

COMUNE DI BRUNICO
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO



GEMEINDE BRUNECK
AUTONOME PROVINZ BOZEN

AMPLIAMENTO OSPEDALE DI BRUNICO ERWEITERUNG KRANKENHAUS BRUNECK

STUDIO GEOLOGICO-GEOTECNICO GEOLOGISCH-GEOTECHNISCHE STUDIE

ALLEGATO

1

ANLAGE

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA GEOLOGISCH-GEOTECHNISCHER BERICHT

COMMITTENTE
AUFTRAGGEBER

AZIENDA SANITARIA DI BRUNICO
SANITÄTSBETRIEB BRUNECK

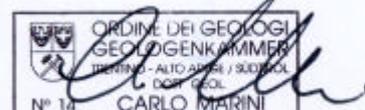
DATA OTTOBRE 2002
DATUM OKTOBER 2002

GEOSTUDIO MARINI

Studio associato - Bürogemeinschaft

Dr. Geol. Carlo Marini
Dr. Geol. Matteo Marini

VIA C. BATTISTI-STRASSE 34
39100 BOLZANO - BOZEN
TEL. 0471/280299-FAX 0471/283509
E-Mail: geostudio@fn.it



INDICE

1. PREMESSA	2
2. INDAGINI GEOGNOSTICHE	3
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO	4
4. SITUAZIONE IDROGEOLOGICA	5
5. SITUAZIONE STRATIGRAFICA-GEOTECNICA	7
6. CARICHI AMMISSIBILI E CEDIMENTI	11
7. SCAVI	13
8. CONCLUSIONI	18

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

1. PREMESSA

Su incarico della Azienda Sanitaria di Brunico, si è eseguito lo studio geologico-geotecnico per l'ampliamento dell'ospedale di Brunico.

È prevista la realizzazione delle seguenti opere su progetti dell'Arch. Dejaco e dell'Arch. Strata:

- Nuova costruzione del servizio provinciale di soccorso (K) fuori terra e interrata
- Nuovo interrato approvvigionamento (I)
- Nuovo edificio multifunzionale (L) fuori terra e interrato
- Ampliamento lotto A e nuova amministrazione (E) fuori terra e interrato
- Ampliamento lotto C (C1) fuori terra e interrato

La zona circostante è parzialmente occupata da edifici esistenti, dalla ferrovia verso nord-ovest e dalla via Karl Toldt e dalla via Ospedale verso sud e dalla via Andreas Hofer verso est.

Si sono utilizzati i seguenti supporti

- Carta geologica d'Italia alla scala 1:100.000, F.1e 4^A Passo del Brennero e Bressanone
- Carta topografica alla scala 1:25.000 , F.Nr.4^A II N.E. Brunico;
- Carta tecnica provinciale a scala 1:5.000, F. Nr.008 16 3 e F.Nr.015 04 4

- Documentazione tecnica fornita dai progettisti e dall'Ing. Kaiser della Azienda Sanitaria di Brunico.
- Nostro studio idrogeologico per i pozzi dell'acquedotto di Brunico
- Indagini geognostiche

La presente relazione compendia i risultati ottenuti dalle indagini eseguite ed illustra le caratteristiche geologiche, idrogeologiche, stratigrafiche e geotecniche dell'area interessata, inquadrandola in un contesto più vasto di geologia regionale.

Inoltre vengono forniti i carichi ammissibili e i cedimenti dei terreni di fondazione, le verifiche di stabilità delle scarpate di scavo e gli interventi di consolidamento proposti, per una corretta progettazione delle opere dal punto di vista geologico-geotecnico.

2. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche, effettuate nella zona dell'ampliamento dell'Ospedale di Brunico, ad integrazione di un vecchio sondaggio meccanico a carotaggio continuo (Geotechnical service) spinto fino alla profondità di 39,5m, ubicato alla distanza di 170m ca. dall'Ospedale, e di precedenti indagini geoelettriche profonde nella conca di Brunico (Prof. Engelen), sono consistite in:

- Esecuzione di n. 5 sondaggi meccanici a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 10m ed attrezzati con piezometro
- Esecuzione n. 20 prove S.P.T.
- Esecuzione n. 2 prove di permeabilità in foro

- Esecuzione prove di laboratorio terre (umidità naturale, peso di volume, peso specifico dei grani, granulometrie e taglio diretto con scatola di Casagrande) su alcuni campioni.

Le indagini geognostiche hanno permesso la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni granulari., con particolare riguardo alle proprietà indici, alla classificazione granulometrica, al grado di addensamento, nonché all'angolo d'attrito.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

La conca di Brunico, ubicata alla confluenza del fiume Rienza con il torrente Aurino, presenta una morfologia tipica di modellamento preglaciale modificato in parte dall'azione dell'ultima grande glaciazione würmiana e dalla successiva azione dei corsi d'acqua nell'Olocene.

La morfologia della conca è caratterizzata da un ampio fondovalle, riempito da alluvioni quaternarie della Rienza e dell'Aurino.

Sotto le alluvioni ghiaiose-sabbiose, di spessore massimo di 100m ca. è stato rinvenuto, mediante le indagini geofisiche, un deposito di terreni fini, limoso-argillosi, che partendo da modeste profondità in corrispondenza di S.Giorgio si spinge a notevole profondità verso Brunico, ove il substrato roccioso è stato rinvenuto alla profondità massima di 200m ca. (cfr. allegato 2).

Verso nord il fondovalle è sbarrato in gran parte dalle conoidi recenti di Villa S. Caterina e di S. Giorgio, mentre verso sud-est sbocca l'alveo epigenetico della Rienza, inciso nelle filladi quarziferi di Bressanone.

La struttura rocciosa della conca di Brunico è caratterizzata dal passaggio tra le Alpi Meridionali a sud e le Austridi a nord.

Alle Alpi Meridionali appartengono sia la formazione metamorfica della fillade quarzifera di Bressanone che l'affioramento calcareo-dolomitico del Castello di Brunico, attraversato da un filone di diabase.

Delle Austridi fanno invece parte gli gneiss occhiadini e gli gneiss granitici, che caratterizzano rispettivamente la sinistra e la destra idrografica della Valle Aurina all'altezza di Villa S. Caterina.

4. SITUAZIONE IDROGEOLOGICA

Il sottosuolo della conca di Brunico è caratterizzato da una falda acquifera freatica principale che alimenta i pozzi della città e che costituisce una riserva pregiata.

Essa è stata posta sotto vincolo con deliberazione della Giunta Provinciale, ove sono stati indicati anche i vincoli relativi all'utilizzo del territorio.

L'area in esame ricade nella zona di rispetto C, in cui gli scavi previsti non sono soggetti all'autorizzazione dall'Ufficio Gestione Risorse Idriche in quanto non intaccano la falda sotterranea o comunque non ne riducono la copertura a meno di un metro dal livello massimo della falda acquifera.

Il livello falda infatti, controllato frequentemente dal 1980 al 1984 ha registrato un livello massimo di $-11,12\text{m}$ in data 30/06/1982 nel pozzo 1 (SWB-Sitz), ubicato alla distanza di 170m ca. dalla zona dell'ospedale, che, riportato allo 0,00 di progetto dell'ospedale, raggiunge $-15,7\text{m}$.

Il livello minimo di $-13,42\text{m}$ é stato registrato in data 22/03/82, che, riportato allo 0,00 di progetto, raggiunge $-18,0\text{m}$.

L'oscillazione massima della falda risulta quindi di $2,3\text{m}$.

La massima profondità di scavo dallo 0,00 di progetto ammonta a $-9,82\text{m}$, per cui la distanza dal livello massimo della falda risulta di 6m ca. e quindi superiore ai limiti previsti per la zona di rispetto C. (cfr. allegato 2).

Nei sondaggi geognostici profondi 10m , non é stata riscontrata la falda acquifera principale, né falde acquifere sospese.

Per quanto riguarda la permeabilità dei terreni si rileva quanto segue:

- **Terreno di riporto tipo r:** permeabilità variabile per porosità
- **Terreno prevalentemente sabbioso tipo a:** permeabilità media per porosità
- **Terreno prevalentemente ghiaioso tipo b:** permeabilità alta per porosità
- **Terreno prevalentemente ciottoloso tipo c:** permeabilità molto alta per porosità

In base a precedenti prospezioni geoelettriche è risultato che, in corrispondenza dell'Ospedale, il terreno acquifero ghiaioso-sabbioso con presenza variabile di ciottoli, si spinge in profondità fino alla profondità massima di 100m ca.

Al di sotto è presente un pacco di depositi fini di fondo valle a permeabilità bassa-nulla fino al substrato roccioso, che si trova alla profondità di 200m ca.

Nell'area in esame non é presente un'idrografia superficiale e la distanza minima dal fiume Rienza risulta di 90m ca.

La zona non é stata soggetta ad alluvionamenti di memoria recente.

5. SITUAZIONE STRATIGRAFICA-GEOTECNICA

La situazione stratigrafica locale é stata ricavata da nr.5 sondaggi geognostici (SI – SV) spinti alla profondità di 10m, ubicati in posizioni significative all'interno del previsto ampliamento dell'ospedale.

Un altro sondaggio geognostico (TS1)é stato eseguito nel 1981 fino alla profondità di 39,5m, in corrispondenza dell'azienda Pubbliservizi di Brunico.(cfr. allegato 2)

Dalle sezioni stratigrafiche allegate, riportate nell'allegato 2, risulta quanto segue:

r) *terreni di riporto localizzati nella parte superficiale per spessori accertati compresi tra 0 e 1,8m., costituiti da ghiaie e sabbie con resti di laterizi, moderatamente addensate, con mediocri caratteristiche geotecniche.*

a) *terreni in situ costituiti in prevalenza di sabbie più o meno limose con ghiaia con spessori variabili tra 0 e 1,5m, con mediocri caratteristiche geotecniche.*

b) *terreni in situ prevalentemente ghiaiosi, con quantità variabile di sabbia, ciottoli e blocchi, e locale presenza di matrice limosa, di notevole spessore, con buone caratteristiche geotecniche.*

c) *terreni in situ costituiti prevalentemente da ciottoli e blocchi in scarsa matrice sabbiosa con spessori variabili tra 0 e 2,4m, con discrete caratteristiche geotecniche.*

Al fine di determinare le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, sono stati eseguiti nei 5 sondaggi meccanici a carotaggio continuo 4 prove SPT per ciascun foro e prelievi di campioni di terreno, alcuni dei quali sono stati sottoposti a prove di laboratorio terre.

I parametri geotecnici, ricavati come segue, sono riassunti in tabella in fondo al capitolo.

Per la determinazione dell'angolo di attrito del terreno in situ ci si è serviti della relazione di Berenzantezev modificato, che permette di ricavare l'angolo d'attrito utilizzando il numero di colpi forniti dalle prove SPT opportunamente omogeneizzate con un coefficiente correttivo (N^I_{SPT}).

Ad integrazione del metodo suddetto, ci si è serviti inoltre della relazione di Kèzdi, che, grazie ai parametri di arrotondamento, dimensioni, coefficiente di uniformità e grado di addensamento del terreno, consente di determinare l'angolo d'attrito.

Terreno tipo r

In base ai numeri di colpi corretti della prova SPT risulta un angolo d'attrito di 35° .

Terreno tipo a

Da prove di laboratorio risulta:

$$\varphi = 34,2^\circ$$

Da Kèzdi risulta:

$$\varphi = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 = 36^\circ$$

$$\text{ove: } \varphi_1 = \text{arrotondamento dei grani (medio)} = 0$$

$$\varphi_2 = \text{dimensione dei grani (sabbia)} = +0$$

$$\varphi_3 = \text{coefficiente di uniformità (U>5)} = +3$$

$$\varphi_4 = \text{grado di addensamento (medio-basso)} = -3$$

Terreno tipo b

Da prove di laboratorio

$$\varphi = 38,1^\circ - 38,6^\circ$$

Da Kèzdi

$$\varphi = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 = 40^\circ$$

$$\text{ove: } \varphi_1 = \text{arrotondamento dei grani (medio)} = 0$$

$$\varphi_2 = \text{dimensione dei grani (ghiaia)} = +2$$

$$\varphi_3 = \text{coefficiente di uniformità (U>5)} = +3$$

$$\varphi_4 = \text{grado di addensamento (medio)} = -1$$

Da prove SPT

In base ai numeri di colpi corretti della prova SPT risultano angoli d'attrito variabili da 38° a 42°.

Terreno tipo c

Da Kèzdi

$$\varphi = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 = 37^\circ$$

$$\text{ove: } \varphi_1 = \text{arrotondamento dei grani (arrotondato)} = -3$$

$$\varphi_2 = \text{dimensione dei grani (ghiaia)} = +2$$

$$\varphi_3 = \text{coefficiente di uniformità (U>5)} = +3$$

$$\varphi_4 = \text{grado di addensamento (medio)} = -1$$

Il modulo elastico E_s è stato valutato in base alla granulometria e allo stato di addensamento dei terreni.

Il modulo di Winkler indica la reazione del terreno ed è stato indicativamente ricavato da una sintesi della corrente letteratura tecnica per terreni di analoghe caratteristiche.

I coefficienti di spinta attiva e passiva delle terre sono stati determinati con la teoria di Rankine, utilizzando gli angoli di attrito di riferimento.

La permeabilità è stata ricavata da due prove in situ tipo Lefranc nei sondaggi S2 (terreno tipo a) e S3 (terreno tipo b), da cui risulta un coefficiente di permeabilità k rispettivamente di $1,5 \times 10^{-5}$ m/sec. (permeabilità media) e per il terreno tipo b di $6,8 \times 10^{-3}$ m/sec (permeabilità alta).

Il peso di volume è stato ricavato da prove di laboratorio su campioni ricostruiti e compattati a 300 kN/m^2 e varia da un minimo di $17,5 \text{ kN/m}^3$ (terreno tipo a) ad un massimo di $21,2 \text{ kN/m}^3$ (terreno tipo b).

Il peso specifico dei grani varia da 26 a $26,5 \text{ kN/m}^3$.

Il contenuto in acqua è basso variando da 5,4% a 10,1%.

GEOSTUDIO MARINI

Studio associato-Bürogemeinschaft

DR. CARLO MARINI

DR. MATTEO MARINI

PARAMETRI GEOTECNICI RICAVATI ERMITTELTE GEOTECHNISCHE PARAMETER

TIPO DI TERRENO BODEN-ART	PROVE DI LABORATORIO LABORVERSUCHE								KEZDÍ						SPT			Modulo elastico E-Modul	Modulo Winkler Bettungs-Zahl	Coeff. di spinta Erddruckbei-wert (Rankine) b = 0°			
	SOND. BOHRUNG nr.	CAMPIONE PROBE nr.	PROF. TIEFE m	w %	g _n kN/m ³	G _s kN/m ³	f °	c kN/m ²	φ	φ1	φ2	φ3	φ4	f	SOND. BOHRUNG Nr.	PROF. TIEFE m	Nspt	N'spt	f °	Es kN/m ²	k _s kN/m ³	K _a	K _p
r														S5	0,7	19	28	35	30.000	25.000	0,2712*	3,6945*	
a	S2	C2	1,0-1,5	10,1	17,5	26,0	34,2	10,1											25.000	30.000	0,2827	3,5371	
									36	+0	+0	+3	-3	36	S4	1,5	23	32	36		35.000	0,2596	3,8518
b									36	+0	+2	+3	-1	40	S1	4,5	54	58	42	120.000	100.000	0,1982	5,0447
								S1							7,5	59	51	40	100.000	0,2174		4,5989	
	S1	C4	7,5-8,0	6,2	20,5	-	-	-							S1	10,0	59	44	39	90.000		0,2277*	4,4013*
															S2	4,5	54	58	42	120.000		0,1982	5,0447
	S2	C5	7,5-8,0	9,6	20,1	26,5	38,6	0							S2	7,5	45	41	38	80.000		0,2379	4,2037
															S3	1,5	34	46	39	90.000		0,2277*	4,4013*
															S3	4,5	57	60	42	120.000		0,1982	5,0447
															S3	7,5	58	49	40	100.000		0,2174	4,5989
	S3	C5	9,5-10,0	8,3	21,2	-	-	-							S3	10,0	67	50	40	100.000		0,2174	4,5989
	S4	C4	7,5-8,0	5,4	20,3	-	-	-							S4	6,5	62	59	42	120.000		0,1982	5,0447
															S4	9,0	62	50	40	100.000		0,2174	4,5989
															S5	7,5	42	37	38	80.000		0,2379	4,2037
								S5	10,0	77	58	42	120.000	0,1982	5,0447								
c								36	-3	+2	+3	-1	37	S4-5		R	-	-	80.000	70.000	0,2488*	4,0278*	

* parametri interpolati / interpolierte Parameter

6. CARICHI AMMISSIBILI E CEDIMENTI

Il D.M. L.L.PP.11/3/1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, le stabilità dei pendii naturali e le scarpate, i criteri generali per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno terre e delle fondazioni” esamina il problema della determinazione del carico limite e del carico ammissibile del complesso fondazione - terreno, che deve essere calcolato sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo e delle caratteristiche geometriche della fondazione.

Per la determinazione dei carichi di rottura Q ultimo, si é applicato un’apposito programma computerizzato (CE.CA.P-geo&soft international).

Il coefficiente di sicurezza dei terreni di fondazione non deve essere minore di 3, in base alla normativa vigente. (D.M. 11/3/88)

È stato applicato il metodo di Brinch-Hansen, in condizioni drenate, per la determinazione dei carichi ammissibili, utilizzando i dati geometrici delle fondazioni forniti indicativamente dai progettisti e i parametri geotecnici dei terreni sottostanti ai piani di fondazione riportati nel capitolo precedente, inserendo il livello massimo della falda acquifera di $-15,70\text{m}$ da $0,0$ di progetto.

Data la natura e il grado di addensamento dei terreni granulari di fondazione il meccanismo di rottura è quello per rottura generale (general shear).

Dalle verifiche effettuate e riportate nella tabella riassuntiva in fondo al capitolo e nell'allegato 5, risultano carichi ammissibili variabili tra un minimo di 262kN/m^2 in corrispondenza della fondazione nastriforme ($0,7\text{m} \times 1,4\text{m}$) dell'edificio K ad un massimo di 562kN/m^2 in corrispondenza dell'edificio E, in funzione dell'angolo di attrito e delle caratteristiche geometriche della fondazione.

Per quanto riguarda i cedimenti il metodo adottato è stato quello di Boussinesq con il quale sono stati calcolati solo i cedimenti immediati, data la natura grossolana del terreno, che rende trascurabili i cedimenti a lungo termine.

Dalle verifiche effettuate riportate nella tabella riassuntiva in fondo al capitolo e nell'allegato 5 si ricavano i cedimenti immediati delle fondazioni riferiti al carico ammissibile Q_a e a un carico pari a 300kN/m^2 .

I cedimenti relativi ai carichi ammissibili variano da un massimo di $22,5\text{mm}$ ad un minimo di $10,1\text{mm}$, mentre quelli relativi a un carico di 300kN/m^2 variano da un minimo di $9,1\text{mm}$ ad un massimo di $14,5\text{mm}$.

Si consiglia di assumere un carico di esercizio tale da non determinare un cedimento maggiore di 15mm , che in base alla tabella riassuntiva riportata a fine capitolo, varia da un minimo di 262kN/m^2 per la fondazione nastriforme (edificio K) ad un massimo di 506kN/m^2 (edificio E).

GEOSTUDIO MARINI

Studio associato - Bürogemeinschaft

Dr. Geol. Carlo Marini

Dr. Geol. Matteo Marini

TABELLA RIASSUNTIVA ZUSAMMENFASSENDE TABELLE

CARICHI AMMISSIBILI E CEDIMENTI ZULÄSSIGEN BODENPRESSUNGEN UND SETZUNGEN													
EDIFICIO GEBÄUDE	SONDAGGIO DI RIF. BEZUGSBOHRUNG	PARAMETRI GEOTECNICI GEOTECHNISCHE PARAMETER				FONDAZIONI GRÜNDUNGEN			CARICHI AMMISSIBILI ZUL. BODENPRESSUNGEN		CEDIMENTI SETZUNGEN		
		g	f	c	Es	TIPO TYP	DIMENSIONI DIMENSIONEN		Q _{ult}	Q _a			
							h	b					
		kN/m ³	°	kN/m ²	Mpa		m	m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	mm	
C1	S1	20,5	39	0	90	nastriforme Streifengr.	0,7	1,5	1026	342	Q _a	12,3	
										300	10,8		
						nastriforme Streifengr.	0,9	2,0	1368	456	Q _a	20,3	
										300	13,4		
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1232	411	Q _a	13,8	
											300	10,1	
K	S2	20,1	38	0	80	nastriforme Streifengr.	0,7	1,4	786	262	Q _a	10,1	
												Q _a	17,2
						nastriforme Streifengr.	0,9	1,9	1067	356	300	14,5	
						plinto Einzelgr.	1,0	3x3	1011	337	Q _a	12,7	
											300	11,3	
I	S2	20,1	38,6	0	80	nastriforme Streifengr.	0,7	1,4	876	292	Q _a	11,3	
												Q _a	19,1
						nastriforme Streifengr.	0,9	1,9	1189	396	300	14,5	
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1127	376	Q _a	14,2	
											300	11,3	
E	S3	21,2	40	0	100	nastriforme Streifengr.	0,7	1,5	1265	422	Q _a	13,7	
												300	9,7
						nastriforme Streifengr.	0,9	2,0	1686	562	Q _a	22,5	
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1518	506	Q _a	15,0	
											300	9,1	
L	S4	20,3	40	0	100	nastriforme Streifengr.	0,7	1,4	1130	377	Q _a	12,4	
												300	9,9
						nastriforme Streifengr.	0,9	1,9	1534	511	Q _a	19,7	
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1453	484	Q _a	14,6	
											300	9,1	
L	S5	19,8	38,1	0	80	nastriforme Streifengr.	0,7	1,4	792	264	Q _a	10,2	
												Q _a	17,3
						nastriforme Streifengr.	0,9	1,9	1075	358	300	14,5	
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1018	339	Q _a	12,8	
											300	11,3	

7. SCAVI

In base alle indicazioni fornite dai progettisti, sono previsti scavi di sbancamento per la realizzazione delle opere compresi tra un massimo di 9,82m da 0,0 di progetto (13m ca. da p.c.) ed un minimo di 7,40m da 0,0 di progetto (6,5m ca. da p.c.).

Si tratta quindi di scavi profondi che si spingono fino a ridosso dell'Ospedale esistente, rimanendo al massimo alla stessa quota del piano fondazioni dello stesso, mentre sugli altri lati sono delimitati da strade esistenti, via Andreas Hofer verso est, via Ospedale e via Karl Toldt verso sud, dalla ferrovia verso nord-ovest e da aree verdi, di parcheggio e di transito interno.

Inoltre sono presenti, a modesta distanza, la Villa Rosati, la Villa Kammerer e il Marienhof.

planimetria di dettaglio dell'allegato 3 è riportato anche il limite approssimativo dell'ingombro con pendenze delle scarpate di 50°, ove non necessitano interventi di consolidamento, ma solo di protezione con teli di plastica.

7.1. VERIFICHE DI STABILITÀ

Sono state eseguite verifiche di stabilità delle scarpate di scavo in corrispondenza di sezioni significative, utilizzando un programma computerizzato (ILA-geo&soft international), basato sul metodo dei conci per la ricerca delle condizioni dell'equilibrio limite, come originariamente proposto da Sarma (1976) e modificato successivamente da Hoek (1987).

L'analisi viene effettuata nell'ipotesi che le superfici di scivolamento possano essere schematizzate attraverso sviluppi cilindrici ed i calcoli sono effettuati per uno spessore unitario nella direzione del fronte.

Sono state eseguite complessivamente nr. 6 verifiche di stabilità su 6 sezioni significative.(cfr.allegato 4)

Sono stati presi in considerazione anche i presumibili sovraccarichi relativi alle diverse situazioni, ipotizzando un carico concentrato in corrispondenza delle fondazioni perimetrali e distribuito uniformemente per la parte retrostante.

Per le verifiche sono stati utilizzati i parametri geotecnici di calcolo cautelativi, riportati in legenda dell'allegato 4, che tengono conto dei pesi di volume, degli angoli di attrito dei diversi tipi di terreno, della coesione efficace del terreno prevalentemente sabbioso tipo a e della coesione apparente del terreno prevalentemente ghiaioso tipo b, che può essere assunta a breve termine in considerazione del buon grado di addensamento del terreno.

In base alla normativa geotecnica italiana (D.M. 11/03/1988) è previsto per le scarpate di scavo un fattore di sicurezza F_s 1,3, considerando nel nostro caso trascurabili le pressioni neutre, in assenza di infiltrazioni idriche.

Verifica 1

La verifica è stata eseguita verso l'edificio esistente G-Villa Rosati, (sovraccarico massimo assunto = 200kN/m²), prendendo come riferimento il sondaggio S1 e una profondità massima di scavo di 9,82m da 0,0 di progetto, da cui risultano fattori di sicurezza (F_s) compresi tra un minimo di 0,57 a un massimo di 1,16, per cui sono necessari interventi di consolidamento (parete chiodata proposta).

Verifica 2

Questa verifica prende in esame gli scavi verso la ferrovia (sovraccarico massimo assunto = 160kN/m^2), in corrispondenza dell'interrato I, prendendo come riferimento il sondaggio geognostico S2 ed una profondità massima di scavo di 9,82m da 0,0 di progetto, da cui risultano fattori di sicurezza (Fs) compresi tra un minimo di 0,72 ad un massimo di 1,03, per cui sono necessari interventi di consolidamento (parete chiodata proposta).

Verifica 2a

Questa verifica prende in esame gli scavi verso il parcheggio esistente, in corrispondenza dell'edificio K, prendendo come riferimento il sondaggio geognostico S2 ed una profondità massima di scavo di 8,25m da 0,0 di progetto, da cui risultano fattori di sicurezza (Fs) compresi tra un minimo di 1,3 ad un massimo di 1,87, per cui non sono necessari interventi di consolidamento, ma solo una protezione con teli di plastica, fissati al ciglio e alla base degli scavi, per evitare infiltrazioni di acque meteoriche e fenomeni di erosione superficiale.

Verifica 3

La verifica è stata eseguita verso l'edificio esistente Marienhof, (sovraccarico massimo assunto = 200kN/m^2), prendendo come riferimento il sondaggio S3 ed una profondità massima di scavo di 9,82m da 0,0 di progetto, da cui risultano fattori di sicurezza (Fs.) compresi tra un minimo di 0,66 a un massimo di 0,88, per cui sono necessari interventi di consolidamento (parete chiodata proposta).

Verifica 4

Questa verifica prende in esame gli scavi verso via Ospedale (sovraccarico massimo assunto = 20kN/m^2), in corrispondenza dell'edificio L, prendendo come riferimento il sondaggio geognostico S4 ed una profondità massima di scavo di 7,4m da 0,0 di progetto, da cui risultano fattori di sicurezza (Fs) compresi tra un minimo di 0,50 ad un massimo di 1,03, per cui sono necessari interventi di consolidamento (parete chiodata proposta).

Verifica 5

Questa verifica prende in esame gli scavi verso via Andreas Hofer (sovraccarico massimo assunto = 20kN/m^2), in corrispondenza dell'edificio L, prendendo come riferimento il sondaggio geognostico S5 ed una profondità massima di scavo di 7,4m da 0,0 di progetto, da cui risultano fattori di sicurezza (Fs) compresi tra un minimo di 0,40 ad un massimo di 0,89, per cui sono necessari interventi di consolidamento (parete chiodata proposta).

7.2. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO PROPOSTI

In base agli elementi esposti nei capitoli precedenti si è potuto formulare una proposta di consolidamento delle scarpate di scavo instabili mediante pareti chiodate, ritenuta la più adatta alla situazione geologica-geotecnica esistente (cfr. allegato 4)

Tale soluzione prevede la realizzazione di diverse fasi di scavo con consolidamento progressivo mediante spritz-beton armato con rete elettrosaldata e chiodatura modulare con tiranti passivi (parete chiodata).

Questa tecnica si basa sul principio fondamentale di mobilitare le caratteristiche intrinseche del terreno, quali l'angolo d'attrito ed eventualmente la coesione, così che il terreno collabori attivamente all'opera di stabilizzazione.

Nell'allegato 4 sono riportati indicativamente sulle sezioni di dettaglio gli interventi provvisori necessari per la messa in sicurezza delle scarpate di scavo.

La messa in sicurezza degli scavi è stata determinata mediante l'analisi di rottura delle scarpate secondo il metodo di Janbu (superfici di scorrimento poligonali) tenendo conto dei sovraccarichi.

In base alla norma austriaca (ÖNORM B 4433), il fattore di sicurezza minimo richiesto per le scarpate di scavo con classe di sicurezza 2 ("Gefahr für Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen im Versagensfall") è $\eta_{\text{erf}} = 1,10$, se si tratta di consolidamenti provvisori.

Per i chiodi la ÖNORM B 4200 prevede un fattore di sicurezza di 1,7 riferito al limite di snervamento dell'acciaio (chiodi tipo IBO R32N o ISCHEBEK 30)

L'inclinazione delle pareti chiodate varia da 80° a 90° e l'altezza delle fasi di scavo è compresa tra 1,5m e 1,8m.

La distanza verticale e orizzontale dei chiodi varia da un minimo di 1,50m ad un massimo di 1,80m.

La lunghezza dei chiodi varia da un minimo di 3m ad un massimo di 7m.

Si consiglia l'esecuzione di prove di tiro per ogni lotto di lavori (3% del numero complessivo dei chiodi).

Lo spessore dello strato di spritz-beton armato è di 15cm, con locali fori per permettere la fuoriuscita di eventuali infiltrazioni idriche dovute alle acque meteoriche.

Lo spessore dello strato di spritz-beton armato é di 15cm, con locali fori per permettere la fuoriuscita di eventuali infiltrazioni idriche dovute alle acque meteoriche.

8.CONCLUSIONI

In base agli elementi esposti nei capitoli precedenti, si possono fare le seguenti considerazioni finali.

Fondazioni

Per quanto riguarda le fondazioni, non sussistono particolari problemi, in quanto la capacità portante e i carichi ammissibili, come riportato nel capitolo 6, presentano valori elevati ed i cedimenti sono di modesta entità.

Si consiglia comunque precauzionalmente di assumere un carico di esercizio variabile da un minimo di 262kN/m^2 in corrispondenza delle fondazioni nastriformi ($0,7\text{m} \times 1,4\text{m}$) dell'edificio K ad un massimo di 506kN/m^2 per la fondazione a plinto ($3\text{m} \times 3\text{m}$) dell'edificio E, in modo da contenere i cedimenti entro 15mm.

Scarpate di scavo

Per quanto riguarda la stabilità delle scarpate di scavo, i problemi sono legati alla profondità degli scavi e alla presenza di vincoli al contorno (confini, ferrovia, edifici, strade).

In tutti i casi ove non è possibile realizzare scavi con pendenza naturale di 50° , si rendono necessarie opere di consolidamento (pareti chiodate), riportate nel paragrafo 7.2. (predimensionamento).

Dette opere devono essere oggetto di una verifica definitiva di dimensionamento, corredata di calcoli e disegni esecutivi per l'appalto dei lavori.

Concludendo si esprime parere favorevole dal punto di vista geologico-geotecnico, all'ampliamento dell'Ospedale di Brunico, nel rispetto di quanto esposto nella presente relazione, che ottempera a quanto stabilito dal D.M. 11/03/88, dalla L.P.11/08/97 Nr, 13 e relativo regolamento di esecuzione e dalla L.P.17/06/1998 Nr.6, e costituisce documento idoneo per il rilascio della concessione edilizia.

La presente relazione geologica-geotecnica è utile documento anche per il coordinatore della sicurezza, (D.Lgs.494/96 corretto con il D.Lgs. 528/99).

Si rende comunque necessaria l'assistenza del consulente geologo anche in corso d'opera.

INHALTSVERZEICHNIS

1. VORWORT	2
2. GEOGNOSTISCHE UNTERSUCHUNGEN	3
3. GEOLOGISCH-GEOMORPHOLOGISCHES BILD	4
4. HYDROGEOLOGISCHE SITUATION	5
5. STRATIGRAPHISCH-GEOTECHNISCHE EIGENSCHAFTEN	7
6. ZULÄSSIGE BODENPRESSUNGEN UND SETZUNGEN	12
7. AUSHÜBE	14
8. SCHLUSSBEMERKUNGEN	20

GEOLOGISCH-GEOTECHNISCHER BERICHT

1. VORWORT

Im Auftrag des Sanitätsbetriebes Bruneck wurde die geologisch-geotechnische Studie zur Erweiterung des Krankenhauses Bruneck erstellt.

Es ist die Verwirklichung folgender Bauten laut Projekte der Architekten Dejaco und Strata vorgesehen:

- Neubau des Landesrettungsdienstes (K) unter- und oberirdisch
- Neuer unterirdischer Wirtschaftshof (I)
- Neues Mehrzweckgebäude (L) ober- und unterirdisch
- Erweiterung des Bauloses A und neue Verwaltung (E) ober- und unterirdisch
- Erweiterung Baulos C (C1) ober- und unterirdisch

Das umliegende Areal ist teilweise von bestehenden Gebäuden, der Eisenbahn gegen Nord-Osten und der Karl Toldt Straße, sowie Spitalstraße gegen Süden und der Andreas Hofer Straße gegen Osten besetzt.

Folgende Unterlagen wurden verwendet:

- Geologische Karte von Italien im Maßstab 1:100.000; Bl. 1 e 4^A Brennerpaß und Brixen
- Topographische Karte im Maßstab 1:25.000 , Bl.Nr. 4^A, II, N.O. Bruneck;

- Technische Landeskarte im Maßstab 1:5.000, Bl. Nr. 008 16 3 und Bl. Nr. 015 04 4
- Technische Dokumentation der Projektanten und Ing. Kaiser des Sanitätsbetriebes Bruneck.
- Unsere hydrogeologische Untersuchung für die Tiefbrunnen der Trinkwasserleitung von Bruneck.
- Geognostische Untersuchungen

Vorliegender Bericht faßt die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen zusammen und zeigt die geologischen, hydrogeologischen, stratigraphischen und geotechnischen Eigenschaften der Untersuchungsgebietes, unter Berücksichtigung eines umfangreicheren geologischen Umfeldes.

Zudem werden die zulässigen Bodenpressungen und Setzungen der Gründungsböden, die Stabilitätsermittlungen der Aushubböschungen und der vorgeschlagenen Konsolidierungsmassnahmen für eine genaue Projektierung der Bauten aus geologisch-geotechnischer Sicht gegeben.

2. GEOGNOSTISCHE UNTERSUCHUNGEN

Die geognostischen Untersuchungen in der Erweiterungszone des Krankenhauses Bruneck ergänzen eine vorherige mechanische Kernbohrung (Geotechnical Service), die bis in eine Tiefe von 39,5m etwa 170m vom Krankenhaus entfernt, abgeteuft wurde und die vorherigen geoelektrischen Tiefenuntersuchungen im Brunecker Talkessel (Prof. Engelen).

Die neue geognostischen Untersuchungen bestehen aus:

Durchführung von Nr. 5 durchgehenden mechanischen Kernbohrungen bis in eine Tief von 10m mit Pegelrohr

- Durchführung von Nr. 20 S.P.T. Versuchen
- Durchführung von Nr. 2 Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch
- Durchführung von Laborversuchen im Bodenlabor (natürliche Feuchte, Raumgewicht, spezifisches Gewicht der Körner, Kornzusammensetzungen und direkter Scherversuch nach Casagrande) bei einigen Proben.

Die geognostischen Untersuchungen erlaubten die stratigraphische und geotechnische Charakterisierung der körnigen Böden, unter besonderer Berücksichtigung der Indexeigenschaften, der Körnungsklassifizierung, des Verdichtungsgrades sowie des Scherwinkels.

3. GEOLOGISCH-GEOMORPHOLOGISCHES BILD

Der Brunecker Talkessel beim Zusammenfluß der Rienz und Ahr zeigt eine typische Morphologie vorglazialen Alters, der sich teilweise durch die letzte große Würm-Vergletscherung und der darauffolgenden Bachverläufe im Holozän verändert hat.

Die Morphologie des Kessels ist durch eine weitläufige Talebene gekennzeichnet, das durch quartäre Alluvionen der Rienz und der Ahr verfüllt wurde.

Unter den kiesig-sandigen Alluvionen mit einer maximalen Mächtigkeit von ca. 100m wurde anhand von geophysikalischen Untersuchungen eine Ablagerung aus feinen, lehmig-tonigen Böden bestimmt; diese weist im Bereich von St. Georgen eine geringe Tiefe und gegen Bruneck eine beträchtliche Tiefe auf, wo der Felsuntergrund in einer max. Tiefe von ca. 200m erreicht (siehe Anlage 2).

Gegen Norden ist der Talboden größtenteils durch die rezenten Schwemmkegel von St. Georgen abgegrenzt; gegen Süd-Ost jedoch tritt das Bachbett der Rienz auf, das im Brixner Quarzphyllit verläuft.

Die Gebirgsstruktur des Brunecker Talkessels ist durch den Übergang des Südalpins in das Ostalpin im Norden gekennzeichnet.

Zum Südalpin zählen sowohl die metamorphe Formation der Brixner Quarzphyllite, als auch das kalkhaltig-dolomitische Anstehende der Burg von Bruneck, welches von einem diabasischen Gang gequert wird.

Zum Ostalpin hingegen gehören die Augengneise und die Granitgneise, welche beidseitig des Ahrntales auf der Höhe von S. Georgen auftreten.

4. HYDROGEOLOGISCHE SITUATION

Der Untergrund des Brunecker Talkessels ist durch einen freien Grundwasserkörper gekennzeichnet, der die Trinkwasserbrunnen der Stadt speist und somit ein wertvolles Gut darstellt.

Dieser wurde durch einen Beschluß der Landesregierung unter Schutz gestellt, in dem die Beschränkungen für die territoriale Nutzung bestimmt sind.

Das Untersuchungsgebiet liegt in der Schutzzone C, in der die geplanten Aushübe keiner Genehmigung seitens des Amtes für Gewässernutzung bedürfen, da diese nicht das Grundwasser berühren bzw. nicht die Bedeckung von mindestens 1m über dem höchsten Grundwasserspiegel reduzieren.

Der Grundwasserspiegel wurde regelmäßig von 1980 bis 1984 gemessen und zeigte am 30/06/82 im Trinkwasserbrunnen 1 (SWB-Sitz), welcher in etwa 170m Abstand zum Krankenhaus liegt, einen Höchststand von -11,12m.

Dieser Wert, auf die 0,00 Kote des Krankenhausprojektes bezogen, liegt in -15,7m.

Der Mindestwasserstand von -13,42m wurde am 22/03/82 gemessen; übertragen auf die 0,00 Kote des Projektes liegt dieser in -18,0m.

Die maximale Schwankung des Grundwasserstandes beträgt 2,3m.

Die maximale Tiefe des Aushubes von der Kote 0,00 des Projektes liegt in -9,82m; der Abstand zum Höchststand des Grundwasserspiegels beträgt ca. 6m und ist somit größer als die Grenze für die Schutzzone C (siehe Anlage 2).

In den 10m tiefen geognostischen Bohrungen wurden weder der Hauptgrundwasserkörper noch schwebende Grundwasserkörper angetroffen.

Zur Bodendurchlässigkeit ist nachfolgendes zu erwähnen:

- **Aufschüttungsboden Typ r:** unterschiedliche Porendurchlässigkeit
- **Vorwiegend sandiger Boden Typ a:** mittlere Porendurchlässigkeit
- **Vorwiegend kiesiger Boden Typ b:** hohe Porendurchlässigkeit

- **Vorwiegend steiniger Boden Typ c:** sehr hohe Porendurchlässigkeit

Aufgrund vorheriger geoelektrischer Untersuchungen ist zu vermerken, daß unterhalb des Krankenhauses der wasserführende Boden, aus kiesig-sandigen mit unterschiedlichem Anteil von Steinen zusammengesetzt, bis in eine Tiefe von etwa max. 100 m reicht.

Unterhalb sind feine Talbodenablagerungen mit niedrig-keiner Durchlässigkeit bis zum Felsuntergrund vorhanden, der sich in etwa ca. 200m Tiefe befindet.

Im Untersuchungsgebiet ist kein oberflächliches Gewässernetz vorhanden und der Mindestabstand zur Rienz beträgt etwa 90 m.

Diese Zone ist von keinen rezenten Überschwemmungen betroffen.

5. STRATIGRAPHISCH-GEOTECHNISCHE EIGENSCHAFTEN

Die lokale stratigraphische Situation wurde anhand von Nr. 5 geognostischen Bohrungen (SI – SV) bis in eine Tiefe von 10 m erkundet. Diese sind in für die geplante Krankenhauserweiterung wichtigen Positionen gelegen.

Eine weitere geognostische Bohrung (TS1) wurde 1981 beim Betrieb für öffentliche Dienstleistungen von Bruneck bis in eine Tiefe von 39,5m abgeteuft (vgl. Anhang 2).

Aus den stratigraphischen Schnitten im Anhang 2 ist folgendes ersichtlich:

r) Aufschüttungsböden im oberflächlicheren Teil mit erkundeten Mächtigkeiten zwischen 0 und 1,8 m, setzen sich aus Kies und Sand mit Ziegelresten zusammen; diese Böden sind wenig verdichtet und zeigen mittelmäßige geotechnische Eigenschaften auf.

a) Insitu-Böden bestehend vorwiegend aus Sand mehr oder weniger lehmig mit Kies von variablen Mächtigkeiten zwischen 0 und 1,5 m; diese Böden zeigen mittelmäßige geotechnischen Eigenschaften auf.

b) Insitu-Böden aus vorwiegend Kies, mit variabler Menge an Sand, Steinen und Blöcken, sowie örtlichem Vorkommen einer lehmigem Matrix sind von beträchtlicher Mächtigkeit; diese Böden weisen gute geotechnische Eigenschaften auf.

c) Insitu-Böden bestehend vorwiegend aus Steinen und Blöcken in einer gering sandigen Matrix, mit variablen Mächtigkeiten zwischen 0 und 2,4 m; diese Böden zeigen mäßige geotechnische Eigenschaften auf.

Zur Bestimmung der geotechnischen Eigenschaften des Untergrundes wurden in den 5 mechanisch durchgehende Kernbohrungen 4 SPT Versuche für jedes Bohrloch durchgeführt und Bodenproben an bedeutenden Stellen entnommen, wobei einige Versuche im Bodenlabor durchgeführt wurden.

Die geotechnischen Parameter wurden wie nachfolgend angeführt bestimmt und in der Tabelle am Ende des Kapitels zusammengefaßt.

Zur Bestimmung des Scherwinkels des Insitu-Bodens wurde die abgeänderte Formel nach Berenzantezev angewandt, welche es ermöglicht, den Scherwinkel, unter Benutzung der Anzahl der Schläge des SPT Versuches, und in geeigneter Weise homogenisiert, mit dem Korrekturkoeffizienten (N^I_{SPT}), zu bestimmen.

Ergänzend zur erwähnten Methode wurde außerdem die Formel nach Kèzdi verwendet, welche es aufgrund der Parameter für die Rundung, der Größe, des Uniformitätskoeffizient und des Verdichtungsgrades des Bodens ermöglicht den Scherwinkel zu bestimmen.

Bodentyp r

Aufgrund der korrigierten Schlagzahl des SPT-Versuches ergibt sich ein Scherwinkel von 35° .

Bodentyp a

Aus Laborversuchen ergibt sich:

$$\varphi = 34,2^\circ$$

Nach Kèzdi:

$$\varphi = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 = 36^\circ$$

$$\text{wobei: } \varphi_1 = \text{Kornrundung (mittel)} = 0$$

$$\varphi_2 = \text{Korngröße (Sand)} = +0$$

$$\varphi_3 = \text{Uniformitätskoeffizient (U>5)} = +3$$

$$\varphi_4 = \text{Verdichtungsgrad (mittel-niedrig)} = -3$$

Bodentyp b

Aus Laborversuchen

$$\varphi = 38,1^\circ - 38,6^\circ$$

Nach Kèzdi

$$\varphi = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 = 40^\circ$$

$$\text{wobei: } \varphi_1 = \text{Kornrundung (mittel)} = 0$$

$$\varphi_2 = \text{Korngröße (Kies)} = +2$$

φ_3 = Uniformitätskoeffizient (U>5)	= +3
φ_4 = Verdichtungsgrad (mittel)	= -1

Aus SPT-Versuchen

Aufgrund der korrigierten Schlagzahl des SPT-Versuches ergibt sich ein variabler Scherwinkel von 38° bis 42°.

Bodentyp c

Nach Kèzdi

$$\varphi = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 = 37^\circ$$

wobei: φ_1 = Kornrundung (gerundet)	= -3
---	------

φ_2 = Korngröße (Kies)	= +2
--------------------------------	------

φ_3 = Uniformitätskoeffizient (U>5)	= +3
---	------

φ_4 = Verdichtungsgrad (mittel)	= -1
---	------

Das Elastizitätsmodul E_s wurde aufgrund der Körnung und des Verdichtungsgrades der Böden abgeschätzt.

Das Winkler-Modul zeigt die Reaktion des Bodens und wurde indikativ aus einer Zusammenfassung der aktuellen technischen Bodenliteratur mit ähnlichen Eigenschaften ermittelt.

Der aktive und passive Druckkoeffizient der Böden wurde nach der Theorie von Rankine bestimmt unter Benutzung der diesbezüglichen Scherwinkel.

Die Durchlässigkeit wurde aus zwei Insitu-Versuchen vom Typ Lefranc in den Bohrungen S2 (Bodentyp a) und S3 (Bodentyp b) ermittelt, daraus ergeben sich jeweils ein Durchlässigkeitskoeffizient k von $1,5 \times 10^{-4}$ cm/s (mittlere Durchlässigkeit) und für den Bodentyp b von $6,8 \times 10^{-3}$ cm/s (hohe Durchlässigkeit).

Das Raumbgewicht wurde aus Laborversuchen an gewonnenen und mit 300KN/m^2 verdichteten Proben ermittelt und variiert zwischen einem Minimalwert von $17,5\text{kN/m}^3$ (Bodentyp a) bzw. einem Maximalwert von $21,2\text{ kN/m}^3$ (Bodentyp b).

Das spezifische Gewicht der Körner variiert zwischen 26 und $26,5\text{kN/m}^3$.

Der Wassergehalt ist niedrig und reicht von 5,4% bis 10,1%.

GEOSTUDIO MARINI

Studio associato-Bürogemeinschaft

DR. CARLO MARINI

DR. MATTEO MARINI

PARAMETRI GEOTECNICI RICAVATI ERMITTELTE GEOTECHNISCHE PARAMETER

TIPO DI TERRENO BODEN-ART	PROVE DI LABORATORIO LABORVERSUCHE								KEZDÍ						SPT			Modulo elastico E-Modul	Modulo Winkler Bettungs-Zahl	Coeff. di spinta Erddruckbei-wert (Rankine) b = 0°			
	SOND. BOHRUNG nr.	CAMPIONE PROBE nr.	PROF. TIEFE m	w %	g _n kN/m ³	G _s kN/m ³	f °	c kN/m ²	φ	φ1	φ2	φ3	φ4	f	SOND. BOHRUNG Nr.	PROF. TIEFE m	Nspt	N'spt	f °	Es kN/m ²	k _s kN/m ³	K _a	K _p
r														S5	0,7	19	28	35	30.000	25.000	0,2712*	3,6945*	
a	S2	C2	1,0-1,5	10,1	17,5	26,0	34,2	10,1											25.000	30.000	0,2827	3,5371	
									36	+0	+0	+3	-3	36	S4	1,5	23	32	36		35.000	0,2596	3,8518
b									36	+0	+2	+3	-1	40	S1	4,5	54	58	42	120.000	100.000	0,1982	5,0447
								S1							7,5	59	51	40	100.000	0,2174		4,5989	
	S1	C4	7,5-8,0	6,2	20,5	-	-	-							S1	10,0	59	44	39	90.000		0,2277*	4,4013*
															S2	4,5	54	58	42	120.000		0,1982	5,0447
	S2	C5	7,5-8,0	9,6	20,1	26,5	38,6	0							S2	7,5	45	41	38	80.000		0,2379	4,2037
															S3	1,5	34	46	39	90.000		0,2277*	4,4013*
															S3	4,5	57	60	42	120.000		0,1982	5,0447
															S3	7,5	58	49	40	100.000		0,2174	4,5989
	S3	C5	9,5-10,0	8,3	21,2	-	-	-							S3	10,0	67	50	40	100.000		0,2174	4,5989
	S4	C4	7,5-8,0	5,4	20,3	-	-	-							S4	6,5	62	59	42	120.000		0,1982	5,0447
															S4	9,0	62	50	40	100.000		0,2174	4,5989
															S5	7,5	42	37	38	80.000		0,2379	4,2037
								S5	10,0	77	58	42	120.000	0,1982	5,0447								
c								36	-3	+2	+3	-1	37	S4-5		R	-	-	80.000	70.000	0,2488*	4,0278*	

* parametri interpolati / interpolierte Parameter

6. ZULÄSSIGE BODENPRESSUNGEN UND SETZUNGEN

Das M.D. L.L.PP. 11/3/88 “Technische Normen zu Boden- und Felsuntersuchungen, den natürlichen Standsicherheiten der Hänge und Böschungen, den allgemeinen Kriterien für die Projektierung, die Ausführung und die Kollaudierung der Stützmaßnahmen für Böden und Gründungen” untersucht das Problem zur Bestimmung der Grenzbelastung und der zulässigen Bodenpressung der Einheit Gründung – Boden, die aufgrund der geotechnischen Eigenschaften des Untergrundes und der geometrischen Merkmale der Gründungen berechnet werden müssen.

Für die Bestimmung der Bruchbelastung Q_{ult} , wurde ein entsprechendes Computerprogramm (CE.CA.P. Geosoft International) angewandt.

Der Sicherheitskoeffizient der Gründungsböden darf gemäß der geltenden Bestimmungen (D.M. 11/3/88) nicht kleiner als 3 sein

Es wurde die Brinch-Hansen Methode, unter Drainagebedingungen, zur Bestimmung der zulässigen Bodenpressungen verwendet; dabei wurden die geometrischen Daten der Gründungen berücksichtigt, welche von den Projektanten angegeben wurden sowie die geotechnischen Parameter des Untergrundes unterhalb der Gründungen, die im vorhergehenden Kapitel angegeben wurden. Der Grundwasserhöchststand wurde bei $-15,70$ m von der 0,0 Kote gemäß Projekt angesetzt.

Aufgrund der natürlichen Eigenschaften und des Verdichtungsgrades der körnigen Böden der Gründung fällt der Bruch mit jenem der allgemeinen Scherung (general shear) zusammen.

Aus den durchgeführten Ermittlungen, welche in der zusammenfassenden Tabelle am Ende des Kapitels und in der Anlage 5 angeführt sind, ist zu ersehen, daß die zulässige Bodenpressung zwischen einem Minimum von 262 kN/m² bei streifenförmigen Gründungen (0,7 x 1,4m) des Gebäudes K und einem Maximum von 562kN/m² beim Gebäude E schwankt, in Abhängigkeit des Scherwinkels und der geometrischen Merkmale der Gründung.

Bezüglich der Setzungen wurde die Methode nach Boussinesq angewandt, mit welcher nur die unmittelbaren Setzungen berechnet wurden, da es sich um einen grobkörnigen Boden handelt, bei dem Langzeitsetzungen vernachlässigbar sind.

Aus den Ermittlungen in der zusammenfassenden Tabelle am Ende des Kapitels und in der Anlage 5 sind die unmittelbaren Setzungen der Gründungen ersichtlich unter Bezug auf die zulässige Bodenpressung Q_a und einer Belastung von weniger als 300kN/m².

Die entsprechenden Setzungen zu den zulässigen Bodenpressungen variieren von einem Höchstwert von 22,5 mm bis zu einem Mindestwert von 10,11 mm, während jene für eine Belastung von 300 kN/m² zwischen einem Mindestwert von 9,1mm und einem Höchstwert von 14,5mm schwanken.

Es wird geraten eine Belastung bei Inbetriebnahme anzuwenden, die nicht eine Setzung von mehr als 15mm verursacht.

Aufgrund der zusammenfassenden Tabelle am Ende des Kapitels, die diesbezüglichen Belastungen variieren, zwischen einem Mindestwert von 262 kN/m² für das Streifenfundament (Gebäude K) und einem Höchstwert von 506 kN/m² für das Einzelfundament (Gebäude E).

GEOSTUDIO MARINI

Studio associato - Bürogemeinschaft

Dr. Geol. Carlo Marini

Dr. Geol. Matteo Marini

TABELLA RIASSUNTIVA ZUSAMMENFASSENDE TABELLE

CARICHI AMMISSIBILI E CEDIMENTI ZULÄSSIGEN BODENPRESSUNGEN UND SETZUNGEN															
EDIFICIO GEBÄUDE	SONDAGGIO DI RIF. BEZUGSBOHRUNG	PARAMETRI GEOTECNICI GEOTECHNISCHE PARAMETER				FONDAZIONI GRÜNDUNGEN			CARICHI AMMISSIBILI ZUL. BODENPRESSUNGEN		CEDIMENTI SETZUNGEN				
		g	f	c	Es	TIPO TYP	DIMENSIONI DIMENSIONEN		Q _{ult}	Q _a					
							h	b							
		kN/m ³	°	kN/m ²	Mpa		m	m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	mm			
C1	S1	20,5	39	0	90	nastriforme Streifengr.	0,7	1,5	1026	342	Q _a	12,3			
												300	10,8		
						nastriforme Streifengr.	0,9	2,0	1368	456	Q _a	20,3			
										300	13,4				
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1232	411	Q _a	13,8			
											300	10,1			
K	S2	20,1	38	0	80	nastriforme Streifengr.	0,7	1,4	786	262	Q _a	10,1			
														Q _a	17,2
						nastriforme Streifengr.	0,9	1,9	1067	356	300	14,5			
						plinto Einzelgr.	1,0	3x3	1011	337	Q _a	12,7			
											300	11,3			
I	S2	20,1	38,6	0	80	nastriforme Streifengr.	0,7	1,4	876	292	Q _a	11,3			
														Q _a	19,1
						nastriforme Streifengr.	0,9	1,9	1189	396	300	14,5			
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1127	376	Q _a	14,2			
											300	11,3			
E	S3	21,2	40	0	100	nastriforme Streifengr.	0,7	1,5	1265	422	Q _a	13,7			
														300	9,7
						nastriforme Streifengr.	0,9	2,0	1686	562	Q _a	22,5			
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1518	506	Q _a	15,0			
											300	9,1			
L	S4	20,3	40	0	100	nastriforme Streifengr.	0,7	1,4	1130	377	Q _a	12,4			
														300	9,9
						nastriforme Streifengr.	0,9	1,9	1534	511	Q _a	19,7			
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1453	484	Q _a	14,6			
											300	9,1			
L	S5	19,8	38,1	0	80	nastriforme Streifengr.	0,7	1,4	792	264	Q _a	10,2			
														Q _a	17,3
						nastriforme Streifengr.	0,9	1,9	1075	358	300	14,5			
						plinto Einzelgr.	1	3x3	1018	339	Q _a	12,8			
											300	11,3			

7. AUSHÜBE

Aufgrund der Angaben der Projektanten, sind Aushübe für die Errichtung der Gebäude zwischen einem Maximum von 9,82 m von 0,0 Kote gemäß Projekt (ca. 13m von Gok.) und einem Minimum von 7,40m von 0,0 Kote gemäß Projekt (ca. 6,5m von Gok.) vorgesehen.

Es handelt sich um tiefe Aushübe, die bis zum bestehenden Krankenhaus reichen, wobei die Aushübe maximal auf der selben Ebene der Gründungen des Krankenhauses durchgeführt werden, während auf den anderen Seiten diese durch bestehende Straßen, Andreas-Hofer-Straße gegen Osten, Krankenhausstraße und Karl-Toldt-Straße gegen Süden, der Eisenbahn gegen Nord-Osten und von Grünflächen, Parkplätzen und internen Wegen begrenzt sind.

Außerdem sind in geringem Abstand die Villa Rosati, die Villa Kammerer und der Marienhof gelegen.

Im Detaillageplan in der Anlage 3 ist auch die ungefähre Grenze der Flächenbesetzung mit Hangneigungen von 50° angeführt, wo keine Sicherungsmaßnahmen notwendig sind, außer Schutz durch Plastikfolien.

7.1 STABILITÄTSERMITTLUNGEN

Es wurden 6 Stabilitätsmittlungen der Böschungen der Aushübe bei bedeutenden Schnitten durchgeführt unter Verwendung eines Computerprogrammes (ILA-geo&soft international). Das Programm beruht auf der Methode der Gleitkreise unter Grenzstabilitätsbedingungen und wurde ursprünglich von Sarma (1976) vorgeschlagen und daraufhin von Hoeck (1987) abgeändert.

Die Analyse wird unter der Annahme durchgeführt, daß die Gleitoberflächen durch Kreise wiedergegeben werden können und die Berechnungen werden für eine Einheitsmächtigkeit in Richtung Front durchgeführt.

Es wurden insgesamt 6 Stabilitätsmittlungen an 6 bedeutenden Schnitten errechnet (vgl. Anlage 4).

Es wurden auch angenommene Überbelastungen im Verhältnis zu den verschiedenen Situationen berücksichtigt, unter Annahme einer konzentrierten Belastung bei den perimetralen Gründungen der Gebäude und einer gleichförmigen Druckverteilung für den hinteren Bereich.

Für die Ermittlungen wurden vorsorglich geotechnische Eigenschaften verwendet und in der Legende im Anlage 4 angeführt, welche das Raumbgewicht, die Scherwinkel der verschiedenen Böden, der effektiven Kohäsion des vorwiegend sandigen Bodens vom Typ a und der scheinbaren Kohäsion des vorwiegend kiesigen Bodens vom Typ b berücksichtigen; letztere kann als kurzfristig unter Berücksichtigung des guten Verdichtungsgrades des Bodens angenommen werden.

Aufgrund der italienischen geotechnischen Gesetzesbestimmungen (M.D. 11/03/88) ist für Aushubböschungen ein Sicherheitsfaktor von $F_s \geq 1,3$ vorgesehen; in unserem Fall können die neutralen Drücke, bei Fehlen von Wasserinfiltrationen vernachlässigt werden.

Ermittlung 1

Die Ermittlung wurde beim bestehenden Gebäude G – Villa Rosati (angenommene Überbelastung = 200 kN/m^2) vorgenommen, unter Berücksichtigung der Bohrung S1 und einem maximalen Aushub von 9,82m von der 0,0 Kote laut Projekt; dabei ergeben sich Sicherheitsfaktoren (F_s) zwischen einem Minimum von 0,57 und einem Maximum von 1,16, weshalb Konsolidierungsmaßnahmen (vorgeschlagenen Nagelwand) notwendig sind.

Ermittlung 2

Diese Ermittlung bezieht sich auf die Aushübe Richtung Eisenbahn (angenommene maximale Überbelastung = 160 kN/m^2) in der Nähe des Untergeschosses I, wobei die geognostische Bohrung S2 und ein maximaler Aushub von 9,82 m von der 0,0 Kote laut Projekt berücksichtigt wurden; dabei ergeben sich Sicherheitsfaktoren (F_s) zwischen einem Minimum von 0,72 und einem Maximum von 1,03, weshalb Konsolidierungsmaßnahmen (vorgeschlagenen Nagelwand) notwendig sind.

Ermittlung 2a

Diese Ermittlung überprüft die Aushübe gegen den bestehenden Parkplatz hin, in der Nähe des Gebäudes K, unter Berücksichtigung der Bohrung S2 und einem maximalen Aushub von 8,25m von der 0,0 Kote laut Projekt; dabei ergeben sich Sicherheitsfaktoren (Fs) zwischen einem Minimum von 1,3 und einem Maximum von 1,87, weshalb keine Konsolidierungsmaßnahmen notwendig sind sondern lediglich ein Schutz aus Plastikfolien, die am Rand und am Fuße der Aushübe befestigt werden um das Einsickern von Niederschlagswässern zu verhindern und oberflächliche Erosionserscheinungen zu vermeiden.

Ermittlung 3

Die Ermittlung wurde in Richtung des bestehenden Gebäudes Marienhof (angenommene maximale Überbelastung = 200 kN/m^2) durchgeführt, wobei die geognostische Bohrung S3 und ein maximaler Aushub von 9,82 m von der 0,0 Kote laut Projekt berücksichtigt wurden; dabei ergeben sich Sicherheitsfaktoren (Fs) zwischen einem Minimum von 0,66 und einem Maximum von 0,88, weshalb Konsolidierungsmaßnahmen (vorgeschlagenen Nagelwand) notwendig sind.

Ermittlung 4

Diese Ermittlung bezieht sich auf die Aushübe Richtung Krankenhausstraße (angenommene maximale Überbelastung = 20 kN/m^2), in der Nähe des Gebäudes L, wobei die geognostische Bohrung S4 und ein maximaler Aushub von 7,4 m von der 0,0 Kote laut Projekt berücksichtigt wurden; dabei ergeben sich Sicherheitsfaktoren (F_s) zwischen einem Minimum von 0,50 und einem Maximum von 1,03, weshalb Konsolidierungsmaßnahmen (vorgeschlagenen Nagelwand) notwendig sind.

Ermittlung 5

Diese Ermittlung bezieht sich auf die Aushübe Richtung Andreas-Hofer-Straße (angenommene maximale Überbelastung = 20 kN/m^2), in der Nähe des Gebäudes L, wobei die geognostische Bohrung S5 und ein maximaler Aushub von 7,4 m von der 0,0 Kote laut Projekt berücksichtigt wurden; dabei ergeben sich Sicherheitsfaktoren (F_s) zwischen einem Minimum von 0,40 und einem Maximum von 0,89, weshalb Konsolidierungsmaßnahmen (vorgeschlagenen Nagelwand) notwendig sind.

7.2 VORGESCHLAGENE KONSOLIDIERUNGSMASSNAHMEN

Aufgrund der vorherigen Kapitel konnte ein Vorschlag für eine Konsolidierungsmaßnahme der instabilen Aushubböschungen anhand von Nagelwänden erarbeitet werden, die am geeignetsten in Bezug auf die bestehende geologisch-geotechnische Situation (vgl. Anhang 4).

Diese Lösung sieht mehrere Aushubphasen mit fortlaufenden Konsolidierungen vor anhand von bewehrtem Spritzbeton mit Netz und modularer Nagelung mit passiven Ankern (Nagelwand).

Diese Technik besteht auf dem Grundprinzip der Mobilisierung der Bodeneigenschaften, wie der Scherwinkel und eventuell die Kohäsion, so daß der Boden aktiv zur Stabilisierung beiträgt.

In der Anlage 4 sind die Detailschnitte andeutungsweise mit den notwendigen vorübergehenden Maßnahmen für die Sicherung der Aushubböschungen angeführt;

Die Sicherstellung der Aushübe ist anhand der Bruchanalyse der Böschungen, nach der Janbu-Methode (poligonale Gleitfläche) unter Berücksichtigung der Lasten bestimmt.

Aufgrund der österreichischen Gesetzgebung (ÖNORM B 4433) ist der minimale Sicherheitsfaktor für Aushubböschungen der Sicherheitsklasse 2 ("Gefahr für Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen im Schadensfall") $\eta_{\text{erf}} = 1,10$, unter Berücksichtigung, wenn es sich um temporäre Baugrubensicherungen handelt.

Für die Nägel sieht die ÖNORM B 4200 einen Sicherheitsfaktor von 1,7 vor mit Bezug auf die Streckgrenze des Stahls (Nägeltyp IBO R32N oder ISCHEBEK 30).

Die Neigung der Nagelwände variiert von 80° bis 90° und die Höhe der Aushubabschnitte reicht von einem 1,5m bis 1,8m.

Der vertikale und horizontale Abstand der Nägel variiert von einem Minimum von 1,5m und einem Maximum von 1,8m.

Die Länge der Nägel reicht von einem Minimum von 3m und einem Maximum von 7m.

Es wird für jeden Bauabschnitt die Durchführung von Nagel-Zugversuchen vorgeschlagen (3% der gesamten Nägelanzahl).

Die Mächtigkeit der bewehrten Spritzbetonschicht beträgt 15cm mit lokalen Bohrungen um Austritte eventueller Wasserinfiltrationen aufgrund von Niederschlägen zu ermöglichen.

8. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Aufgrund der vorherigen Erläuterungen in den Kapiteln, können folgende Schlussbemerkungen gezogen werden.

Gründungen

In Bezug auf die Gründungen treten keine besonderen Probleme auf, da die Tragfähigkeit und die zulässigen Pressungen, wie im Kapitel 6 angeführt, hohe Werte aufweisen und die Setzungen geringe Ausmaße annehmen.

Es wird trotzdem vorsichtshalber geraten eine Belastung anzuwenden die zwischen einem Minimum von 262 kN/m^2 bei den streifenförmigen Gründungen (0,7m x 1,4m) des Gebäudes K und einem Maximum von 506 kN/m^2 für eine quadratische Gründung (3m x 3m) des Gebäudes E variiert, um die Setzungen innerhalb von 15 mm einzuschränken.

Aushubböschungen

Bezogen auf die Stabilität der Aushubböschungen sind Probleme mit der Tiefe der Aushübe in Zusammenhang zu bringen und in der Nähe der Beschränkungen in der Umgebung (Grenzen, Eisenbahn, Gebäude, Straßen) zu suchen.

In jenen Fällen, wo es nicht möglich ist, Aushübe mit einer natürlichen Neigung von 50° zu errichten, sind Konsolidierungsmaßnahmen (Nagelwände) notwendig, die im Kapitel 7.2 angeführt sind (Vorbemessung).

Für die Ausschreibung müssen die Sicherungsmaßnahmen endgültig berechnet werden und mit Ausführungspläne ergänzt werden.

Abschließend wird aus geologisch-geotechnischer Sicht ein positives Gutachten für die Erweiterung des Krankenhauses von Bruneck erteilt, unter Berücksichtigung des gegenständlichen Berichtes, der dem M.D. 11/03/88, dem L.G. 11/08/97, Nr. 13 und diesbezüglichen Durchführungsbestimmungen und dem L.G. 17/06/1998, Nr. 6 entspricht und eine geeignete Unterlage für die Erteilung der Baukonzession darstellt.

Dieser geologisch-geotechnischer Bericht ist eine geeignete Unterlage für den Sicherheitskoordinator (Leg. D. 494/96 korrigiert mit dem Leg. D. 528/99).

Auf jeden Fall ist Assistenz des beratenden Geologen auch während der Ausführung der Arbeiten notwendig.