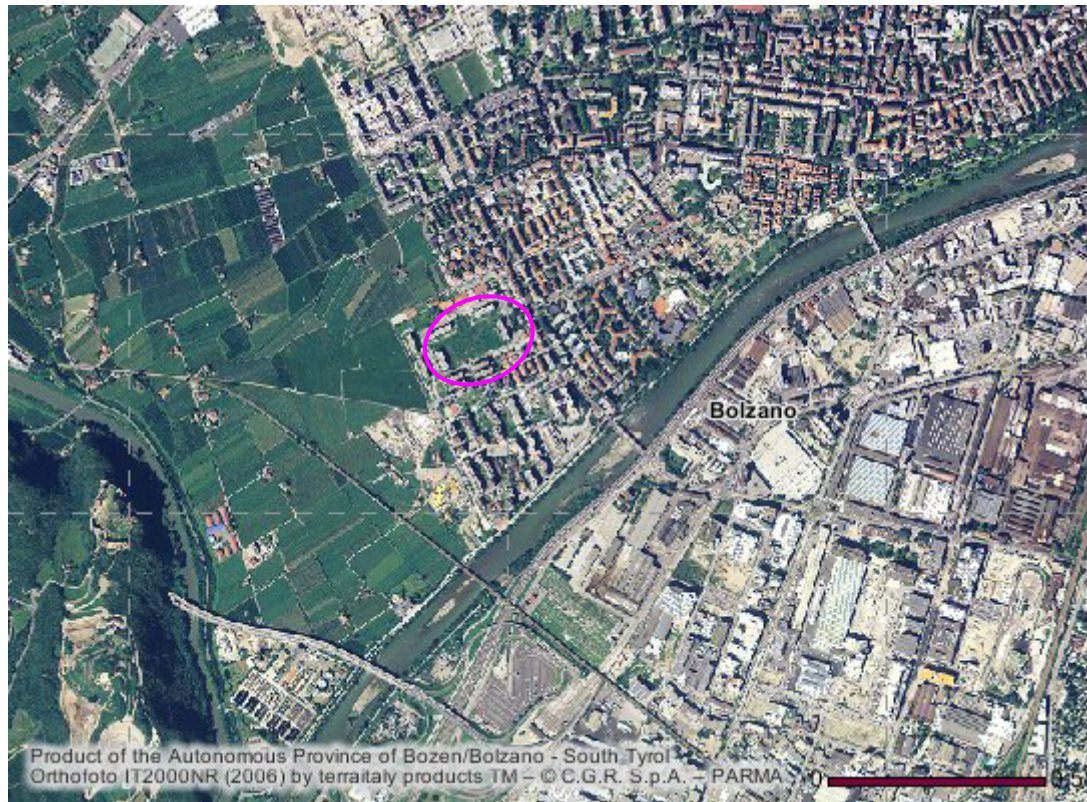


Abb. 1: Untersuchungsgebiet (magenta) auf dem Orthofoto der Autonomen Provinz Bozen



Abb. 2: Detail des Untersuchungsgebietes auf Orthofoto 1:1000 der Aut. Provinz Bozen

4 DURCHGEFÜHRTE ERKUNDUNGEN

Für den Bau der ersten beiden Wohngebäude wurden verschiedene Erkundungen und in aufeinander folgenden Phasen durchgeführt, um den Untergrund im Projektgebiet zu aus geologischer und umweltgeologischer Sicht zu charakterisieren (vgl. [6]), darunter zahlreiche Erkundungen zur Abgrenzung und Erkundung der oberflächigen Aufschüttungen mit Baurestmassen und verschiedensten Abfällen (Schlacken, Asbest, etc., vgl. [6], [8]), wie z.B. Georadar-Erkundungen, Erkundungsschürfe, Umweltanalysen etc.

Daneben wurden auch geologisch-hydrogeologische Erkundungen durchgeführt wie Erkundungsbohrungen oder geotechnische Laborversuche.

4.1 Erkundungsbohrungen

Im Februar-März 2010 wurden auf der Projektfläche 3 Kernbohrungen ausgeführt. Ihre Lage ist im beigefügten Lageplan ersichtlich.

Die Bohrungen bestätigten einige Meter Baurestmassen (mittlerweile entfernt, vgl. Sanierung [6], [9], [10]) gefolgt von sandigen Kiesen, die sich bis in 12-13 m Tiefe ab GOK fortsetzen. Die einzelnen Schichtprofile finden sich im Anhang.

Die Bohrlöcher wurden mit Pegelrohren von 3" Durchmesser ausgestattet.

In den Bohrungen wurden SPT-Versuche durchgeführt. Die Ergebnisse werden in der Folge zusammengefasst und bestätigen generell die mittel-hohe Lagerungsdichte des natürlichen Untergrundes:

Bohrung	Versuchstiefe [m] ab GOK	N _{SPT}	Vorwiegende Bodenart
S1/10	4,5	51	Sand bis Kies
S1/10	6	R	sandige, steinige Kiese
S1/10	9	63	sandige, steinige Kiese
S1/10	12	R	sandige, steinige Kiese
S2/10	4,5	R	sandige, steinige Kiese
S2/10	6	R	sandige, steinige Kiese
S2/10	9	32	sandige, steinige Kiese
S2/10	11,7	39	sandige, steinige Kiese
S3/10	4,5	R	sandige, steinige Kiese
S3/10	6	R	sandige, steinige Kiese
S3/10	9	R	sandige, steinige Kiese
S3/10	12	42	sandige, steinige Kiese

Tab. 1: Bandbreite der SPT-Werte in den Erkundungsbohrungen auf dem Projektareal

4.2 Geotechnische Laborversuche

An einigen Proben aus den Erkundungsschürfen (s. Lageplan im Anhang) wurden Korngrößenanalysen durchgeführt, mit den folgenden Ergebnissen:

Schurf Probe		Tiefe [m] ab GOK	Korngrößenverteilung			Klassifizierung, vorw. Bodenart
			% Kies	% Sand	% Schluff/Ton	
T2	B	1,3-1,5	55,7	44,0	0,2	Kies, stark sandig
T6	A	1,8-2,0	3,9	95,7	0,4	Sand
T11	B	1,8-2,0	2,0	97,4	0,6	Sand
T18	A	1,2-1,4	64,1	35,9	-	Kies, stark sandig

Tab 2: Korngrößenverteilung der untersuchten Bodenproben

4.3 Geotechnische Feldversuche

Im Dezember 2012 wurden auf dem eingebauten Aufschüttungsmaterial im Rahmen der Bodensanierung Lastplatten-Druckversuche durchgeführt (s. Lageplan im Anhang), mit den folgenden Ergebnissen:

PROVA NR.	PRESSIONE MAX MN/m ²	CEDIMENTO MAX PRIMO CICLO DI CARICO mm	MODULO DI DEFORMAZIONE MN/m ²
P1bis Scavo gru edificio sud	0,25	2,50	Ev ₁ = 49,22 Ev ₂ = 119,53
P3bis Scavo gru edificio nord	0,25	1,98	Ev ₁ = 59,06 Ev ₂ = 136,61 Ev ₃ = 141,67
LP1 Pista di manovra	0,25	5,70	Ev ₁ = 19,61 Ev ₂ = 81,38 Ev ₃ = 83,15
LP2 Settore ovest	0,25	8,82	Ev ₁ = 13,82 Ev ₂ = 34,46 Ev ₃ = 39,03
LP3 Settore est (zona delicata)	0,25	6,40	Ev ₁ = 16,46 Ev ₂ = 52,40 Ev ₃ = 54,64
LP4 Settore est (zona delicata)	0,25	10,76	Ev ₁ = 11,01 Ev ₂ = 27,32 Ev ₃ = 31,61

Tab. 3: Ergebnisse der Lastplattenversuche auf den Aufschüttungen der Bodensanierung

Die Lastplattenversuche wurden an verschiedenen Stellen und in unterschiedlicher Tiefe unter aktueller GOK durchgeführt und zeigen eine mittel-hohe Verformbarkeit im ersten Lastzyklus mit Setzungen bis zu 11 mm bei einer Pressung von max. 0,25 MN/m², während im 2. und 3. Zyklus bei gleicher Pressung die Verformungen nur wenige mm betragen.

5 GEOLOGISCHES MODELL

5.1 Allgemeines

Das Projektgebiet liegt tektonisch im Bereich der Südalpinen Einheit, welche im Norden entlang der Periadriatischen Naht an die Ostalpine Einheit grenzt und in Richtung Süden unter die mächtige Füllung der Poebene abtaucht.

Der Felsuntergrund im Untersuchungsgebiet besteht aus Gesteinen der Bozner Quarzporphyrplatte (Etschtaler Vulkanit-Gruppe), welche das südalpine Grundgebirge auf einer Fläche von rund 4000 km² überlagert. Die Quarzporphyrplatte ist ein starrer Gebirgskörper, der sprödetektonisch verformt wurde.

Der Talbodenbereich ist von mächtigen, rezenten Alluvionen gekennzeichnet, die mit Hunderten von Metern das Festgestein überlagern. Diese Lockergesteinsformation dominiert den Bozner Talkessel.

Das Projektgebiet liegt als offene Fläche inmitten von bestehenden Wohngebäuden vor. Sie weist eine rechteckige, WSW-ENE-gerichtete Form von rund 150 x 80 m auf und ist derzeit zum Teil als Baustelleneinrichtungsfläche für eine nahegelegene Baustelle von Militärwohnungen weiter im NW genutzt. Die Fläche ist von einer starken, anthropogenen Überprägung gekennzeichnet (Aufschüttungen), welche den ursprünglichen Geländeverlauf verdeckt.

Das Bauareal ist grundsätzlich eben ausgebildet, die Geländekote liegt bei ca. 245 m Mh.

Im Untersuchungsgebiet sind keine Oberflächengewässer vorhanden.

Die im Projektgebiet auftretenden Lockergesteinsformationen besitzen eine mittlere bis hohe Durchlässigkeit. Die Lage und die jahreszeitlichen Schwankungen des Grundwasserspiegels werden in Bozen anhand eines Grundwassermessstellennetzes aufgezeichnet.

Die drei Bohrungen im Bauareal wurden mit Pegelrohren ausgestattet. Ihre Lage und Kote ist im beigefügten Lageplan der Erkundungen ersichtlich. Der erhobene Grundwasserstand am 04.03.2010 lag zwischen 236,2 und 236,3 m Mh.

In der „Karte des Höchststandes des Bozner Grundwassers im Juli 1997“ wird für das Projektareal eine Kote zwischen 240,25 und 240,5 m Mh. angegeben, mit einer Grundwasserneigung von rund 0,09 % in Richtung SW.

Laut Angaben des Amtes für Gewässernutzung (A. Giuliani, E-mail vom 14.05.2010) ist für das Projektareal eine Aushubgrenze bei 239,0 m Mh. festgelegt.

Laut aktuellem Kenntnisstand erreichen die geplanten Baumaßnahmen (Gründungsebene bei ca. 240,5 m Mh.) das Grundwasser nur in Extremsituationen, wie zum Beispiel im Zeitraum des außergewöhnlich hohen Grundwasserstandes im Jahre 1997.

5.2 Bodenarten

Der Untergrund im Projektgebiet besteht aus künstlichen Aufschüttungen bis zu 3,5-4 m Mächtigkeit (kiesig-sandiges Aushubmaterial aus den Baugruben der bereits errichteten Wohngebäude, untergeordnet Recyclingmaterial (in den obersten 1-1,5 m), im Randbereich des Militärareals auch Reste von Bauschutt), die auf alluvialen Bildungen der natürlichen Untergrundes lagern.

Der natürliche Untergrund besteht im Projektgebiet aus alluvialen Ablagerungen wie fluviatilen Sedimenten von sandig-schluffiger Zusammensetzung, die auf fluviatilen Sedimenten von vorwiegend grobkörniger Zusammensetzung lagern bzw. in diese eingeschaltet sind. In der Folge werden diese Einheiten als alluviale Ablagerungen, feinkörnig sowie alluviale Ablagerungen, gemischt-grobkörnig bezeichnet.

Die Verteilung der verschiedenen Bodenarten (geologisches Modell) ist in den graphischen Anlagen (geologischer Lageplan, geologische Schnitte) dargestellt.

A - KÜNSTLICHE AUFSCHÜTTUNG

Wie aus der Dokumentation zu den durchgeführten Bodensanierungen der Jahre 2011-2013 ([9], [10]) hervorgeht, wurden im Projektbereich erhebliche Mengen an Aufschüttungsmaterial mit Baurestmassen, Betonresten, Schlacken, verschiedenen Abfällen, darunter auch Asbest, entsorgt. Diese älteren Aufschüttungen - die im nördlichen und westlichen Randbereich des Projektareals (anliegend bzw. unterhalb der Grenzmauern) noch vorhanden sind - wurden im Rahmen der Bodensanierung mit Aushubmaterial aus natürlichem Untergrund aus den Baugruben der beiden bereits errichteten Wohngebäude ausgetauscht. Es handelt sich hierbei um kiesig-sandige, gut abgestufte Bildungen. Untergeordnet und insbesondere innerhalb der obersten ca. 1-1,5 m sowie für die Hinterfüllungen im Bereich der beiden fertig gestellten Wohngebäude wurde auch Recyclingmaterial verwendet (natürlich vorkommende Böden vermischt mit aufbereitetem - gesiebttem Abbruchmaterial).

Was die älteren, noch nicht sanierten Aufschüttungen in den Randbereichen des Projektgebietes betrifft, sei festgehalten, dass gemäß der erhaltenen Kenntnisse im Zuge der Sanierung ([9], [10]) Bereiche mit Verdacht auf Asbest oder Abfällen generell angrenzend zu sanierten Bereichen des Militärareals gekennzeichnet wurden (s. geol. Lageplan im Anhang). Bei Aushüben im Randbereich des Projektgebietes (Grenzmauern) muss entsprechend mit der gegebenen Vorsicht und Sorgfalt vorgegangen werden. In den Grenzbereichen muss generell zwischen Aufschüttungen aus der Sanierungsphase Richtung Mitte Militärareal und mit bestätigter Abwesenheit von gefährlichen Stoffen, sowie im Gegensatz dazu außerhalb der sanierten Bereiche bzw. auch außerhalb des Militärareals mit Aufschüttungen, die nicht näher untersucht worden sind und in welchen ein Auftreten von Bauschutt, Asbest, Schlacken oder versch. Abfällen nicht im Vorfeld ausgeschlossen

werden kann. In den beigelegten Schnitten sind die Aufschüttungen des kontrollierten Einbaus im Zuge der Sanierung graphisch eigens dargestellt.

Die Lagerungsdichte der aufgeschütteten Bereiche wird als mittel-gering eingestuft, die hydraulische Durchlässigkeit kann erheblich schwanken von hoch bis gering.

B - ALLUVIALE ABLAGERUNGEN, FEINKÖRNIG

Diese Sedimente weisen eine recht feinkörnige Zusammensetzung auf (Mittel-Feinsand, schwach schluffig mit seltenen Kieselementen), eine braun-beige Farbe und eine feine und ausgeprägte Schichtung, sowohl horizontal, als auch oftmals kreuzgeschichtet. Anhand der durchgeführten Erkundungen sind innerhalb des Projektareals keine sehr feinen Bildungen (Schluffe und Tone) von relevanter Schichtstärke und Ausdehnung zu erwarten. Die Lagerungsdichte variiert von locker bis mitteldicht, die hydraulische Durchlässigkeit wird mit mittel-gering angegeben.

C - ALLUVIALE ABLAGERUNGEN, MITTEL-GROBKÖRNIG

Diese Sedimente zeigen eine gemischt- bis grobkörnige Zusammensetzung (Kies, sandigsteinig) und eine ausgeprägte, verschieden mächtige Schichtung. Die polymikten Klasten sind gut gerundet und imbrikt, gut eingebettet in eine Matrix aus Mittel-Grobsand von grauer Farbe. Es sind auch sandigere Abschnitte (Mittel-Grobsand, seltener feiner) vorhanden, die sowohl in die Kieslagen zwischengeschaltet auftreten, als auch in Meter großen, rein sandigen Körpern mit lateral abruptem Übergang vorkommen. In den grobkörnigen Bereichen treten einzelne Komponenten bis zu einigen dm Durchmesser auf, es wurden keine größeren Blöcke im Meterbereich angetroffen. Anhand der durchgeführten Erkundungen sind im Projektareal innerhalb dieser Einheit keine feinkörnigen Bildungen (Schluffe und Tone) von relevanter Schichtstärke und Ausdehnung zu erwarten. Die Lagerungsdichte ist zumindest mitteldicht bis zu dicht, die hydraulische Durchlässigkeit wird auf mittel-hoch geschätzt.

5.3 Geotechnische Charakterisierung der Bodenarten

Auf Grundlage der geologischen Erhebungen werden folgende für das Vorhaben relevante Bodenarten unterschieden:

- A KÜNSTLICHE AUFSCHÜTTUNG
- B ALLUVIALE ABLAGERUNGEN, FEINKÖRNIG
- C ALLUVIALE ABLAGERUNGEN, MITTEL-GROBKÖRNIG

Die Verteilung der Bodenarten ist in den beiliegenden Plänen graphisch dargestellt. Für die Einheit A wurden die bei der Sanierung kontrolliert eingebauten Aufschüttungen eigens ausgehalten.

Die charakteristischen geotechnischen Bodenkennwerte werden auf Grundlage der Erkundungen am Projektstandort sowie aus Erfahrungswerten von benachbarten Bauvorhaben sowie aus Angaben in der Literatur bestimmt. Grundsätzlich sind diese Angaben im Zuge der Ausführung kritisch zu überprüfen.

A KÜNSTLICHE AUFSCHÜTTUNG

Diese Einheit kommt an der Oberfläche der gesamten Projektfläche mit einer Mächtigkeit von bis 3,5-4 m vor. Es handelt sich um kiesig-sandige, gut abgestufte Böden mit Eigenschaften gemäß der Bodeneinheit C. Untergeordnet (in den obersten ca. 1-1,5 m) wurde auch Recyclingmaterial (vorwiegend sandige Böden vermischt mit aufbereiteten und gesiebten Abbruchresten). In den nördlichen und westlichen Randbereichen des Projektareals sind angrenzend und unterhalb der Grenzmauern noch ältere künstliche Aufschüttungen vorhanden, die nicht untersucht und saniert wurden (mögliche Anteile an Bauschutt oder Verunreinigungen). Das Material besitzt variable und tendenziell schlechtere geotechnische Eigenschaften in Vergleich zu den natürlich gewachsenen Böden. Die Aufschüttungen im Rahmen der Bodensanierungen wurden mit natürlichem Aushubmaterial (sandige Kiese) aus den Baugruben der nahegelegenen Wohngebäude bewerkstelligt und weisen generell günstige geotechnische Eigenschaften auf. diese Bereiche sind nach einer fachgerechten Verdichtung als geeignet für eine Aufstandsfläche der Gründungen einzustufen. Es wird empfohlen, die geotechnischen Eigenschaften im Zuge der Ausführung zu überprüfen und die Eignung zu verifizieren.

Böschungsneigungen in diesem Material sind vor Ort festzulegen und werden für Mächtigkeiten von bis zu 5 m mit etwa 40-45° angegeben.

B ALLUVIALE ABLAGERUNGEN, FEINKÖRNIG

Zusammensetzung: feinsandige Ablagerungen, geringe Schlufffraktion, vereinzelt kiesige Einschlüsse, feine Schichtung von horizontal bis kreuzgeschichtet, mittlere Lagerungsdichte im natürlichen Zustand, rolliger Boden mit leicht bindigen Abschnitten. Diese Einheit kommt bis in ca. 2,2 m unter GOK vor, häufig fehlt sie oder wurde durch Aufschüttungsmaterial ausgetauscht.

Im Sinne von [3] sind die angegebenen Kennwerte als nominelle Parameter angegeben.

Feinsandige Ablagerungen, mehr oder weniger schluffig mit seltenen Kieseinschlüssen, geschichtet, mitteldicht gelagert

$$\gamma' = 18-19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 32-34^\circ$$

$$c' = 0-2 \text{ kN/m}^2 \text{ (scheinbare Kohäsion durch Verhackung und Lagerungsdichte)}$$

$$E_s = 30-60 \text{ MN/m}^2$$

Die angegebenen Werte sind im Zuge der weiteren Untersuchung bzw. bei der Bauausführung aufgrund der tatsächlich angetroffenen Verhältnisse zu überprüfen, gegebenenfalls müssen die Werte korrigiert und entsprechend auch die darauf basierenden Berechnungen angepasst werden.

Die Wasserdurchlässigkeit wird in der Größenordnung von 1×10^{-4} m/s bis 1×10^{-6} m/s geschätzt.

C ALLUVIALE ABLAGERUNGEN, MITTEL-GROBKÖRNIG

Zusammensetzung: kiesig-sandige Ablagerungen, fehlende Feinkornfraktion, vereinzelt Steine bis $D = \text{ca. } 0,5 \text{ m}$, horizontale Schichtung, hohe bis sehr hohe Lagerungsdichte im natürlichen Zustand, rolliger Boden.

Die SPT-Versuche im Bohrloch ergaben N_{SPT} -Werte von min. 32 und vorwiegend über 50, bzw. R. Daraus ergibt sich eine zumindest dichte Lagerung der auftretenden Lockergesteine. In den Laborversuchen wurde die folgende Korngrößenverteilung ermittelt: Kies in reichlich grobsandiger Matrix, örtlich eine rein sandige Zusammensetzung aus Mittelsand, die Feinfraktion fehlt zumeist.

Im Sinne von [3] sind die angegebenen Kennwerte als nominelle Parameter angegeben.

Kies mit Steinen und Sand, gerundete Komponenten, geschichtet, zumindest dicht gelagert

$$\gamma' = 19-21 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 35-37^\circ$$

$$c' = 0-1 \text{ kN/m}^2 \text{ (coesione apparente per imbricazione e densità in sito)}$$

$$E_s = 40-80 \text{ MN/m}^2$$

Die angegebenen Werte sind im Zuge der weiteren Untersuchung bzw. bei der Bauausführung aufgrund der tatsächlich angetroffenen Verhältnisse zu überprüfen, gegebenenfalls müssen die Werte korrigiert und entsprechend auch die darauf basierenden Berechnungen angepasst werden. Insbesondere der Steifigkeitsmodul muss mit geeigneten Versuchen (z.B. Lastplattenversuche) überprüft werden.

Die Wasserdurchlässigkeit wird in der Größenordnung von 1×10^{-2} m/s bis 1×10^{-3} m/s geschätzt.

6 ANGABEN ZUM BAUWERK

Vom Planer wurden die folgenden Angaben zum geplanten Bauwerk geleifert:

Bauwerkstyp (Tipo di costruzione): 3

Lebensdauer: $V_N \geq 100$ a

Benützungsklasse (Classe d'uso) bzgl. Seismik: Klasse III -> Koeffizient $C_U = 1$

Wiederkehrzeit der seismischen Einwirkung $V_R = V_N \times C_U = 100 \times 1 = 100$ a

Die Fundamentebene ist auf ca. 241 m vorgesehen, bzw. in einer Tiefe von ca. 4,5 m im Endzustand.

7 SEISMISCHE EINWIRKUNG

7.1 Allgemeines

Die neuen technischen Bauwerksnormen (NTC 2008) sehen eine Definition der seismischen Grundgefährdung (pericolosità sismica di base) des Bauareals vor, um die seismische Einwirkung auf das spezifische Projekt zu bestimmen.

Zu diesem Grund müssen folgende Parameter definiert werden:

a_g – maximale Horizontalbeschleunigung

F_0 – maximaler Wert des Verstärkungsfaktors des Spektrums in horizontaler Beschleunigung

T_c^* – Periode des anfänglichen Abschnittes mit konstanter Geschwindigkeit des Spektrums in horizontaler Beschleunigung;

Die Werte von a_g , F_0 e T_c^* finden sich in Tabelle 1 in Anhang B von **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** für 10751 Rasterpunkte, in welche das nationale Gebiet unterteilt wurde (aufgelistet nach geographischer Länge und Breite).

7.2 Baugrundklassen

Ohne über spezifische Untersuchungen zu verfügen, wird ein vorläufiges und vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der seismischen Baugrundklasse angewandt, welches sich auf eine Bodenansprache aufgrund der durchgeführten Erkundungen und daraus abgeleiteten Bodenkategorie gemäß nachfolgender Tabelle stützt (Tabelle 3.2.II aus NTC). Anhand der durchgeführten Erkundungen wird der Untergrund im untersuchten der Baugrundklasse B zugeordnet.

Klasse categoria	Beschreibung/descrizione
A	anstehendes Festgestein oder sehr steife Böden mit $V_{s,30}$ über 800 m/s, eventuell unter maximal 3 m Verwitterungsschicht
B	weicher Fels und rollige, sehr dicht gelagerte Böden oder bindige, sehr feste Böden mit einer Mächtigkeit >30 m, gekennzeichnet durch eine mit der Tiefe zunehmende Festigkeit und mit $V_{s,30} = 360$ bis 800 m/s (bzw. $NSPT_{,30} > 50$ in den rolligen Böden und $c_{u,30} > 250$ kPa in den bindigen Böden)
C	rollige, mitteldicht gelagerte Böden oder bindige, halbfeste Böden mit einer Mächtigkeit >30 m, gekennzeichnet durch eine mit der Tiefe zunehmende Festigkeit und mit $V_{s,30} = 180$ bis 360 m/s (bzw. $15 < NSPT_{,30} < 50$ in den rolligen Böden und $70 < c_{u,30} < 250$ kPa in den bindigen Böden)
D	rollige, locker gelagerte Böden oder bindige, nichtkonsolidierte Böden mit Mächtigkeit >30 m, gekennzeichnet durch eine mit der Tiefe zunehmende Festigkeit und mit $V_{s,30} < 180$ m/s (bzw. $NSPT_{,30} < 15$ in den rolligen Böden und $c_{u,30} < 70$ kPa in den bindigen Böden)
E	Böden der Baugrunderklassen C oder D mit einer Mächtigkeit <20 m, über einem steifem Untergrund (mit $V_s > 800$ m/s)

Tabelle: Baugrunderklassen gem. Tabelle 3.2.II (NTC) mit hervorgehobener Klasse im betreffenden Areal

7.3 Stratigraphischer und topographischer Korrekturfaktor

Stratigraphischer Korrekturfaktor:

Für Untergrund der Kategorie A haben die Koeffizienten S_s und C_c den Wert 1, während für die Kategorien B, C, D und E die Koeffizienten S_s und C_c in Abhängigkeit der Werte von F_0 und T_c^* ermittelt werden - gemäß Ableitung in der nachfolgenden Tabelle (Tab. 3.1.V – NTC), wobei g der Erdbeschleunigung entspricht und die Zeit in Sekunden anzugeben ist.

Klasse categoria	S_s	C_c
A	1.0	1.0
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Tabelle: Ermittlung der Koeffizienten S_s und C_c gem. Tabelle 3.1.V (NTC)

Topographische Korrektur:

Für die Berücksichtigung der topographischen Verhältnisse werden vorerst – ohne über eine spezifische seismische Untersuchung des Standortes zu verfügen – die in der nach-

folgenden Tabelle angeführten topographischen Korrekturwerte S_T verwendet (Tab. 3.2.VI, NTC).

Kategorie categoria	Lage des Bauwerkes ubicazione	S_T
T1	in Ebene, an Hänge u. isolierten Erhebungen, mittl. Neigung $\beta < 15^\circ$ Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con incl. media $i < 15^\circ$	1.0
T2	am Hang mit Neigung $\beta > 15^\circ$ Sommità del pendio con $i > 15^\circ$	1.2
T3	oberhalb Hang, Neigung $15^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$ Cresta del rilievo con $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.3
T4	oberhalb Hang, Neigung $> 30^\circ$ Cresta del rilievo con $i > 30^\circ$	1.4

Tabelle: Koeffizient S_T gem. Tabelle 3.2.VI (NTC)

7.4 Risiko Bodenverflüssigung

Der Untersuchungsbereich liegt in einem gering seismischen Gebiet mit erwarteten Beschleunigungen, die unterhalb der Werte gemäß NTC Kap. 7.11.3.4.2 liegen, für welche eine Verflüssigung der Böden auftreten kann.

Im untersuchten Bereich wurden außerdem keine Böden angetroffen, die als verflüssigbar einzustufen sind (lockere, enggestufte und wassergesättigte Sande).

7.5 Kennwerte für den Grad der seismischen Gefährdung

Nachfolgend die Zusammenstellung der Daten zur seismischen Charakterisierung für das Projektgebiet:

Baugrundklasse	Klasse B: Weicher Fels und rollige, sehr dicht gelagerte Böden oder bindige, sehr feste Böden mit einer Mächtigkeit > 30 m, gekennzeichnet durch eine mit der Tiefe zunehmende Festigkeit und mit $V_{s,30} = 360$ bis 800 m/s (bzw. $NSPT_{30} > 50$ in den rolligen Böden und $c_{u,30} > 250$ kPa in den bindigen Böden)
Topographische Kategorie	T1
Stratigraphische Korrektur	Ss und Cc der Klasse B
Topographische Korrektur	$ST = 1.0$
Bauwerkstyp	3 – strategisches oder wichtiges Bauwerk mit einer Lebensdauer von $V_N \geq 100$ Jahre
Benützungsklasse des Bauwerks	II. – gewöhnliche Menschenansammlung
Seismische Zone	4

Tabella: Eckdaten zur seismischen Charakterisierung

Mithilfe von [16] wurden die lagespezifischen seismischen Kennwerte ermittelt, die in der Folge dargestellt werden.

Indica una determinata relazione di calcolo compreso report grafica.

Via: n°:
 Comune: Cap:
 Provincia:

WGS84 (°)
 Latitudine:
 Longitudine:

Isole: --Seleziona--

Latitudine: 46.484215 Longitudine: 11.317370
 (1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine: 46,485103 Longitudine: 11,318399

Classe dell'edificio
 II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Cu = 1

Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)
 Interpolazione

Stato Limite

	Tr [anni]	a ₀ [g]	F ₀	T ₀ [s]
Operatività (SLO)	60	0,026	2,509	0,197
Danno (SLD)	101	0,032	2,488	0,233
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,062	2,696	0,381
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,075	2,789	0,415
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie
☒ Stabilità dei pendii e fondazioni
☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
 us (m)

Categoria sottosuolo
 Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *	1,20	1,20	1,20	1,20
Amplificazione stratigrafica				
Cc *	1,52	1,47	1,33	1,31
Coeff. funz. categoria				
St *	1,00	1,00	1,00	1,00
Amplificazione topografica				

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,006	0,008	0,015	0,018
kv	0,003	0,004	0,007	0,009
Amax [m/s²]	0,311	0,378	0,734	0,878
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

* I valori di Ss, Co ed St possono essere variati.

(1)* Il software converte i dati del sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.
 (2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

Tabelle: Mit der freien Software GeoStru ermittelte, lagespezifische seismische Parameter

8 GEOTECHNISCHE GROBBEURTEILUNG

8.1 Allgemeines

Die neuen technischen Bauwerksnormen (NTC) sehen eine Bewertung der unterschiedlichen Grenzzustände, die im Laufe der Lebensdauer eines Bauwerks auftreten können, vor.

Für jeden Grenzzustand muss die Bedingung $E_d \leq R_d$ erfüllt sein, wo E_d der Projektwert der Belastung oder deren Auswirkungen ist, während R_d den Projektwert der Festigkeit des Systems Boden darstellt.

Die gegenständlichen Ausführungen stellen eine geotechnische Grobbewertung des Systems der Bodenfestigkeit R_d im System Gründung-Boden dar, unter Annahme einer Streifenfundament mit 1 m Breite und 0,5 m Stärke (angen. spez. Gewicht 24 kN/m³).

Für die effektiven Lasten und die strukturellen Aspekte sowie die geotechnischen Nachweise wird auf das "Statische und geotechnische Projekt" des Ausführungsprojektes verwiesen.

Im Falle von Flachgründungen werden die Nachweise im Grenzzustand (SLU) für die Tragfähigkeit des Systems Gründung-Boden erbracht.

Angesichts der Gründungsebene in mindestens 4,5 m Tiefe ab GOK wird der Nachweis gegen Gleiten nicht erbracht.

Für die Nachweise gegen Grundbruch wurde der Ansatz 1 (DA1 nach EC7) gewählt, welcher für Flachgründungen die Berücksichtigung beider Kombinationen vorsieht: Kombination 1 - STR (A1 + M1 + R1) und Kombination 2 - GEO (A2 + M2 + R2).

Die Buchstaben A, M und R stehen dabei für die anzuwendenden Teilsicherheiten bezüglich der Lasten (A), der Material-/Bodenfestigkeiten (M) sowie der globalen Festigkeit des gesamten Systems (R)

Die Werte der Teilsicherheiten sind in der folgenden Tabelle aus NTC wiedergegeben:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno				
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.			
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabellen: Tabellarische Zusammenfassung der zu verwendenden Teilsicherheiten für A, M und R bei den verschiedenen Ansätzen

8.2 Charakteristische geotechnische Kennwerte

In Hinblick auf die stratigraphische Abfolge, betreffen die geplanten Bauwerkslasten die Schichten der Bodenart C, gemischt- bis grobkörnige Alluvionen (vgl. geologische Schnitte), das Grundwasser wird in konservativer Hinsicht mit einem GW-Spiegel auf Höhe der Gründungsebene angesetzt (gesättigte Böden unterhalb der Gründungen mit einer Wichte unter Auftrieb γ' , ungesättigten Boden als lithostatische Auflast mit einer Wichte γ , welchen die Aufschüttungen A und die Bodenarten B und C umfasst).

Die in den geotechnischen Berechnungen verwendeten charakteristischen Kennwerte werden auf Grundlage der in Kap. 5.3 angegebenen Bandbreiten gewählt:

$$\gamma_k [\text{Bodenart C}] = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_k [\text{Bodenart C}] = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_k [\text{lithostatische Auflast}] = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_k = 35^\circ$$

$$c_k = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{sk} = 50 \text{ MN/m}^2$$

$$k_{fk} = 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$a_g/g = 0,062$$

Die angegebenen Kennwerte sind im Zuge der Untersuchungen und der Ausführungsphase aufgrund der effektiv angetroffenen Situation zu verifizieren und eventuell anzupassen bzw. sind in der Folge notfalls auch die entsprechenden Berechnungen und Nachweise zu überarbeiten.

8.3 Grobbestimmung der Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit des Gründungsbodens wurde über eine allgemeine Formel nach Brinch-Hansen (1970), einer Ausweitung der Gleichung nach Terzaghi (1943) abgeschätzt, wobei die Kennwerte für Bodeneinheit C gemäß vorangehendem Punkt verwendet und im Sinne der Teilsicherheiten A, M und R reduziert wurden.

Unter Annahme von vertikale Bauwerkslasten auf die Gründungen, einem ebenen Gelände sowie ebener Aufstandsfläche sowie einer Kohäsion gleich null ergibt sich die folgende Formel in Bezug auf die Bodenfestigkeit:

$$R_d = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot B \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad \text{mit}$$

N_q, N_γ = Tragfähigkeitsbeiwerte, abhängig vom korrigierten ϕ_d

B, L = Breite und Länge der betrachteten Gründung

s_q, s_γ = Formbeiwerte der Gründung

d_q, d_γ = Faktoren zur Tiefe der Aufstandsfläche, mit d_γ stets gleich 1

q = Überlagerungsdruck am Gründungsrand = $\gamma_k \cdot D$ mit

D = Einbindetiefe der Gründung, die vorsichtshalber nur der Stärke der Gründung entspricht (Bauzustand mit offener Baugrube, fehlende Einschüttung an der Innenseite), im Endzustand sind eine Einbindung an der Außenseite von ca. 4,5 m und an der Innenseite eine Bauwerkslast anzusetzen mit einer daraus folgenden, deutlich höheren Tragfähigkeit).

8.3.1 Ansatz 1 – Kombination 1 (A1+M1+R1)

Während die Beanspruchungen (hypothetisch, hier nicht berücksichtigt) um einen Faktor 1,3 für ungünstige ständige Einwirkungen (A1) zu erhöhen sind, bleiben die Bodenkennwerte unverändert (M1) und am Gesamtsystem wird für die Tragfähigkeit ein Sicherheitsfaktor von erneut 1,0 (R1) angewandt.

Daraus ergibt sich für $\phi_d = 35^\circ$:

B [m]	L [m]	D [m]	N_q	N_γ	s_q	s_γ	d_q	q [kN/m ²]
1	19	0,5	33,3	33,9	1,04	0,98	1,15	72

Daraus entsprechend ein $R_d / 1$ (für R1) = 516 kN/m²

unter Berücksichtigung einer seismischen Einwirkung folgt hingegen

$R_d / 1$ (für R1) = 421 kN/m².

8.3.2 Ansatz 1 – Kombination 2 (A2+M2+R2)

Bei diesem Ansatz bleiben die Beanspruchungen (hypothetisch, hier nicht berücksichtigt) unverändert für ständige Einwirkungen (A2), wohingegen die Bodenkennwerte um den Faktor 1,25 für die Tangente von ϕ (M2) abgemindert werden und am Gesamtsystem für die Tragfähigkeit ein Sicherheitsfaktor von 1,8 (R2) angewandt wird.

Daraus ergibt sich für ϕ ein korrigierter $\phi_d = 29^\circ$:

B [m]	L [m]	D [m]	N_q	N_γ	s_q	s_γ	d_q	q [kN/m ²]
1	19	4,5	16,44	12,84	1,03	0,98	1,15	72

Daraus entsprechend ein $R_d / 1,8$ (für R2) = ca. 132 kN/m²

unter Berücksichtigung einer seismischen Einwirkung folgt hingegen

$R_d / 1,8$ (für R2) = 108 kN/m².

8.4 Abschätzung der Setzungen

Für die Abschätzung der Setzungen wurde in Anbetracht der rolligen Böden (ohne verformbare Schichten) die Methode nach Burland & Burbidge (1984) verwendet.

Diesbezüglich wurde folgende Formel verwendet:

$$S = f_s \cdot f_t \cdot f_H \cdot [\sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot I_c/3 + (q' - 2/3 \cdot \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c]$$

mit

S = Setzung in [mm]

σ'_{v0} = Sohldruck auf Gründungsebene (kN/m²)

B = Breite der Fundamente (m)

q' = Bodenpressung (kN/m²); konservativ mit 300 kN/m² für die gegenständliche Betrachtung angenommen (max. Projektlasten ca. 276 kN/m);

I_c = Konsolidationsbeiwert ($1,706/N_{AV}^{1,4}$)

N_{AV} = Mittelwert N_{SPT} bis zur Tiefe z_i

z_i = signifikante Bodentiefe in Abhängigkeit von B

f_s, f_t, f_H = Korrekturbeiwerte zu Form der Gründungen, Zeit und zusammendrückbare Schichtstärken

Um die verschiedenen Bereiche für eine komplexe Gründungsgeometrie (Platten und Streifen) berücksichtigen zu können, wurde für die Ermittlung der Einwirktiefe eine Bodenplatte von 30 m x 35 m berücksichtigt mit einer signifikanten Bodentiefe z_i von ca. 13 m.

Es wird der mittlere N_{SPT} -Wert aus den erkundeten Bodenbereichen herangezogen. wie in Kap. 4.1 angeführt mussten die Versuche zumeist aufgrund von zu hohem Eindringwiderstand abgebrochen werden (R), aus den 5 verfügbaren N_{SPT} -Wert lässt sich ein Mittelwert von 45 ermitteln (sehr vorsichtig in Hinblick auf die zahlreichen abgebrochenen Versuche mit deutlich höheren Schlagzahlen).

In der Folge werden die Sofortsetzungen sowie die langfristigen Gesamtsetzungen (30 Jahre) ermittelt.

$$N_{AV} = 45$$

$$I_c = 0,008$$

$$\sigma'_{v0} = 18 \text{ kN/m}^3 \times 4,5 \text{ m} = 81 \text{ kN/m}^2$$

$$f_s = [(1,25 \times L/B) / (L/B + 0,25)]^2 = \text{variabel in Abhängigkeit der Fundamentform}$$

$$f_{t \text{ 30 anni}} = 1 + 0,3 + 0,2 = 1,5$$

$$f_H = 1 \text{ (Einheitsstärke, ohne stärker verformbare schichten)}$$

daraus folgt für ein Streifenfundament mit den angenommenen Lasten:

$$q' = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$B = 1 \text{ m}$$

$$L = 19 \text{ m}$$

$$f_s = [(1,25 \times L/B) / (L/B + 0,25)]^2 = 1,52$$

und daraus

$$\text{Sofortsetzung } S_{imm} = 2,3 \text{ mm}$$

$$\text{Gesamtsetzung nach 30 Jahren } S_{tot} = f_{t \text{ 30 anni}} \times S_{imm} = 3,4 \text{ mm}$$

Unter Berücksichtigung einer Setzung von ca. 3,5 mm und angenommenen Bereichen mit Setzung gleich null ergibt sich eine Differentialsetzung von:

$$\Delta S_{max} = 3,5 \text{ mm}$$

Bei einer solchen Differentialsetzung auf 5 m Entfernung ergibt sich eine Verdrehung von

$$\beta = 0,0035 \text{ m} / 5 \text{ m} = \text{ca. } 1/1400$$

und somit deutlich unterhalb der zulässigen Winkelverdrehungen für Stahlbetonbauwerke, die in der Regel mit 1/300 bis 1/500 angegeben werden.

9 BAUGEOLOGISCHE EMPFEHLUNGEN

9.1 Allgemeines

Der Aushub betrifft vorwiegend - sowohl in Bezug auf die Tiefe, als auch die flächige Erstreckung - einen jüngst ausgehobenen (Bodensanierung) und wieder verfüllten Bereich. Entsprechend betrifft der Aushub ausschließlich Lockergestein, vorwiegend bestehend aus 3,5-4 m kiesig-sandigen Aufschüttungen. Die Baugrube liegt über dem aktuellen Grundwasserspiegel und im Nahbereich des historisch maximal verzeichneten Standes. Im Rahmen der Aushübe für die Bodensanierung bis in vergleichbare Tiefen wurden keine Wasserzutritte festgestellt.

Bei der Ausführung ist die geologische Prognose laufend zu überprüfen. Bei eventuell festgestellten Abweichungen sind Anpassungen / Änderungen der geplanten Stützmaßnahmen in Abstimmung zwischen dem Geologen und dem Planer bzw. Bauleiter vorzusehen.

9.2 Aushub

Das Projekt sieht einen Aushub mit Geländeeinschnitten von bis zu ca. 3,5-4,5 m vor. Diese Einschnitte befinden sich in der Regel in ausreichend großer Entfernung zu bestehenden angrenzenden Strukturen (Wohngebäude, Stützmauern etc.), mit Ausnahme der nördlichen Grenzmauer, wo auf einer Länge von rund 27 m das Gebäude bis auf ca. 3,5 m an die Grenzmauer heranreicht. Es wird darauf hingewiesen, dass in diesem Grenzbereich die Bodensanierungen nicht bündig bis an die Grenzmauer durchgeführt wurden und diese Bereiche sowie die Bereiche jenseits der Grenzmauer noch Baurestmassen und auch Verunreinigungen aufweisen können (vgl. geol. Lageplan und Schnitte im Anhang).

Aus umwelttechnischen Gründen wird deshalb empfohlen, auf Grabungen im unmittelbaren Nahbereich der Grenzmauer zu verzichten und eventuell einen Verbau vorzusehen, um Instabilitäten im Bereich der Grenzmauer zu vermeiden und in der Folge auf nicht sanierte Bodenbereiche eingreifen zu müssen. Insbesondere im NE-Abschnitt dieses Bereiches wurden in der Bodensanierung in der Nähe der Grenzmauer asbesthaltige Aufschüttungen angetroffen, weshalb auch in der angrenzenden, nicht sanierten Zone ein Verdacht auf Asbest besteht.

Der zulässige Neigungswinkel für temporäre Böschungen bis zu 5 m Höhe und ohne zusätzliche Lasten am oberen Böschungsrand wird mit 40-45° angegeben und soll vor Ort überprüft werden.

9.3 Gründungen

Die Gründungsebene liegt an bzw. leicht über der Grenze von natürlichen Untergrund zu den Aufschüttungen, die im Rahmen der Bodensanierung eingebaut wurden. In diesem Bereich wurden Aufschüttungen mit günstigen geotechnischen Eigenschaften in Hinblick auf das 3. Wohngebäude verwendet.

Die Gründungsebene muss auf jeden Fall aus geologischer Sicht begutachtet und die geotechnischen Eigenschaften versuchstechnisch überprüft werden. Es wird eine weitere Verdichtung der Aufschüttungen notwendig sein, im Falle von feinkörnigen Böden mit unzulänglichen Verformungseigenschaften ist ein Bodenaustausch mit geeignetem und verdichtetem Material vorzusehen

Es ist darauf zu achten, dass lokale Bereiche mit feinkörnigerer Zusammensetzung nicht aufgeweicht werden und dass es zu keiner Auswaschung durch unterirdischen Wasserfluss kommt. Die Fundament-Aufstandsflächen sollen bei Ungleichheit hinsichtlich Zusammensetzung und Lagerungsdichte homogenisiert werden. Die Fundamentebene soll vor Einbau der Sauberkeitsschicht maschinell verdichtet werden.

Die auf Fundamentebene oder unterhalb der dort vorhandenen Aufschüttungen anstehenden Lockergesteine werden im naturnahen Zustand als gut tragfähig eingeschätzt. Die lithostatische Vorbelastung auf Fundamentebene entspricht unter den aktuellen Bedingungen rund $4 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 72 \text{ kN/m}^2$. Angesichts der geotechnischen Eigenschaften der anstehenden Lockergesteine mit $E_s \geq 40 \text{ MN/m}^2$ sind aufgrund der Bauwerkslasten in der Größenordnung von 200 kN/m^2 keine signifikanten Setzungen zu erwarten.

Die Gründungen sind im Detail aufgrund der effektiv angetroffenen Bodenverhältnisse und der geotechnischen Eigenschaften zu überprüfen.

9.4 Wasser

Der Grundwasserstand kann im Falle von außerordentlichen Hochständen bis auf das Niveau der Fundamentebene ansteigen. Es wird deshalb die Errichtung von begehbaren Inspektions-/Sicker-/Pumpschächten an den Außenseiten des Gebäudes (ca. 4 Stück pro Gebäude) empfohlen.

Entlang von Schichten und Linsen mit einer gering durchlässigen Basisfläche können witterungsabhängig kleinere Grundwasserzutritte in die Baugrube gelangen. Eventuelle größere Wasserzutritte – sofern natürlichen Ursprungs und nicht zu unterdrücken – sind an der Baugrubenböschung, nach Möglichkeit am Austrittsort zu fassen und schadlos abzuleiten. Generell sollte in den grobkörnigen Sedimenten eine gute Versickerungsleistung gewährleistet sein, andernfalls muss eine Wasserhaltung vorgesehen werden. Bei den Bodensanierungen bis in vergleichbare Tiefe wurden keine Wasserzutritte festgestellt.

Sofern eine Regenwasserversickerung vorgesehen wird, sind die entsprechenden Versickerungsbauwerke (Schächte, Gräben) einzuplanen. Empfohlen wird in einem auszumachenden Bereich auf der Talseite (Strömungsrichtung des Grundwassers) eine Serie von Sicker-schächten, die mit Rohren verbunden sind und ausreichend tief unter die Bebauung reichen. Die genaue Bemessung wird anhand von Versickerungsversuchen in situ empfohlen.

* * *

Brixen im Dezember 2015

10 PREMESSA

Nell'area militare in via Resia a Bolzano è prevista da parte dell'Ufficio Edilizia ovest della Provincia Autonoma di Bolzano la realizzazione di una terza palazzina di residenze militari - ad integrare le due palazzine già eseguite sul sito.

Lo studio d'ingegneria EUT srl di Bressanone è stato incaricato con l'elaborazione della relazione geologica e della relazione geotecnica in merito.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (ed a quanto stabilito dai D.M. 11.03.88 nel caso di applicazione del metodo alle tensioni ammissibili), fa riferimento alla relazione geologica e costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione ad edificare. La presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno dovrà essere integrata in fase esecutiva con tutte le previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui al capitolo 6.2.3. delle NTC.

11 DATI DI BASE E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

11.1 Quadro normativo

- [17] DM 11.03.1988, "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" con Circolare LL.PP. 24/9/1988 n. 30483;
- [18] Delibera della G.P. n. 4047 del 06.11.2006 sulle "disposizioni per le opere edili antisismiche";
- [19] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE: Decreto 14 gennaio 2008, (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - S. O. n. 30) Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

11.2 Documentazione specifica

- [20] Estratti dalla documentazione progettuale sul progetto esecutivo "Costruzione di residenze militari in via Resia a Bolzano - 3° palazzina", Dr. Arch. K. Kerschbaumer & H. Pichler, febbraio 2015, ric. in forma digitale in dicembre 2015;
- [21] Relazione Geologica relativa al progetto di Costruzione di residenze militari in via Resia a Bolzano - 3° palazzina, EUT srl, Dr. A. Psenner, 10.12.2015;

- [22] Relazione Geotecnica sulla "Costruzione di alloggi militari in via Resia a Bolzano", EUT Srl, Dr. A. Psenner, maggio 2010;
- [23] "Costruzione di alloggi militari in via Resia a Bolzano - Progetto esecutivo Bonifica ambientale e movimenti terra", EUT Srl, luglio/ottobre 2010;
- [24] "Costruzione di alloggi militari in via Resia a Bolzano - Progetto esecutivo Smaltimento materiale contenente amianto e bonifica ambientale celle E1+E2", EUT Srl, ottobre 2010;
- [25] Documentazione stato finale dei lavori di Bonifica ambientale e movimenti terra per la "Costruzione di alloggi militari in via Resia a Bolzano", EUT Srl, aprile 2013;
- [26] Relazione finale "Costruzione di alloggi militari in via Resia a Bolzano - Bonifica ambientale e movimenti terra", EUT Srl, settembre 2013;
- [27] Rilievo topografico dell'area, Geom. E. Leccacorvi, settembre 2009, ric. per e-mail in data 24.09.2009;
- [28] Sondaggi geognostici, Landservice scrl, febbraio-marzo 2010;
- [29] Risultati delle analisi geotecniche, Geolabor sas, marzo 2010;
- [30] Risultati delle prove geotecniche in sito, Geolabor sas, gennaio 2013;
- [31] Bibliografia specifica in geotecnica;
- [32] Software libero GeoStru – parametri sismici (www.geostru.com).

Lo stato di conoscenza della presente relazione si basa inoltre su rilievi generali come informazioni ed esperienze da progetti realizzati nelle vicinanze dell'area di progetto attuate.

12 DESCRIZIONE DEL SITO E DEL PROGETTO

L'area di progetto si trova nella parte meridionale della conca di Bolzano, ad ovest di via Resia, a ca. 400 m di distanza dal fiume Isarco e ad una quota di ca. 245 m slm.

L'area militare presenta una forma rettangolare e confina su tutti i lati con altre aree costruite. Negli anni 2011-2013 il sito è stato bonificato dal punto di vista ambientale rimuovendo un consistente ed irregolare strato superficiale di riporti contenenti materiali di demolizione e rifiuti di vario tipo (cfr. [6], [9], [10]).

Nell'ambito della bonifica spinta fino al raggiungimento del sottosuolo naturale sono stati realizzati anche gli scavi di fondazione delle due palazzine ormai realizzate nei quadranti SW e SE dell'area militare. Il presente progetto prevede la realizzazione di una terza palazzina nel quadrante NW (v. planimetrie in allegato) ed inoltre una sistemazione esterna con un parco ed accesso stradale nel quadrante NE (non oggetto del presente studio).

La bonifica ambientale nel quadrante NW ha comportato lo scavo e la rimozione di materiale fino a ca. 3,5-4 m sotto p.c. attuale ed il rinterro con materiale di scavo naturale dagli scavi di fondazione delle prime due palazzine ed in maniera subordinata con materiale riciclato. Per lo scavo di fondazione della terza palazzina si necessitano intagli fino a ca. 5 m al di sotto del piano campagna attuale e che interessano maggiormente materiali riportati in occasione della bonifica ambientale (cfr. sezioni in allegato). Verso i bordi (muri di confine) ci si è avvicinati con la bonifica ambientale il più possibile a scarpata libera e senza compromettere la stabilità dei muri di confine. Qui e nelle aree adiacenti all'esterno dell'area militare non è avvenuta la bonifica/sostituzione dei materiali di riporto superficiali.

L'accesso all'area di progetto avviene da est attraverso la via Resia e stradine interne.



Fig. 1: Area di studio (magenta) sull'ortofoto della Prov. Auton. di Bolzano



Fig. 2: Dettaglio dell'area di studio sull'ortofoto 1:1000 Bolzano della Provincia Aut. di Bolzano

13 INDAGINI ESEGUITE

Per la realizzazione delle prime due palazzine è stata eseguita una serie di indagini di varia natura ed in più fasi per potere caratterizzare il sottosuolo presente nell'area di progetto dai punti di vista geologico e geo-ambientale (cfr. [6]), con numerose indagini finalizzate a delimitare e caratterizzare lo strato superficiale di riporti contenenti materiali di demolizione e rifiuti di vario tipo (scorie, amianto ecc., cfr. [6], [8]), quali un'indagine con georadar, scavi d'ispezione, analisi ambientali di laboratorio ecc.

Tuttavia sono state eseguite anche indagini di natura prettamente geologico-idrogeologica quali sondaggi geognostici ed analisi geotecniche di laboratorio.

13.1 Sondaggi geognostici

Nel febbraio-marzo 2010 sono stati eseguiti 3 sondaggi a carotaggio continuo sull'area di progetto, la loro posizione si evince dalla planimetria indagine allegata.

Essi hanno riscontrato qualche metro di materiale di demolizione (nel frattempo rimosso, cfr. bonifica [6], [9], [10]) seguito da ghiaie sabbiose che sono state riscontrate fino alla profondità finale di 12-13 m da piano campagna. Le singole stratigrafie sono allegate alla presente relazione.

I fori di sondaggio sono stati attrezzati con tubi piezometrici di 3" di diametro.

Nei sondaggi geognostici sono state effettuate delle prove SPT. I risultati in merito sono riassunti di seguito e confermano la densità in sito generalmente medio-alta dei terreni naturali:

Sondaggio	Prof. di prova [m] sotto p.c.	N _{SPT}	Terreno prevalente
S1/10	4,5	51	sabbia passante a ghiaia
S1/10	6	rifiuto	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S1/10	9	63	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S1/10	12	rifiuto	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S2/10	4,5	rifiuto	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S2/10	6	rifiuto	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S2/10	9	32	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S2/10	11,7	39	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S3/10	4,5	rifiuto	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S3/10	6	rifiuto	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S3/10	9	rifiuto	ghiaia sabbiosa e ciottolosa
S3/10	12	42	ghiaia sabbiosa e ciottolosa

Tab. 1: range dei valori SPT nei sondaggi geognostici nell'area di progetto

13.2 Analisi geotecniche di laboratorio

Su alcuni campioni prelevati da scavi (cfr. planimetria delle indagini allegata) sono state eseguite analisi granulometriche con i seguenti risultati:

scavo campione		profondità [m] dal p.c	distribuzione granulometrica			classificazione, terreno prevalente
			% ghiaia	% sabbia	% limo/argilla	
T2	B	1,3-1,5	55,7	44,0	0,2	ghiaia con sabbia
T6	A	1,8-2,0	3,9	95,7	0,4	sabbia
T11	B	1,8-2,0	2,0	97,4	0,6	sabbia
T18	A	1,2-1,4	64,1	35,9	-	ghiaia con sabbia

Tabella 2: Distribuzione granulometrica dei campioni analizzati

13.3 Prove geotecniche in sito

In dicembre 2012 sono state effettuate delle prove di carico su piastra (cfr. planimetria delle indagini e sezioni allegati) sui riporti eseguiti nell'ambito della bonifica ambientale con i seguenti risultati:

PROVA NR.	PRESSIONE MAX MN/m ²	CEDIMENTO MAX PRIMO CICLO DI CARICO mm	MODULO DI DEFORMAZIONE MN/m ²
P1bis Scavo gru edificio sud	0,25	2,50	Ev ₁ = 49,22 Ev ₂ = 119,53
P3bis Scavo gru edificio nord	0,25	1,98	Ev ₁ = 59,06 Ev ₂ = 136,61 Ev ₃ = 141,67
LP1 Pista di manovra	0,25	5,70	Ev ₁ = 19,61 Ev ₂ = 81,38 Ev ₃ = 83,15
LP2 Settore ovest	0,25	8,82	Ev ₁ = 13,82 Ev ₂ = 34,46 Ev ₃ = 39,03
LP3 Settore est (zona delicata)	0,25	6,40	Ev ₁ = 16,46 Ev ₂ = 52,40 Ev ₃ = 54,64
LP4 Settore est (zona delicata)	0,25	10,76	Ev ₁ = 11,01 Ev ₂ = 27,32 Ev ₃ = 31,61

Tabella 3: Risultati delle prove di carico su piastra sui riporti di bonifica

Le prove di carico su piastra eseguite in vari punti dell'areale e a diverse profondità dal p.c. indicano una deformabilità medio-alta al primo ciclo di carico con cedimenti fino a 11 mm con una pressione max. pari a 0,25 MN/m², mentre al 2° e 3° ciclo con medesimi carichi i cedimenti sono di pochi mm.

14 MODELLO GEOLOGICO

14.1 Generalità

L'area di progetto si trova nell'unità tettonica del Sudalpino, che a nord è a contatto con l'Austroalpino attraverso il Lineamento Periadriatico mentre verso sud si abbassa al di sotto del potente riempimento della Pianura Padana.

Il sottofondo roccioso dell'area di studio è costituito da rocce del porfido quarzifero di Bolzano (Gruppo Vulcanico Atesino), le quali ricoprono il basamento sudalpino su un'area di ca. 4000 km². La piattaforma porfirica rappresenta un corpo roccioso rigido con una conseguente deformazione fragile.

Il fondovalle è caratterizzato da potenti alluvioni recenti di centinaia di metri di spessore che ricoprono la roccia sottostante. Questa formazione di terreni sciolti domina la conca di Bolzano.

L'area militare si presenta come un'area aperta, circondata da costruzioni residenziali esistenti. Essa presenta una forma rettangolare di ca. 150 x 80 m ad andamento WSW-ENE ed attualmente in parte già edificata. L'area è caratterizzata da una forte sovrimpronta antropica (scavi e riporti, tra cui anche la recente bonifica ambientale) che cela ogni andamento originario.

L'area si presenta generalmente pianeggiante, la quota del terreno si aggira sui 245 m slm.

Nell'area di studio non sono presenti corsi d'acqua superficiali.

Le formazioni di terreno sciolto nell'area di studio presentano una permeabilità idraulica da media ad alta. Il livello della falda viene rilevato a Bolzano mediante una rete freaticometrica.

I tre sondaggi eseguiti nell'area di studio sono stati attrezzati con tubi piezometrici. La loro posizione e quota si evince dalla planimetria delle indagini allegata. Il livello di falda rilevato in data 04.03.2010 si trovava tra i 236,2 e 236,3 mm slm.

Nella "Carta del livello massimo della falda acquifera di Bolzano nel luglio 1997" si indica per l'area di progetto una quota tra 240,25 e 240,5 m slm, con una superficie freatica poco inclinata di ca. 0,09 % in direzione SW.

Secondo indicazioni dell'Ufficio gestione risorse idriche (A. Giuliani, E-mail del 14.05.2010), il limite di scavo per l'area di progetto è fissato a 239,0 m slm.

Allo stato di conoscenza attuale gli interventi costruttivi in progetto (piano d'impostazione delle fondazioni a ca. 241 m slm) raggiungono la falda solo in casi estremi, come durante il periodo di livello di falda eccezionalmente alto registrato nel 1997.

14.2 Tipi di terreno

Il sottosuolo nell'area di progetto è caratterizzato da riporti artificiali di spessore fino a 3,5-4 m (materiale di scavo ghiaio-sabbioso dagli scavi di fondazione delle due palazzine già realizzate, in maniera subordinata materiale riciclato (nella parte superficiale, ca. 1-1,5 m), ai margini dell'area militare anche resti di materiali di demolizione) che poggiano su depositi alluvionali.

Il sottosuolo naturale è composto nell'area di progetto da depositi alluvionali quali sedimenti fluviali a composizione sabbio-limosa che ricoprono o si intercalano a sedimenti fluviali a prevalente composizione grossolana, di seguito chiamate alluvioni a grana fine nonché alluvioni a granulometria da mista a grossa.

La distribuzione dei tipi di terreno (modello geologico) è rappresentata negli allegati grafici (planimetria geologica, sezioni geologiche).

A - RIPORTI ARTIFICIALI

Come emerge dalla documentazione sulla bonifica ambientale effettuata nell'area militare negli anni 2011-2013 ([9], [10]) sono stati rimossi nell'area di progetto notevoli volumi di terreno di riporto con materiali di demolizione, resti cementizi, scorie, rifiuti vari ed anche amianto. Questi riporti precedenti - ancora presenti marginalmente sui lati nord ed ovest dell'area di progetto (in adiacenza e sotto ai muretti di confine) - sono stati sostituiti nell'ambito della bonifica con materiale di scavo naturale risultante dagli scavi di fondazione delle due palazzine già realizzate. Si tratta di terreni ghiaio-sabbiosi ben distribuiti. In misura subordinata ed in particolare nei ca. 1-1,5 m superficiali e per il rinterro degli scavi delle due palazzine già realizzate sono stati impiegati anche materiali riciclati (terreni naturali frammisti a materiale di demolizione trattato - vagliato).

Per quanto concerne i riporti artificiali non ancora bonificati al margine dell'area di progetto, va sottolineato che in base alle conoscenze acquisite nel corso della bonifica ([9], [10]) sono stati definiti settori con una sospetta presenza di amianto o rifiuti in alcune zone adiacenti all'area militare già bonificata (v. planimetria geologica in allegato). Negli scavi al bordo dell'area di progetto (muretti di confine) si deve procedere con la relativa cura ed attenzione. Nelle zone di confine si deve in generale distinguere tra terreni di riporto di bonifica verso l'interno dell'area militare con un'accertata assenza di sostanze pericolose, e di contro terreni di riporto non bonificati oltre la superficie dello scavo nel corso dei lavori di bonifica ambientale ovvero verso le aree esterne all'area militare, che non sono state esaminate e dove non si può escludere a priori la presenza di materiale di demolizione, amianto, scorie o rifiuti vari. Nelle sezioni allegate sono distinte graficamente i riporti posati in maniera controllata nell'ambito della bonifica ambientale.

La densità in sito dei terreni riportati viene considerata medio-bassa, la permeabilità può variare notevolmente da alta a bassa.

B - ALLUVIONI A GRANULOMETRIA FINE

Questi sedimenti presentano una composizione piuttosto fine (sabbio medio-fine debolmente limosa e con rari inclusi ghiaiosi), un colore marroncino beige ed una stratificazione fine ben marcata, sia orizzontale che spesso incrociata. In base alle indagini effettuate, non sono da aspettarsi all'interno dell'area di progetto depositi molto fini (limi e argille) di spessore ed estensione rilevante. La densità in sito è da sciolta fino a media, la permeabilità idraulica viene indicata come medio-bassa.

C - ALLUVIONI A GRANULOMETRIA MISTA-GROSSOLANA

Questi sedimenti presentano una composizione da mista a grossolana (ghiaia, sabbio-ciottolosa) ed una stratificazione ben marcata di spessore variabile. I clasti poligenici e ben arrotondati si presentano ben imbricati tra di loro con una matrice composta da sabbia medio-grossolana di colore grigio. Sono presenti anche tratti più sabbiosi (sabbia media-grossa, raramente più fine) sia intercalati che con un passaggio brusco lateralmente fino a corpi metrici costituiti esclusivamente da sabbia. Nei tratti grossolani si possono avere singoli blocchi con diametro di alcuni dm, non sono stati riscontrati blocchi di dimensione metrica. In base alle indagini effettuate, non sono da aspettarsi nell'area di progetto ed all'interno di quest'unità depositi fini (limi e argille) di spessore ed estensione rilevante. La densità in sito è almeno media fino a densa, la permeabilità idraulica viene stimata come medio-alta.

14.3 Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni

In base alle indagini geologiche effettuate si possono distinguere nell'area di progetto i seguenti tipi di terreno:

- A RIPORTI ARTIFICIALI
- B ALLUVIONI A GRANULOMETRIA FINE
- C ALLUVIONI A GRANULOMETRIA MISTA-GROSSOLANA

La distribuzione dei diversi terreni è rappresentato graficamente nei disegni allegati. Per l'unità A sono stati distinti i riporti posati in maniera controllata nell'ambito della bonifica ambientale.

I parametri caratteristici dei terreni sono determinati in base alle indagini svolte sull'area di progetto nonché a valori di esperienza da progetti nelle vicinanze ed infine ad indicazioni dalla bibliografia. Generalmente sono da verificare questi valori indicati nel corso dell'esecuzione dei lavori.

A RIPORTI ARTIFICIALI

Questa unità è presente superficialmente su tutta l'area e con spessori fino a 3,5-4 m. Si tratta di terreni ghiaio-sabbiosi ben distribuiti con caratteristiche corrispondenti al tipo di materiale C. In misura subordinata (nella parte superficiale, ca. 1-1,5 m) sono stati impiegati anche materiali riciclati (terreni naturali prevalentemente sabbiosi frammisti a materiale di demolizione trattato - vagliato). Sui lati nord ed ovest dell'area di progetto sono presenti marginalmente (in adiacenza e sotto ai muretti di confine) ancora riporti artificiali non esaminati né bonificati (possibile presenza di materiale di demolizione e inquinanti). Il materiale presenta caratteristiche geotecniche variabili e tendenzialmente più scadenti rispetto al terreno naturale. I riporti della bonifica ambientale eseguiti con materiale di scavo naturale (ghiaie sabbiose) dalle vicine due palazzine già realizzate presenta generalmente buone caratteristiche geotecniche e previa una compattazione a regola d'arte è sono considerati idonei come base d'appoggio per le fondazioni. Si raccomanda di provvedere ad una verifica delle caratteristiche geotecniche nel corso dell'esecuzione dei lavori per verificarne l'idoneità.

L'angolo di scarpata ammissibile temporaneamente stabile in questo materiale è di ca. 40-45° per spessori fino a 5 m e comunque da verificare sul posto.

B ALLUVIONI A GRANULOMETRIA FINE

Composizione: depositi di sabbia fine, poca frazione limosa, singoli inclusi ghiaiosi, stratificazione fine da orizzontale ad incrociata, densità in sito media allo stato naturale, terreno incoerente, con livelli leggermente coesivi. Questa unità è presente all'interno dell'unità C nonché al top della stessa, dove spesso manca e risulta sostituita da materiale di riporto.

In accordo con [2] i parametri indicati sono da considerarsi come parametri nominali.

Tipo di terreno B, alluvioni a granulometria fine

Depositi di sabbia fine, più o meno limosa con rari inclusi ghiaiosi, stratificati, densità in sito: media

$$\gamma' = 18-19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 32-34^\circ$$

$$c' = 0-2 \text{ kN/m}^2 \text{ (coesione apparente per imbricazione e densità in sito)}$$

$$E_s = 30-60 \text{ MN/m}^2$$

I valori indicati sono da verificare nel corso di future indagini o dell'esecuzione dei lavori in base alla situazione effettivamente riscontrata ed eventualmente da adeguare, rivedendo poi eventualmente anche i calcoli e le verifiche che si basano su di essi.

Per la permeabilità idraulica viene stimata un ordine di grandezza pari a 1×10^{-4} m/s a 1×10^{-6} m/s).

C ALLUVIONI A GRANULOMETRIA MISTA-GROSSOLANA

Composizione: depositi ghiaio-sabbiosi, frazione fine assente, singoli ciottoli fino a $d =$ ca. 0,5 m, stratificazione orizzontale, densità in sito allo stato naturale da densa a molto densa, terreno incoerente.

Le prove SPT all'interno dei fori di sondaggio hanno determinato dei valori N_{SPT} tra min. 32 e perlopiù oltre 50 e rifiuto. Da ciò si desume la densità in sito almeno densa per i terreni sciolti presenti. Nelle prove di laboratorio sono stati determinati i seguenti risultati per la distribuzione granulometrica: ghiaia in abbondante matrice di sabbia grossolana, localmente si ha una composizione di pressoché esclusivamente sabbia media-grossa, la frazione fine è perlopiù assente.

In accordo con [2] i parametri indicati sono da considerarsi come parametri nominali.

Tipo di terreno C, alluvioni a granulometria mista-grossolana

Ghiaia con ciottoli e sabbia, componenti arrotondati, stratificati, densità in sito: min. denso

$$\gamma' = 19-21 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 35-37^\circ$$

$$c' = 0-1 \text{ kN/m}^2 \text{ (coesione apparente per imbricazione e densità in sito)}$$

$$E_s = 40-80 \text{ MN/m}^2$$

I valori indicati sono da verificare nel corso di future indagini o dell'esecuzione dei lavori in base alla situazione effettivamente riscontrata ed eventualmente da adeguare, rivedendo poi eventualmente anche i calcoli e le verifiche che si basano su di essi. In particolare il modulo edometrico è da verificare mediante prove idonee (p.e. prove di carico su piastra).

Per la permeabilità idraulica viene stimata un ordine di grandezza pari a 1×10^{-2} m/s a 1×10^{-3} m/s).

15 INDICAZIONI SULLA COSTRUZIONE

Dal progettista sono state fornite le seguenti indicazioni circa l'opera in progetto:

Tipo di costruzione: 3

Vita nominale: $V_N \geq 100$ a

Classe d'uso in presenza di azioni sismiche: Classe II -> coefficiente d'uso $C_U = 1$

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100 \times 1 = 100$ a

Il piano di posa delle fondazioni è previsto a ca. 241 m slm, ovvero ad una profondità di ca. 4,5 m allo stato finale.

16 AZIONE SISMICA

16.1 Generalità

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) prevedono la definizione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione ai fini di determinare le azioni sismiche di progetto.

A tale riguardo si devono definire i seguenti parametri:

a_g - accelerazione orizzontale massima

F_o - valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_C^* - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

I valori di a_g , F_o e T_C^* sono forniti in tabella 1 nell'allegato B di **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** per 10751 punti in cui è suddiviso il territorio nazionale (elencati secondo longitudine e latitudine).

16.2 Categoria di sottosuolo

In assenza di specifiche analisi, la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, come indicate qui di seguito (Tabella 3.2.II – NTC). Sulla base delle indagini eseguite il sottosuolo del sito in esame può essere attribuito alla categoria B.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella: Categorie di sottosuolo sec. Tabella 3.2.II (NTC) con evidenziata la categoria definita per il sito in oggetto

16.3 Amplificazione stratigrafica e topografica

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1, mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_c^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella qui di seguito (Tab. 3.1.V – NTC), nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria	S_s	C_c
A	1.0	1.0
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Tabella: Espressioni di S_s e C_c sec. Tabella 3.1.V (NTC)

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella qui di seguito (Tab. 3.2.VI – NTC) in funzione delle categorie topografiche.

Categoria	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con incl. media $i = 15^\circ$	1.0
T2	Sommità del pendio con $i > 15^\circ$	1.2
T3	Cresta del rilievo con $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.3
T4	Cresta del rilievo con $i > 30^\circ$	1.4

Tabella: Espressioni di S_T sec. Tabella 3.2.VI (NTC)

16.4 Rischio liquefazione dei terreni

Il settore di studio ricade in un'area poco sismica con accelerazioni attese inferiori a quanto stabilito dalle NTC par. 7.11.3.4.2 come condizione per il verificarsi di fenomeni di liquefazione dei terreni.

Inoltre, nell'area indagata non sono stati riscontrati terreni suscettibili a liquefazione (sabbie sciolte sature ed equigranulari).

16.5 Parametri di pericolosità sismica

Qui di seguito si riassumono i dati per la caratterizzazione sismica dell'area in oggetto:

Categoria di sotto-suolo	Tipo B: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un gra-duale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
Categoria topografica	T1
Amplificazione stratigrafica	S_s e C_c relativi alla categoria B
Amplificazione topografica	$S_T = 1.0$
Tipo di costruzione	3 - Opera strategica o rilevante con vita nominale $V_N \geq 100$ anni
Classe d'uso	II. – Affollamento normale

dell'edificio	
Zona sismica	4

Tabella: Sintesi dei dati per la caratterizzazione sismica

Mediante [16] sono stati definiti i parametri sismici sito-specifici, rappresentati qui di seguito.

Indicare una determinata iterazione di calcolo compreso report grafica.

Via: n°:
 Comune: Cap:
 Provincia:

WGS84 (°)
 Latitudine:
 Longitudine:
 Isole:

Latitudine: 46.484215 Longitudine: 11.317370
 (1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine: 46,485103 Longitudine: 11,318399

Classe dell'edificio
 II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...
 Cu = 1
 Vita nominale (Opere provvisorie <= 10, Opere ordinarie >= 50, Grandi opere >= 100)
 Interpolazione
 100
 Media ponderata

46.484215, 11.317369
☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza

(1)* Il software converte i dati del sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.
 (2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

Stato Limite	Tr [anni]	a ₀ [g]	F ₀	T ₀ [s]
Operatività (SLO)	60	0,026	2,509	0,197
Danno (SLD)	101	0,032	2,488	0,233
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,062	2,696	0,381
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,075	2,789	0,415
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie
☒ Stabilità dei pendii e fondazioni
☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
 us (m)
 Categoria sottosuolo
 Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *	1,20	1,20	1,20	1,20
Amplificazione stratigrafica				
Cc *	1,52	1,47	1,33	1,31
Coeff. funz. categoria				
St *	1,00	1,00	1,00	1,00
Amplificazione topografica				
Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]	<input type="text" value="0.5"/>			

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,006	0,008	0,015	0,018
kv	0,003	0,004	0,007	0,009
Amax [m/s²]	0,311	0,378	0,734	0,878
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

* I valori di Ss, Co ed St possono essere variati.

Tabella: Parametri sismici sito-specifici determinati mediante il software GeoStru

17 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE DI MASSIMA

17.1 Generalità

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono una valutazione dei diversi stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di una struttura.

Per ogni stato limite deve essere verificata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dei suoi effetti, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema terreno.

Le presenti valutazioni rappresentano un inquadramento di massima della resistenza R_d del sistema terreno, assumendo una fondazione a trave di 1 m di larghezza e 0,5 m di spessore (peso di volume c.a. assunto con 24 kN/m³).

Per gli effettivi carichi e gli aspetti strutturali nonché le verifiche geotecniche si rimanda al "Progetto statico e geotecnico" del progetto esecutivo.

Nel caso di fondazioni superficiali si eseguono verifiche sugli Stati Limiti Ultimi (SLU) per il carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

In vista della quota di posa di ca. 4,5 m sotto p.c. è stata tralasciata la verifica allo slittamento.

Per le verifiche di rottura del terreno è stato scelto l'approccio 1 (DA1 sec. EC7), che prevede per le fondazioni superficiali di considerare entrambe le combinazioni: combinazione 1 - STR (A1+M1+R1) e combinazione 2 - GEO (A2+M2+R2).

Le lettere A, M e R indicano i coefficienti parziali di sicurezza da applicare rispettivamente ad azioni (A), resistenze dei materiali/terreni (M) nonché alla resistenza globale del sistema (R).

I valori dei coefficienti parziali sono riportati nelle seguenti tabelle prese da NTC:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno				
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.			
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabelle: Riepilogo tabellare dei coefficienti da applicare con i vari approcci per A, M e R

17.2 Parametri geotecnici caratteristici

Riassumendo la situazione stratigrafica, i carichi derivanti dall'opera prevista agiscono sugli strati caratterizzati dal tipo di terreno C, alluvioni a granulometria mista-grossolana (cfr. sezioni geologiche), la falda è assunta in maniera conservativa per la situazione del livello di falda alzato fino al piano d'impostazione delle fondazioni (terreno saturo al di sotto delle fondazioni con un peso di volume del terreno effettivo γ' , terreno insaturo come carico litostatico di contrasto con γ , che comprende materiali di riporto A e tipi di terreni B e C).

I parametri caratteristici utilizzati nelle verifiche geotecniche, basandosi sui valori indicati nel par. Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden. e scegliendo tra il range di valori, sono i seguenti:

$$\begin{aligned}\gamma_k [\text{tipo di terreno C}] &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma'_k [\text{tipo di terreno C}] &= 10 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_k [\text{per il contrasto litostatico}] &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \phi_k &= 35^\circ \\ c_k &= 0 \text{ kN/m}^2 \\ E_{sk} &= 50 \text{ MN/m}^2 \\ k_{fk} &= 1 \times 10^{-3} \text{ m/s} \\ a_g/g &= 0,062\end{aligned}$$

I valori indicati sono tuttavia da verificare nel corso di future indagini o dell'esecuzione dei lavori in base alla situazione effettivamente riscontrata ed eventualmente da adeguare, rivedendo poi eventualmente anche i calcoli e le verifiche che si basano su di essi.

17.3 Determinazione di massima della capacità portante

La capacità portante del terreno di fondazione è stata valutata mediante la formula generale di Brinch-Hansen (1970) estensione dell'equazione di Terzaghi (1943), utilizzando i parametri geotecnici del paragrafo precedente per il tipo di terreno C, corretti sulla base dei coefficienti parziali da utilizzarsi A, M ed R.

Assumendo carichi strutturali verticali sulle fondazioni, un terreno ed piano di posa orizzontale nonché una coesione pari a zero ne deriva la seguente formula da utilizzare per la resistenza del terreno:

$$R_d = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot B \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

dove

N_q, N_γ = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo ϕ_d corretto

B, L = larghezza e lunghezza della fondazione considerata

s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione

d_q, d_γ = fattori di profondità del piano di posa, con d_γ sempre uguale a 1

q = sovraccarico ai bordi della fondazione = $\gamma_k \cdot D$ dove

D = profondità piano di posa, assunta in via cautelativa solo per lo spessore della fondazione (stato costruttivo a scavo aperto, assenza di rinterro sul lato interno), allo stato finale sarebbe da considerare un rinterro esterno con ca. 4,5 m ed un carico interno e quindi risulterebbe una capacità portante nettamente maggiore).

17.3.1 Approccio 1 – combinazione 1 (A1+M1+R1)

Mentre le azioni (ipotetiche, qui non considerate) andrebbero aumentate di un fattore 1,3 per i carichi permanenti sfavorevoli (A1), i parametri del terreno rimangono invariati (M1), mentre al sistema globale va applicato per la capacità portante un fattore di sicurezza di ancora 1,0 (R1).

Si hanno dunque per un $\phi_d = 35^\circ$:

B [m]	L [m]	D [m]	N_q	N_γ	s_q	s_γ	d_q	q [kN/m ²]
1	19	0,5	33,3	33,9	1,04	0,98	1,15	72

Si ha dunque per $R_d / 1$ (per R1) = 516 kN/m²

in caso di considerazione di una sollecitazione sismica invece ne segue

$R_d / 1$ (per R1) = 421 kN/m².

17.3.2 Approccio 1 – combinazione 2 (A2+M2+R2)

In questo approccio le azioni (ipotetiche, qui non considerate) rimarrebbero invariate per i carichi permanenti (A2), mentre i parametri del terreno vengono ridotte del fattore 1,25 per la tangente di ϕ (M2), mentre al sistema globale va applicato per la capacità portante un fattore di sicurezza di 1,8 (R2).

Si ha dunque per un ϕ corretto di $\phi_d = 29^\circ$:

B [m]	L [m]	D [m]	N_q	N_γ	s_q	s_γ	d_q	q [kN/m ²]
1	19	4,5	16,44	12,84	1,03	0,98	1,15	72

Si ha dunque per $R_d / 1,8$ (per R2) = ca. 132 kN/m²

in caso di considerazione di una sollecitazione sismica invece ne segue

$R_d / 1,8$ (per R2) = 108 kN/m².

17.4 Calcolo estimativo dei cedimenti

Per la stima dei cedimenti e di fronte alla natura non coesiva dei terreni presenti (senza strati deformabili) ci si è avvalsi del metodo di Burland & Burbidge (1984).

A tale riguardo si applica la seguente formula:

$$S = f_s \cdot f_t \cdot f_H \cdot [\sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot I_c/3 + (q' - 2/3 \cdot \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c]$$

dove

S = cedimenti in [mm]

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota di posa delle fondazioni (kN/m²)

B = larghezza delle fondazioni (m)

q' = pressione efficace (kN/m²); assunta in maniera cautelativa con 300 kN/m² per la presente stima dei cedimenti (carichi max di progetto ca. 276 kN/m);

I_c = indice di compressibilità ($1,706/N_{AV}^{1,4}$)

N_{AV} = valore medio di N_{SPT} entro la profondità z_i

z_i = profondità significativa in dipendenza di B

f_s, f_t, f_H = fattori correttivi di forma delle fondazioni, tempo, e spessori comprimibili

Per potere considerare i vari fattori per l'insieme della fondazione complessa (platee e travi) è stata assunta una fondazione a platea di 30 m x 35 m il che comporta una profondità significativa z_i di ca. 13 m.

Si utilizza dunque il valore medio di N_{SPT} relativo ai terreni indagati. Come elencato al paragrafo **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** le prove SPT entro tale profondità arrivano il più delle volte a rifiuto, dai 5 valori di N_{SPT} disponibili deriva un valore medio di 45 (altamente cautelativo in vista delle numerose prove andate a rifiuto).

Di seguito si determinano i cedimenti immediati e quelli totali di consolidamento prolungato (30 anni).

$$N_{AV} = 45$$

$$I_c = 0,008$$

$$\sigma'_{v0} = 18 \text{ kN/m}^3 \times 4,5 \text{ m} = 81 \text{ kN/m}^2$$

$$f_s = [(1,25 \times L/B) / (L/B + 0,25)]^2 = \text{variabile in base alla forma della fondazione}$$

$$f_{t \text{ 30 anni}} = 1 + 0,3 + 0,2 = 1,5$$

$$f_H = 1 \text{ (spessore unico, senza strati più deformabili)}$$

ne segue per una fondazione a trave e con i carichi assunti:

$$q' = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$B = 1 \text{ m}$$

$$L = 19 \text{ m}$$

$$f_s = [(1,25 \times L/B) / (L/B + 0,25)]^2 = 1,52$$

e di conseguenza

$$\text{cedimenti immediati } S_{imm} = 2,3 \text{ mm}$$

$$\text{cedimenti totali dopo 30 anni } S_{tot} = f_{t \text{ 30 anni}} \times S_{imm} = 3,4 \text{ mm}$$

Considerando un cedimento massimo di ca. 3,5 mm e tratti di fondazione con magari cedimento praticamente nullo si ha un massimo cedimento differenziale di:

$$\Delta S_{max} = 3,5 \text{ mm}$$

considerando questi cedimenti differenziali su una distanza di 5 metri si arriva ad una rotazione relativa di

$$\beta = 0,0035 \text{ m} / 5 \text{ m} = \text{ca. } 1/1400$$

e quindi nettamente inferiore ai valori limiti di rotazione relativa per opere in cls armato che sono generalmente indicati tra 1/300 e 1/500.

18 RACCOMANDAZIONI TECNICO-COSTRUTTIVE

18.1 Generalità

Lo scavo interessa maggiormente - per estensione e profondità - un sito recentemente scavato (bonifica ambientale) e rinterrato. Pertanto lo scavo interessa interamente terreni sciolti costituiti in prevalenza da ca. 3,5-4,5 metri di terreni di riporto ghiaio-sabbiosi. Lo scavo di fondazione si trova sopra il livello di falda attuale ed in prossimità del livello massimo storicamente registrato. Nell'ambito dello scavo per la bonifica ambientale fino a profondità analoga non sono state riscontrate infiltrazioni d'acqua.

Nel corso dell'esecuzione dei lavori la prognosi geologica va continuamente verificata. In caso di eventuali variazioni della situazione geologica sono da adeguare/modificare gli interventi in accordo tra il geologo ed il progettista e la DL.

18.2 Scavo

Il progetto prevede uno scavo con intagli nel terreno fino a ca. 3,5-4,5 m di profondità. Questi intagli si trovano generalmente a debita distanza da strutture (edifici esistenti, muri di sostegno ecc.) adiacenti, ad eccezione del muro di confine sul lato nord, dove per una lunghezza di ca. 27 m la struttura si trova ad una distanza di ca. 3,5 m dal muretto di confine. Si sottolinea che in questo settore di confine, la superficie di scavo della bonifica ambientale non è stata estesa ovunque fino al muretto e che la zona del muretto stesso nonché la zona oltre il muretto potrebbero presentare materiali di demolizione ed anche sostanze inquinanti (cfr. planimetria geologica e sezioni in allegato).

Per motivi ambientali si raccomanda quindi di evitare scavi in corrispondenza del muretto di confine e di provvedere piuttosto ad un sostegno dello scavo piuttosto che compromettere la stabilità del muretto di confine e di dovere intervenire in terreni non bonificati. In particolare nella parte NE di questa zona di scavo ravvicinato al muro di confine sono stati riscontrati nella bonifica ambientale materiali contenenti amianti e quindi la zona adiacente è considerata a sospetto di amianto.

L'angolo per le scarpate di scavo libere temporanee - per altezze non superiori a 5 m ed in assenza di carichi aggiuntivi sul ciglio - viene indicato con 40-45° e va opportunamente verificato sul posto

18.3 Fondazioni

Il piano di impostazione delle fondazioni coincide o si trova poco al di sopra del passaggio tra i terreni naturali ai riporti posati in occasione della bonifica ambientale. In questo settore sono già stati posati terreni con caratteristiche geotecniche buone nell'ottica di una costruzione della presente 3° palazzina.

Il piano di posa delle fondazioni va comunque valutato dal punto di vista geologico e vanno verificate le caratteristiche geotecniche dello stesso. Sarà necessaria un'ulteriore compattazione dei terreni di riporto, in caso di composizione fine con moduli sforzo-deformazione non soddisfacenti sarà necessario provvedere ad una sostituzione del materiale riportato con materiale idoneo e compattato.

Si deve porre attenzione a non rammollire tratti locali a composizione più fine e di evitare un dilavamento del terreno attraverso flusso idrico. I piani di posa delle fondazioni sono, in caso di eterogeneità, da uniformare per quanto riguarda la composizione e la compattezza. Per il piano di fondazione si raccomanda in ogni caso una compattazione meccanica prima della posa dello strato di magrone di base.

I terreni sciolti naturali presenti sul piano d'impostazione delle fondazioni o, rispettivamente, alla base dei terreni riportati ivi presenti, sono considerati allo stato in sito come ben portanti. Il carico litostatico sulla quota di fondazione in condizioni attuali corrisponde a ca. $4 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 72 \text{ kN/m}^2$. Considerando le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni presenti con $E_s \geq 40 \text{ MN/m}^2$ i cedimenti per carichi sulla fondazione nell'ordine di grandezza di 200 kN/m^2 non comportano cedimenti differenziali significativi.

Le fondazioni sono da verificare in base ai terreni effettivamente presenti ed alle caratteristiche geotecniche effettivamente riscontrate.

18.4 Acqua

Il livello di falda può innalzarsi in occasione di eventi straordinari fino in zona del piano delle fondazioni. Si raccomanda l'esecuzione di pozzetti praticabili di ispezione/dispersione/pompaggio lungo i lati esterni dell'edificio (ca. 4 pozzetti per edificio).

Lungo strati e lenti con una base poco permeabile si possono avere, in dipendenza delle condizioni atmosferiche, piccole infiltrazioni che possono arrivare fino allo scavo di fondazione. Eventuali infiltrazioni più consistenti – se di origine naturale e non eliminabili – sono da captare presso la scarpata di scavo, possibilmente al punto d'emergenza, e da derivare in maniera controllata. Generalmente i terreni grossolani dovrebbero garantire buone capacità di dispersione, in caso contrario si deve provvedere ad un sistema di aggotamento. Nello scavo per la bonifica ambientale fino a profondità analoga non sono state riscontrate infiltrazioni d'acqua.

In caso di una dispersione prevista per le acque meteoriche sono da progettare le rispettive opere di dispersione (pozzetti, fossati). Si consigliano in una zona da individuare a valle (direzione di deflusso della falda) dei pozzetti in serie e collegati con tubazioni, che giungono sufficientemente in profondità al di sotto dell'edificio in progetto. Si raccomanda un dimensionamento preciso in base a prove di dispersione in sito.

* * *

Bressanone, dicembre 2015

ANHANG / ALLEGATI

1 Protokolle Lastplattenversuche in Situ / Protocolli prove di carico su piastra in sito

MR-GE-012	Lageplan Erkundungen /Planimetria delle indagini	Sc 1:500
MR-GE-013	Planimetria geologico-geomorfologica di dettaglio Geologisch-geomorphologischer Detaillageplan	Sc 1:500
MR-GE-014	Sezioni geologico-idrogeologiche Geologisch-hydrogeologische Schnitte	Sc 1:200