

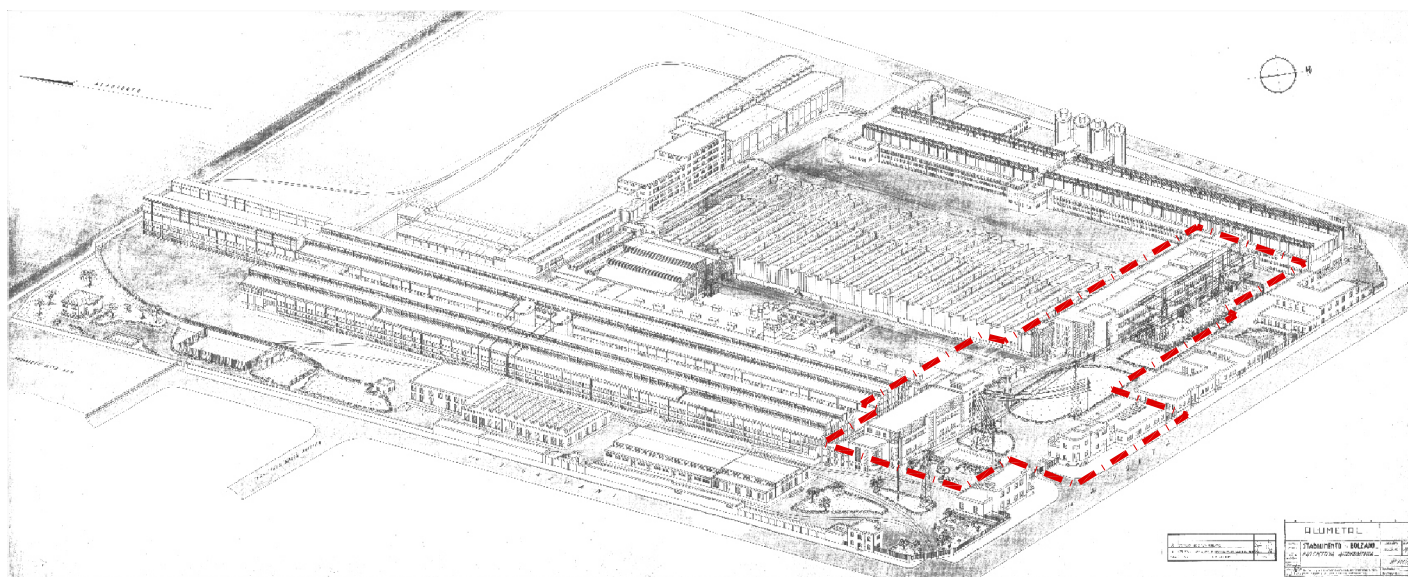


COSTRUZIONE DEL POLO
SCIENTIFICO E TECNOLOGICO
DI BOLZANO

RELAZIONE
GEOLOGICA

ERRICHTUNG DES
WISSENSCHAFTS- UND
TECHNOLOGIEZENTRUM - BOZEN

GEOLOGISCHES
GUTACHTEN



COMMITTENTE/BAUHERR

PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO
AUTONOME PROVINZ BOZEN

CONTENUTO/PLANINHALT

RELAZIONE GEOLOGICA

GEOLOGISCHES GUTACHTEN



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

dott. Alessandro Bozzani

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

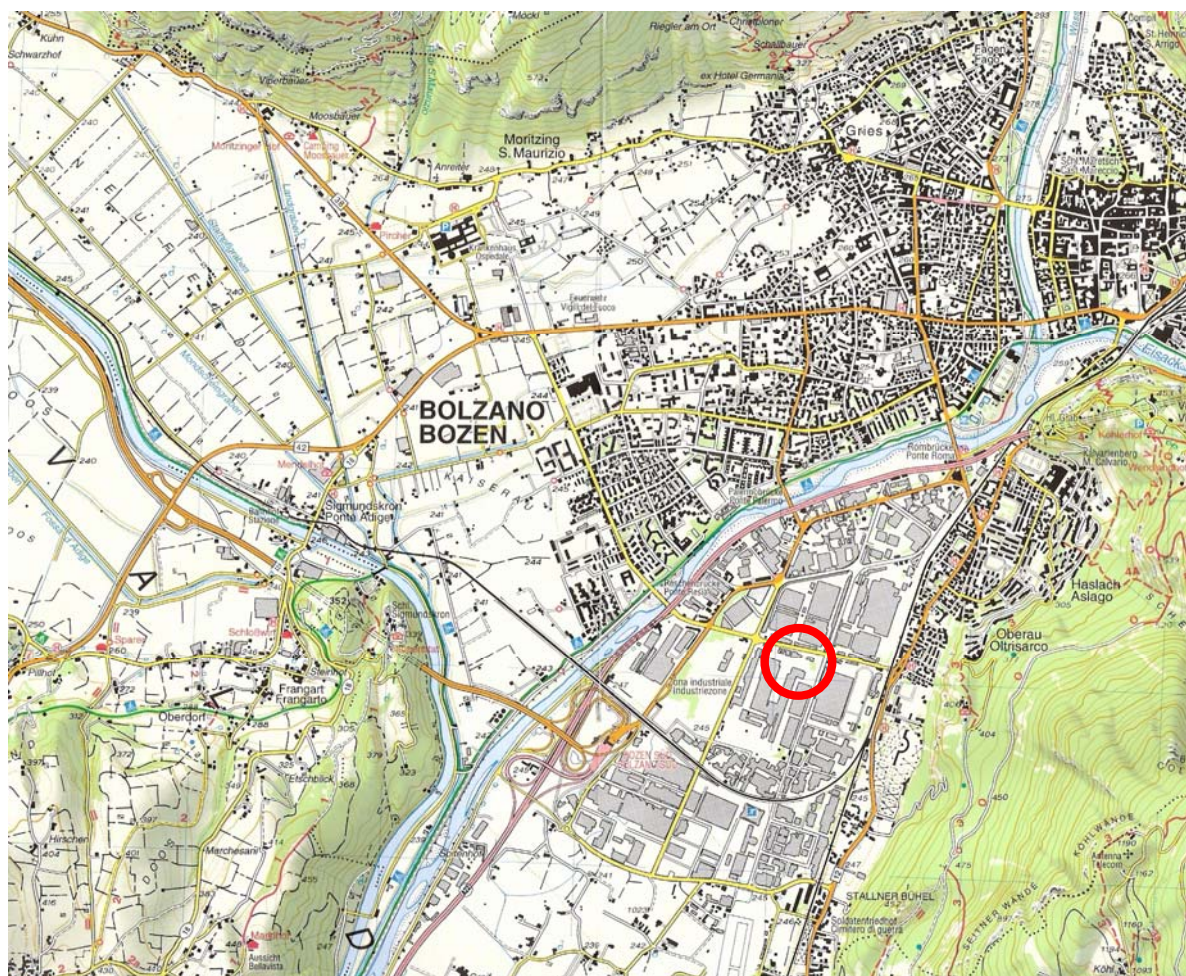
NUOVO POLO TECNOLOGICO

RELAZIONE GEOLOGICA

ai sensi delle NTC 2008

(Comune di Bolzano)

COROGRAFIA



INDICE

1	PREMESSA	4
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	6
3.1	POZZI E RELATIVE AREE DI TUTELA	8
3.2	CONSIDERAZIONI SUI LIVELLI DELLA FALDA	9
4	INDAGINI ESEGUITE E CARATTERISTICHE DEI TERRENI	12
4.1	CARATTERISTICHE LITOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO DELL'AREA DI STUDIO	12
4.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE – MODELLO GEOTECNICO	12
5	VERIFICHE GEOTECNICHE PRELIMINARI	16
5.1	VERIFICHE DEL COLLASSO PER SUPERAMENTO DEL CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONI – TERRENO.	17
5.2	VALUTAZIONI SUI CEDIMENTI.	18
5.3	STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO	21
6	SISMICITA' LOCALE	25
7	VERIFICA DELLA POSSIBILITÀ DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	27
8	CONCLUSIONI	30

TAVOLE:

Tavola 1	Corografia
Tavola 2	Opere di progetto
Tavola 3	Carta geologica
Tavola 4	Carta delle isofreatiche
Tavola 5	Ubicazione punti di indagine
Tavola 6	Modello geologico
Tavola 7	Modello geotecnico

FASCICOLI:

Fascicolo 1	Stratigrafie sondaggi, stratimetrie scavi e verbali prelievo
Fascicolo 2	Relazioni di calcolo

1 PREMESSA

La Provincia ha commissionato la progettazione esecutiva della parte “pubblica” del Nuovo Polo Tecnologico. Il progetto prevede la ristrutturazione di due edifici (denominati Bz1 e Bz2) che facevano parte dell’ormai dimesso stabilimento Alumix e la realizzazione di un nuovo, ubicato tra i due esistenti, che farà da raccordo per creare un unico complesso.

In tavola 2 sono riportate le opere di progetto

Il presente studio costituisce la relazione geologica di progetto, ai sensi delle NTC 2008 al fine della realizzazione dell’edificio di nuova costruzione previsto.

Parte del lavoro è stata dedicata alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione e a valutazioni preliminari circa le possibili interazioni terreno-fondazione che saranno indicative ai fini della progettazione geotecnica definitiva.

L’area è stata indagata con 10 sondaggi a carotaggio continuo con prove SPT in foro e numerose trincee esplorative, utilizzate prevalentemente nell’ambito dell’indagine ambientale recentemente condotta.

Sia i sondaggi che gli scavi sono stati condotti nei mesi di novembre e dicembre 2010 dalla ditta Georicerche di Padova.

Lo studio in oggetto è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”. Esso soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica e costituisce pertanto documento idoneo per il rilascio della concessione ad edificare.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di studio è ubicata a sud di Bolzano, nella sua zona industriale, su di un terreno di fondovalle pianeggiante. Si tratta di un'area sub pianeggiante, con debole pendenza verso sud, posta a quota circa 247,1 m s.l.m. (Tavola 1).

Il contesto geomorfologico in cui si trova l'area di studio è caratterizzato dalla presenza della confluenza della Val d'Isarco (da NE) con la Val d'Adige (da NW), che prosegue verso sud mantenendo fino alla pianura i tratti di origine glaciale, costituiti da alti e ripidi versanti che sovrastano un ampio fondovalle. All'interno di una zona dominata da notevoli rilievi si è creato così un ampio spazio, di fondovalle, aperto su più lati, in cui è sorta la città di Bolzano.

La conca di Bolzano dal punto di vista geologico si trova al centro del potente ed esteso **complesso vulcanico atesino** di origine permiana, che è costituito da depositi di origine vulcanica in cui predominano le ignimbriti a composizione riolitica, riodacitica e dacitica. Questa formazione caratterizza i versanti più a ridosso della città.

Essa costituisce il substrato sul quale si sono deposte le successioni prevalentemente terrigene di ambiente tidale, evaporitico o di basso fondale marino (**Formazione del Bellerophon e Formazione di Werfen**) di età permiana e successivamente quelle a carattere prevalentemente marino, caratterizzate da potenti formazioni **dolomitico-calcaree di epoca mesozoica** (Tavola 3).

Nella conca di Bolzano confluisce anche il Torrente Talvera, proveniente da nord, che in epoca recente (Olocene) ha formato un potente ed ampio conoide sul quale è stata edificata una buona parte della città. Il resto della conca, così come l'ampia valle dell'Adige, è occupata invece da un potente materasso alluvionale che si è formato in epoca quaternaria, successivamente al ritiro dei ghiacciai. Si tratta di alluvioni recenti apportate dall'Adige, dall'Isarco e dal torrente Talvera, le cui litologie sono costituite principalmente da sabbie e ghiaie con frazioni limose molto contenute. I clasti sono generalmente subarrotondati e a componente prevalentemente porfirica (Tavola 3).

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrografico superficiale il reticolo principale è costituito dai fiumi Isarco e Adige e dal torrente Talvera che confluisce nell'Isarco. Il reticolo secondario è invece costituito da rivoli a carattere generalmente temporaneo che scendono dai versanti che circondano la conca di Bolzano e sono legati ad eventi di intense precipitazioni.

Dal punto di vista idrogeologico la presenza del potente materasso alluvionale della conca di Bolzano ha favorito l'immagazzinamento di acqua nel sottosuolo andando a costituire un importante sistema acquifero.

L'alimentazione della falda avviene, oltre che direttamente dalle precipitazioni, in gran parte attraverso gli apporti idrici dei fiumi Isarco e del torrente Talvera.

La falda freatica presente è libera. Il periodo di magra (minimo livello della falda) si raggiunge nei mesi da febbraio ad aprile, il periodo di morbida (massimo livello della falda) avviene generalmente nel periodo da giugno a settembre, anche se talvolta sono state misurate massime annuali nei mesi di ottobre o novembre.

La direzione generale di flusso della falda nella zona industriale di Bolzano è grossomodo nord-sud.

Le caratteristiche dell'acquifero che si desumono dai dati acquisiti da diversi studi della zona possono essere riassunte nei seguenti parametri:

- Gradiente = circa 0,17%
- Permeabilità $k = 5 \times 10^{-3}$ m/s
- Escursione tra i massimi e minimi stagionale = da 2 a 4 m

Una ricostruzione tridimensionale dell'assetto litostratigrafico descritto, fatta nell'ambito di uno studio idrogeologico della conca di Bolzano¹ e riportata in Figura 1, evidenzia bene le caratteristiche locali rispetto al resto del fondovalle.

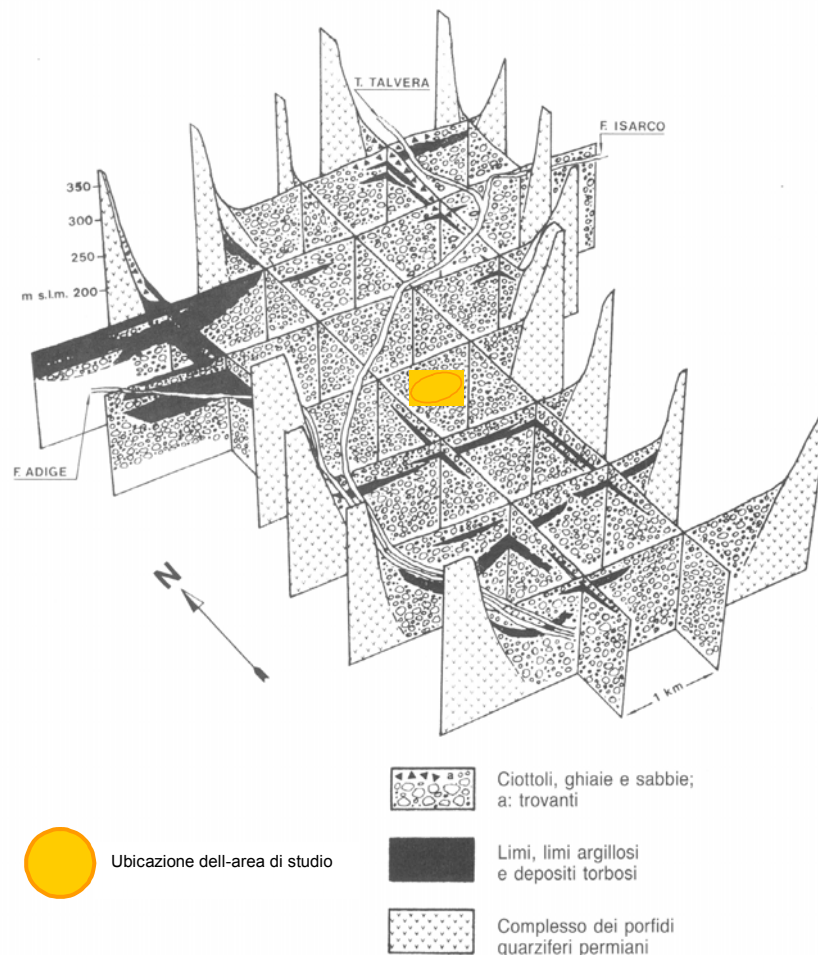


Fig. 1: Ricostruzione tridimensionale dell'assetto litostratigrafico della conca di Bolzano (Molfetta Bertolami 1993).

¹ "Simulazione del sistema acquifero della conca di Bolzano mediante modello numerico alle differenze finite" - A. Molfetta, G. Bertolami – IGEA n. 3 settembre 1993.

3.1 Pozzi e relative aree di tutela

L'area in oggetto, come del resto la gran parte della conca di Bolzano, si trova all'interno della zona di protezione "III" dei pozzi di acqua potabile siti all'interno della città di Bolzano, stabilita dal D.P.P. n. 35 del 24 luglio 2006 (corrispondente alla zona di tutela C ai sensi della Delibera n. 5922 del 17 ottobre 1983).

Nella figura che segue viene riportata l'ubicazione dell'area di progetto che rientra interamente nei limiti della Zona di tutela "III".

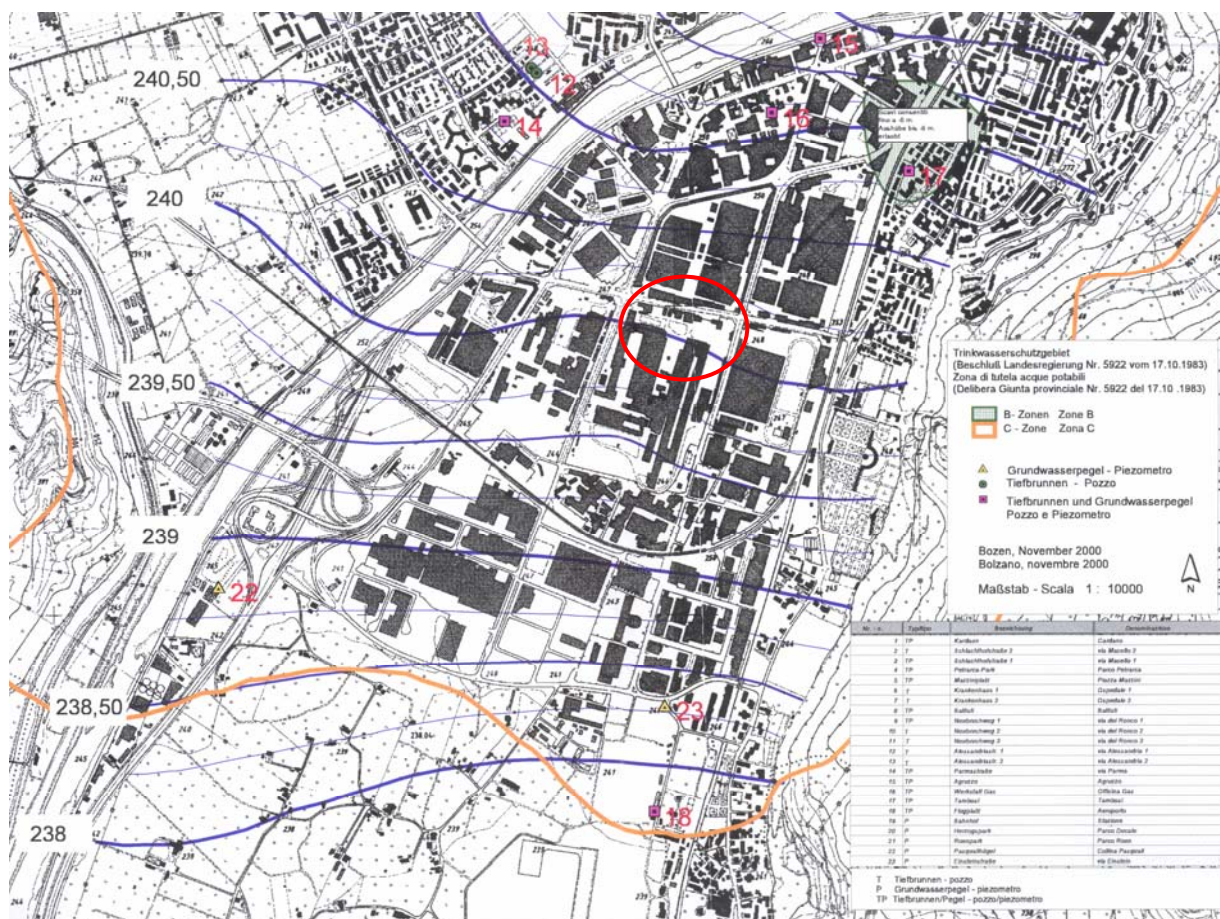


Fig. 2: Carta del livello massimo della falda acquifera di Bolzano e limiti delle aree di rispetto dei pozzi esistenti (tratta dalla pubblicazione "Relazione sullo stato della falda freatica di Bolzano" Ufficio gestione risorse idriche, settembre 1999); nel cerchio rosso l'ubicazione dell'area di progetto.

3.2 Considerazioni sui livelli della falda

La situazione idrogeologica locale vede al di sotto dell'area oggetto di studio, la presenza di una falda libera, con profondità che varia da 7,0 a 11,0 m dal piano campagna, posto a circa 247,1 m s.l.m.

Il periodo di magra (minimo livello della falda) si raggiunge nei mesi da febbraio ad aprile, il periodo di morbida (massimo livello della falda) avviene generalmente nel periodo da giugno a settembre, anche se talvolta sono state misurate massime annuali nei mesi di ottobre o novembre (osservazioni dal piezometro AI28B dell'Ufficio Idrografico della Provincia situato in via Luis Braille - periodo 10/1999-01/2011. La sua ubicazione è riportata in Tavola 4).

Dai dati disponibili sui monitoraggi eseguiti nella conca di Bolzano si desume che il massimo livello storico è stato raggiunto in novembre 2000 (vedi grafico della Figura 3). Si può dunque assumere, dai dati disponibili, che nel periodo di massimo storico la falda nell'area del Nuovo Polo Tecnologico di Bolzano raggiunse quota di circa 240,10 m s.l.m. (circa 7,0 m sotto il piano campagna in corrispondenza dell'area di studio).

I dati di riferimento per i massimi livelli di falda forniti dall'ufficio Gestione Risorse Idriche della Provincia², indicano un valore simile, pari a 240,00 m s.l.m. (vedi figura 2).

² Relazione sullo stato della falda freatica nella conca di Bolzano (Ufficio Gestione Risorse Idriche, 1999).

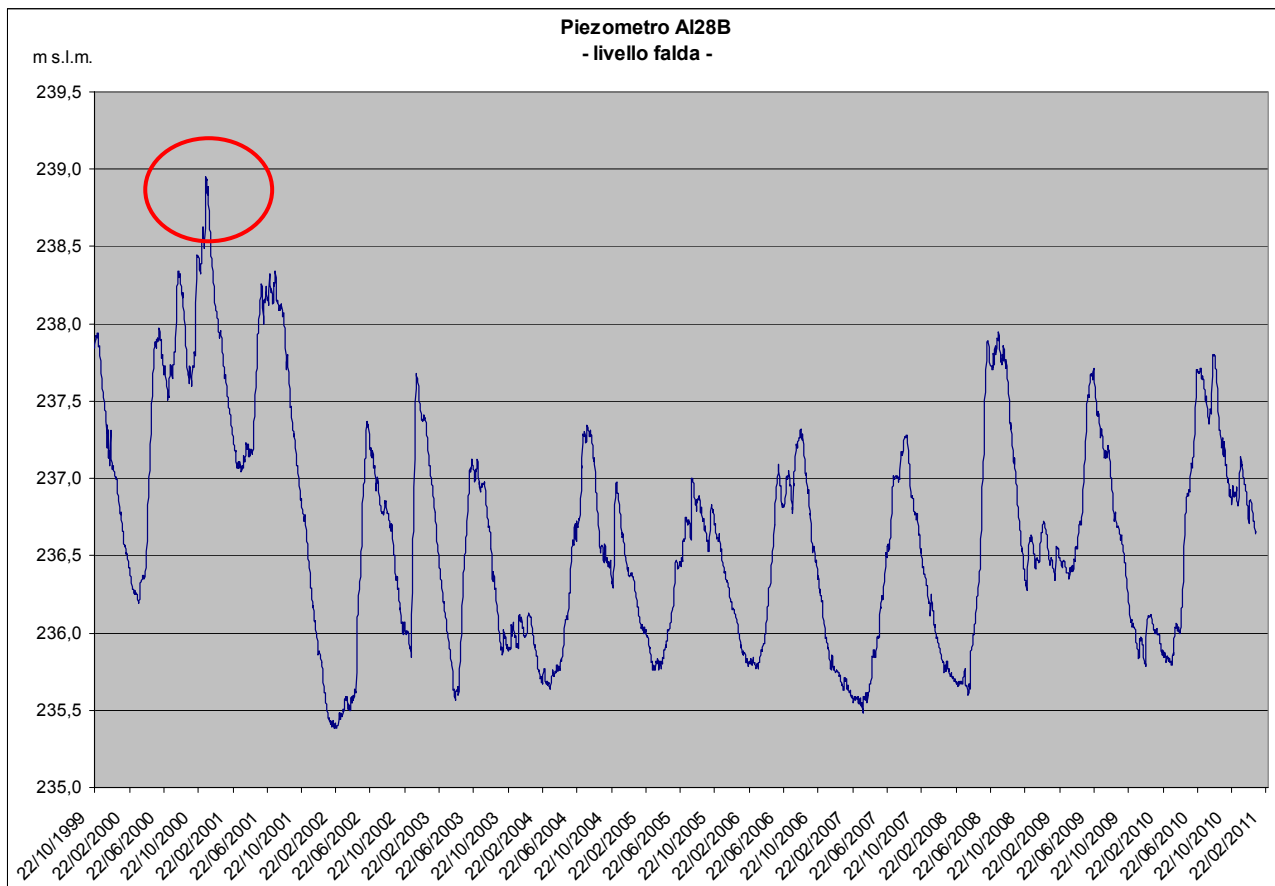


Fig. 3: Grafico del livello della falda misurato in un piezometro della zona industriale di Bolzano. Si osservi il massimo storico registrato in novembre 2000

Nella figura seguente viene schematizzata una la sezione di scavo ortogonale alla direzione di flusso della falda con evidenziate le profondità massime di scavo previste da progetto e i livelli massimi e minimi della falda. Si evidenziamo inoltre le profondità di scavo massime consentite (sia liberamente che con autorizzazione dell'ufficio competente).

Lo scavo delle opere di progetto è quindi liberamente consentito, essendo il piano di posa delle fondazioni almeno un metro al di sopra del massimo livello di falda.

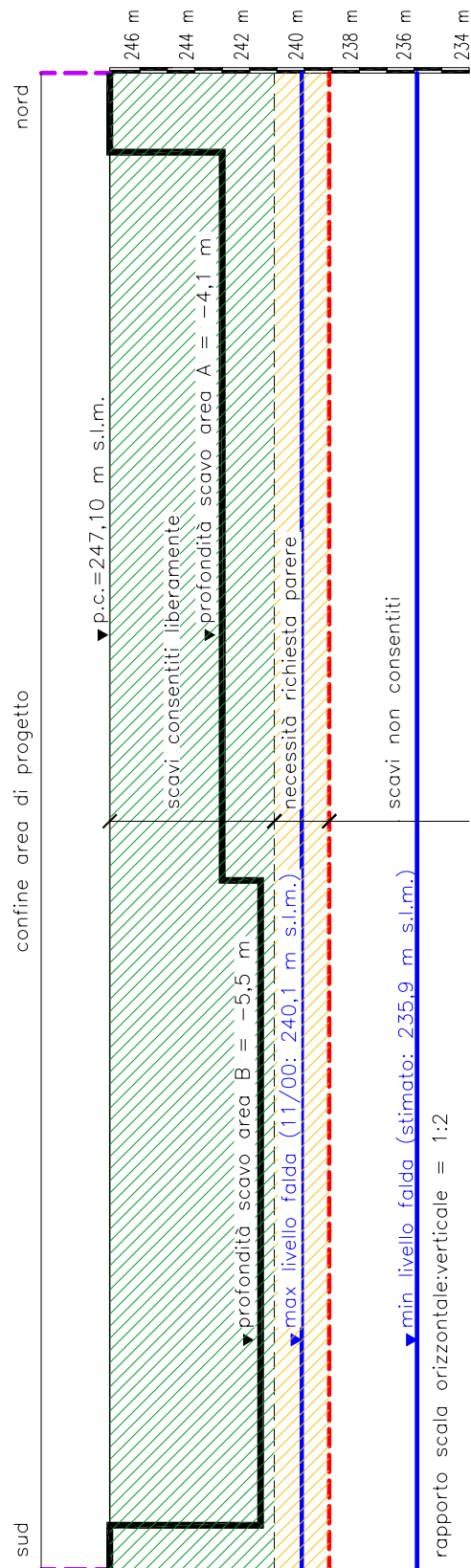


Fig. 4: Sezione coi profili di scavo e i livelli di oscillazione della falda.

4 INDAGINI ESEGUITE E CARATTERISTICHE DEI TERRENI

I dati utilizzati ai fine della valutazione geologico-tecnica del presente studio sono stati acquisiti con le seguenti indagini:

- esecuzione di trincee esplorative (scopo prevalentemente ambientale);
- esecuzione di sondaggi meccanici (10 sondaggi a carotaggio continuo di cui 3 con prove SPT).

L'ubicazione delle indagini è riportato in tavola 5

4.1 Caratteristiche litologiche del sottosuolo dell'area di studio

Le litologie riscontrate negli scavi e nei carotaggi, sono uniformemente rappresentate da sabbie e ghiaie con frequenti ciottoli e trovanti, i livelli più fini sono rappresentati da sabbie e sabbie limose. Superficialmente, fino a 2-3 m di profondità sono presenti più frequentemente le frazioni limose, soprattutto nella parte centrale dell'area. Si segnalano profondi riporti dovuti agli interventi di bonifica eseguiti e alle strutture interrato realizzate. In particolare le opere di scavo interesseranno i riporti profondi fino a 12 metri realizzati nell'area prospiciente la mensa (vedasi rapporto tecnico di bonifica per maggiori dettagli).

Nel fascicolo 1 sono riportate le stratimetrie degli scavi e le stratigrafie e foto dei sondaggi.

Sulla base dei dati acquisiti con le indagini svolte è stato elaborato un **modello geologico** riportato nella tavola 6.

4.2 Caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione – Modello geotecnico

Al fine di caratterizzare i terreni che saranno interessati direttamente dalle opere in progetto, sono state condotte prove SPT durante la realizzazione dei sondaggi.

La prova S.P.T., codificata dalla norma A.S.T.M. D586-87, consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, infissa per battitura, nel terreno.

L'attrezzatura è costituita da una batteria di aste alla cui estremità inferiore è montata una punta conica con apertura di 60° ed la cui estremità superiore viene la battuta per mezzo di un maglio di 63,4 Kg che viene fatto cadere liberamente da una altezza di 75 cm. La misura della resistenza alla penetrazione (valore N.S.P.T.) avviene contando il numero di colpi necessario all'avanzamento di tratti di 15 cm caduno per tre tratti consecutivi. Il valore N.S.P.T. si ottiene dalla somma dei colpi del secondo e del terzo tratto; la prova viene sospesa quando si superano i 50 colpi (Rifiuto).

La prova viene eseguita nel corso della perforazione di un sondaggio, interrompendo la perforazione Alla profondità scelta per la prova S.P.T. e calando quindi a fondo foro l'attrezzatura necessaria per eseguire la prova. La perforazione del sondaggio può essere ripresa al termine della prova S.P.T..

In funzione della profondità della prova il valore N.S.P.T è stato corretto tenendo conto dell'influenza del carico del terreno soprastante. Il valore così ottenuto viene definito N'.S.P.T.. La correzione dei valori N.S.P.T. nel presente lavoro è stata fatta utilizzando la relazione di Liao e Whitmann 1985:

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

L'interpretazione delle prove SPT, con le correlazioni ai diversi parametri geotecnici, sono riportate nelle tabelle che seguono.

Sulla base dei dati di cui sopra e del modello geologico, si ritiene di potere schematizzare le caratteristiche geotecniche del sottosuolo come indicato nelle seguenti tabelle:

Unità geotecnica 1 e 1A':	Unità geotecnica 2:
Sabbie limose, sabbie e Ghiaie in matrice limosa (A) + Terreni di riporto (A'): Peso volume (γ) = 1.8 t/m ³ Angolo di attrito interno (ϕ) = 29° Coesione (c) = 0 Densità relativa (Dr) = 43% N'SPT = 12 Es (modulo di elasticità) = 17.200 kPa	Sabbie e Ghiaie con ciottoli: Peso volume (γ) = 1.9 t/m ³ Angolo di attrito interno (ϕ) = 38° Coesione (c) = 0 Densità relativa (Dr) = 67% N'SPT = 42 Es (modulo di elasticità) = 44.200 kPa

Come di evince dal modello geotecnico di tavola 7, benché gran parte del sottosuolo dell'area sia costituito da terreni appartenenti all'unità geotecnica 2, le opere di scavo riguarderanno anche per buna parte i terreni di tipo 1, che sono infatti prevalentemente presenti nelle parti più superficiali.

In via cautelativa si segnala che i terreni di riempimento, anche se costituiti da materiali con buone caratteristiche geomeccaniche (sabbie e ghiaie con materiale riciclato), sono stati classificati di tipo 1A, in relazione al loro incerto addensamento.

Le fondazioni saranno impostate invece prevalentemente sui terreni appartenenti all'unità geotecnica 2.

In riferimento alle Norme Tecniche 2008, in particolare alla categorie di sottosuolo di paragrafo 3.2.2., il sottosuolo dell'area corrisponde ad un **terreno di tipo C**.

5 VERIFICHE GEOTECNICHE PRELIMINARI

In relazione al fatto che non sono ancora disponibili dati precisi sulle fondazioni definitive, verranno fatte alcune verifiche su tipologie e dimensioni plausibili di fondazioni per fornire al progettista dati indicativi. Verranno inoltre fatte alcune valutazioni circa gli angoli di scarpata naturali che potranno essere mantenuti in fase esecutiva.

Il progetto prevede lo scavo del terreno in corrispondenza degli interrati vedi tavola 2 fino ad una profondità max di circa 5,50 m. E' previsto che le fondazioni saranno realizzate in un sistema misto tra platea e plinto, tutte impostate alla base del fondo dello scavo che verrà realizzato per gli interrati. Si tratta quindi di fondazioni che dal punto di vista del calcolo vengono considerate di tipo superficiale.

Per queste opere la nuova norma tecnica prevede vengano prese in esame le seguenti verifiche di tipo geotecnico, relative agli stati limite ultimi (SLU):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

Il collasso per scorrimento sul piano di posa non è in questo caso contemplato in quanto, in base alla indicazioni del progettista statico, non sono presenti carichi trasversali.

La stabilità globale dell'opera anche non viene considerata in quanto non si trova su un pendio.

Di seguito verranno pertanto fatte valutazioni limitatamente al collasso per superamento del carico limite.

In riferimento alla verifiche previste per gli stati limite di esercizio (SLE) verranno fatte alcune valutazioni in merito ai cedimenti.

5.1 Verifiche del collasso per superamento del carico limite dell'insieme fondazioni – terreno.

Viene separato il calcolo fatto per fondazioni a platea da fondazioni su plinti.

Fondazioni a platea

Il calcolo del carico ammissibile nel caso della fondazione a platea non viene fatto in quanto la rottura del terreno nel caso di una platea su sabbia e ghiaia avviene per carichi sempre di gran lunga superiori ai carichi che comportano cedimenti ammissibili. Pertanto la verifica per la platea si limita alle valutazioni su cedimenti, alle quali si rimanda (paragrafo successivo).

Fondazioni su plinti

Il calcolo del carico ammissibile viene fatto considerando il caso di alcune ipotesi di plinti:

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

La capacità portante del terreno, nel caso di plinti, viene valutata utilizzando due metodi a confronto: il metodo di calcolo proposto da Terzaghi (1955) e quello di Hansen (1970).

Per i cenni teorici sui due metodi si rimanda a quanto riportato in fascicolo 2.

Nel calcolo del carico limite viene utilizzato la combinazione dell'approccio 2: (A1 + M1 + R3)

Dove:

A1 il coefficiente γ_G dalla tabella 6.2.I. risulta pari 1,3

M1 il coefficiente γ_ϕ dalla tabella 6.2.II è pari a 1,0

R3 il coefficiente γ_R dalla tabella 6.4.I è pari a 2,3

Utilizzando i valori relativi alle caratteristiche dei terreni precedentemente indicati si ottengono i valori Q_{lim} per le diverse fondazioni considerate. A tali valori si applica il fattore di sicurezza

$\gamma_R = 2,3$ (vedi sopra), ottenendo i risultati indicati nella seguente tabella:

TERZAGHI

	B	L	Q _{lim}	Q γ _R
	m	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Plinto	2,00	2,00	15,0	5,63
Plinto	2,50	2,50	17,8	7,74
Plinto	3,00	3,00	20,4	8,87
Plinto	3,50	3,50	22,8	9,89

HANSEN

	B	L	Q _{lim}	Q γ _R
	m	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Plinto	2,00	2,00	12,9	5,63
Plinto	2,50	2,50	14,5	6,29
Plinto	3,00	3,00	15,9	6,90
Plinto	3,50	3,50	17,1	7,44

Gli stessi risultati espressi in kN/mq (o kPa):

	B	L	Q _{lim}	Q γ _R
	m	m	kN/mq	kN/mq
Plinto	2,00	2,00	1.467	638
Plinto	2,50	2,50	1.746	759
Plinto	3,00	3,00	2.001	870
Plinto	3,50	3,50	2.231	970

	B	L	Q _{lim}	Q γ _R
	m	m	kN/mq	kN/mq
Plinto	2,00	2,00	1.269	552
Plinto	2,50	2,50	1.419	617
Plinto	3,00	3,00	1.556	677
Plinto	3,50	3,50	1.679	730

I valori indicati saranno da confrontare con le azioni "A" di progetto per verificare che sia soddisfatta la relazione:

$$A < Q \gamma_R$$

e di conseguenza rispettata la 6.2.1. delle norme tecniche

$$E_d \leq R_d$$

5.2 Valutazioni sui cedimenti.

Le valutazioni vengono fatte separatamente nel caso di fondazioni a platea e fondazioni su plinti.

In entrambi i casi verranno calcolati i carichi che generano un **cedimento di 1 cm**, valore sicuramente accettabile per le strutture di progetto secondo quanto indicato dal progettista statico.

Verranno utilizzati due metodi di calcolo: il metodo dei cedimenti elastici e il metodo di Burlad e Burbidge che utilizza i valori N_{spt} . Nel caso di Burlad e Burbidge sono stati calcolati i cedimenti che si instaurano in 5 anni.

Cenni teorici sui due metodi sono riportati in allegato.

Cedimenti di una fondazioni a platea

Nel caso della platea si è presa in considerazione una platea con dimensioni di 20 x 40 mt, che corrisponde a quella prevista allo stato attuale della progettazione.

Nella figura che segue è riportata la situazione di calcolo ipotizzata:

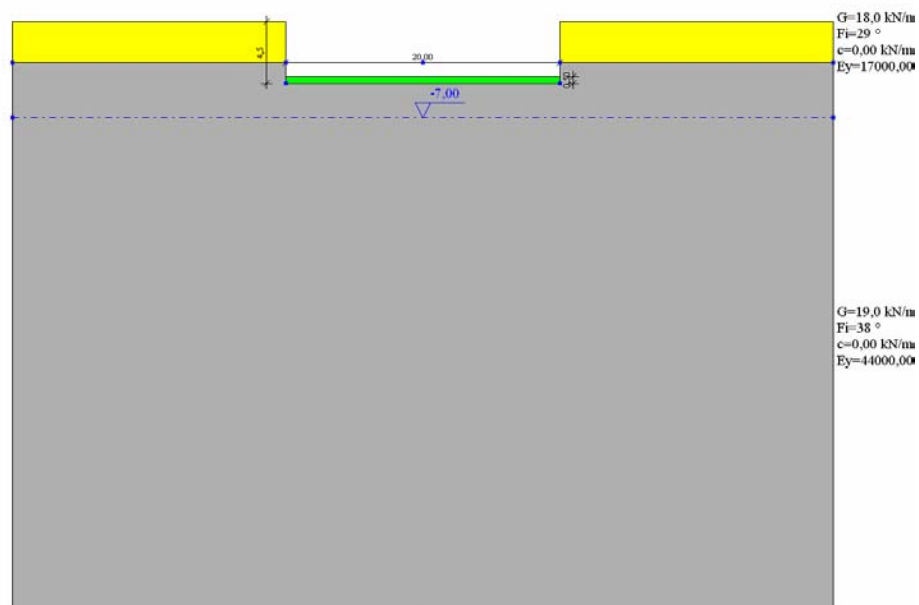


Fig. 6: Schema della situazione di calcolo per i cedimenti della platea

I calcoli fatti indicano cedimenti pari a circa **1 cm circa per un carico unitario di 100 kN/m²**.

Nella tabella riportata sono indicati cedimenti calcolati con i due metodi

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

Calcolo dei cedimenti per fondazioni su plinti

Verranno calcolati i cedimenti per i diversi dimensionamenti, come da tabella riportata di seguito:

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

Di seguito vengono riassunti risultati dei calcoli. Vengono riportate nella tabella i carichi unitari, espressi in kN/m^2 (altrimenti detti kPa) che generano cedimenti di circa 10 mm.

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

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

In via esplicativa si riporta nella figura che segue uno schema della situazione di calcolo ipotizzata:

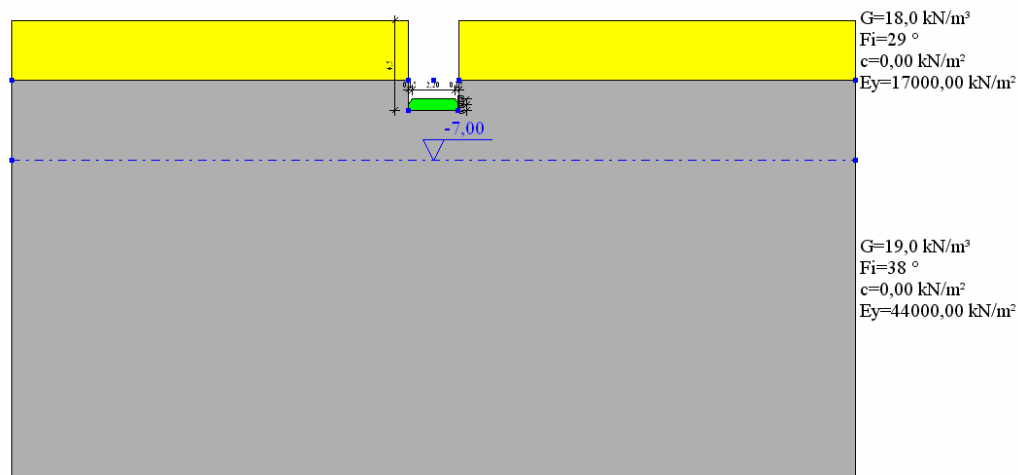


Fig. 7: Schema della situazione di calcolo per i cedimenti dei plinti.

5.3 Stabilità dei fronti di scavo

La realizzazione degli interrati prevede scavi fino a 5,5 metri di profondità. L'area di progetto sarà acquisita con gli scavi già eseguiti e con le relative opere di sostegno, ove necessarie (realizzate durante la bonifica dell'area). E' tuttavia possibile che nell'ambito del cantiere si renda necessario risagomare alcune scarpate o realizzarne di nuove.

Per tale motivo vengono calcolati gli angoli di scarpa che non dovranno essere superati per eseguire il lavoro in sicurezza. Non vengono invece considerate le interazioni tra terreno e opere di sostegno in quanto queste saranno già realizzate al momento della consegna dell'area.

La natura granulare del terreno non consente la realizzazione di profili subverticali del terreno.

Per il calcolo dell'angolo di scarpata che si dovrà tenere per eseguire i lavori in sicurezza, ci si deve riferire all'angolo di attrito interno del terreno e alla coesione apparente che i materiali presentano a breve termine. In base alle NTC 2008 (DM 14/01/2008), per i fronti di scavo in materiali sciolti le verifiche devono essere eseguite secondo:

$$\text{l'approccio 1, Combinazione 2} = (A2 + M2 + R2)$$

Il coefficiente parziale A2 è riportato nella tabella 6.2.I ed è pari a 1.0, per carichi favorevoli.

Il coefficiente parziale M2 è riportato nella tabella 6.2.II e rappresenta i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, in particolare per il caso in esame i coefficienti M2 da applicare sono pari a 1.25 per la tangente dell'angolo d'attrito, pari a 1.0 per il peso di volume e pari a 1.4 per la coesione non drenata.

Il coefficiente parziale R2 è riportato in tabella 6.8.I ed è pari a 1.1.

Il fattore di sicurezza per questo tipo di verifiche deve superare l'unità.

In particolare i parametri geotecnici ridotti ed utilizzati sono i seguenti:

Unità geotecnica 1 e 1A':	Unità geotecnica 2:
Sabbie limose, sabbie e Ghiaie in matrice limosa (A) + Terreni di riporto (A'): Peso volume (γ) = 1.8 t/m ³ Angolo di attrito interno (ϕ) = 24° Coesione apparente (c) = 0,08 Kg/cm ²	Sabbie e Ghiaie con ciottoli: Peso volume (γ) = 1.9 t/m ³ Angolo di attrito interno (ϕ) = 32° Coesione apparente (c) = 0,08 Kg/cm ²

Il calcolo viene fatto su due situazioni limite ipotizzate e schematizzate nella seguente figura:

CASO A) scarpata su un fronte di 5,5 m attraverso entrambe le unità geotecniche

CASO B) scarpata su un fronte di 4,1 m esclusivamente sulla unità geotecnica 1. Questa ipotesi è riferita ad eventuali scavi in corrispondenza dei riporti eseguiti vicino alla palazzina mensa.

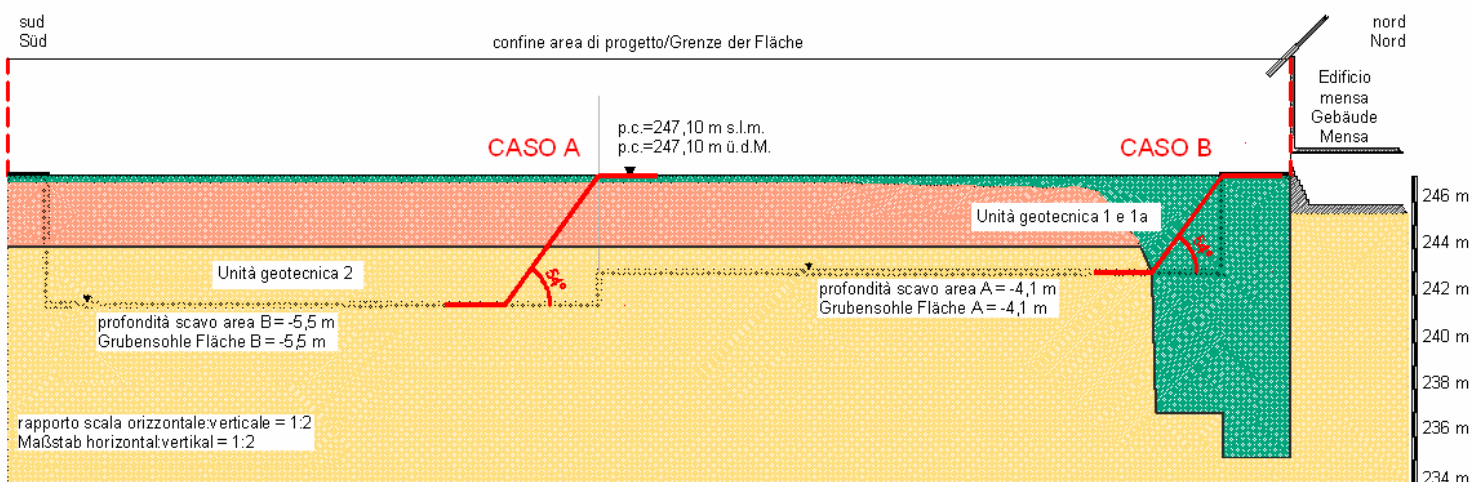
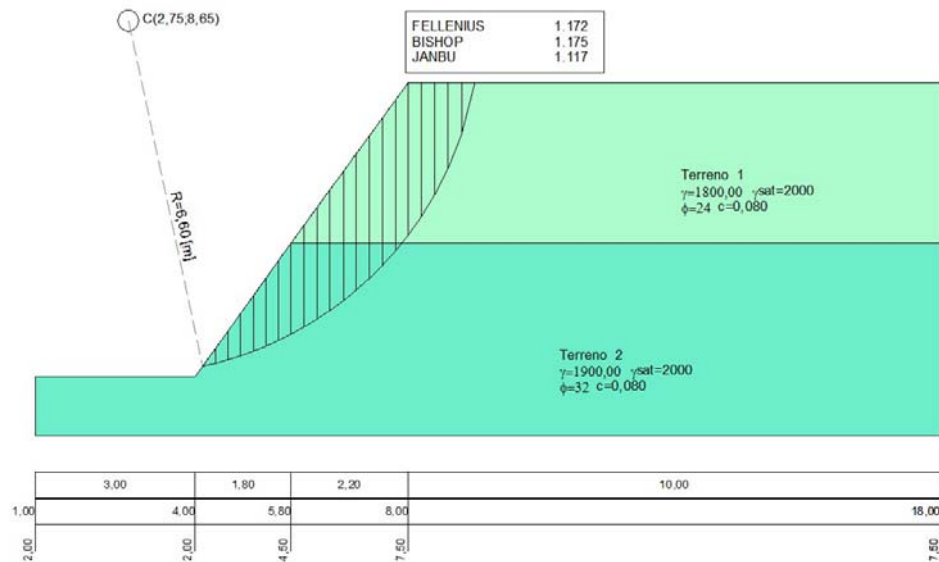


Fig. 8: Schema casi ipotizzati per il calcolo degli angoli di scarpata naturali da tenere in fase esecutiva.

Nel programma sono stati inseriti diversi angoli di scarpata fino a trovare l'angolo che generava superfici di scivolamento con fattori di sicurezza prossimi a 1,1. Per entrambi i casi tale condizione è stata verificata per un angolo di scarpata pari a 54°

Nelle figure che seguono sono riportate le superfici di scivolamento calcolate dal programma con fattore di sicurezza prossimo a 1,1 .

SCHEMA VERIFICA STABILITA' - CASO A



SCHEMA VERIFICA STABILITA' - CASO B

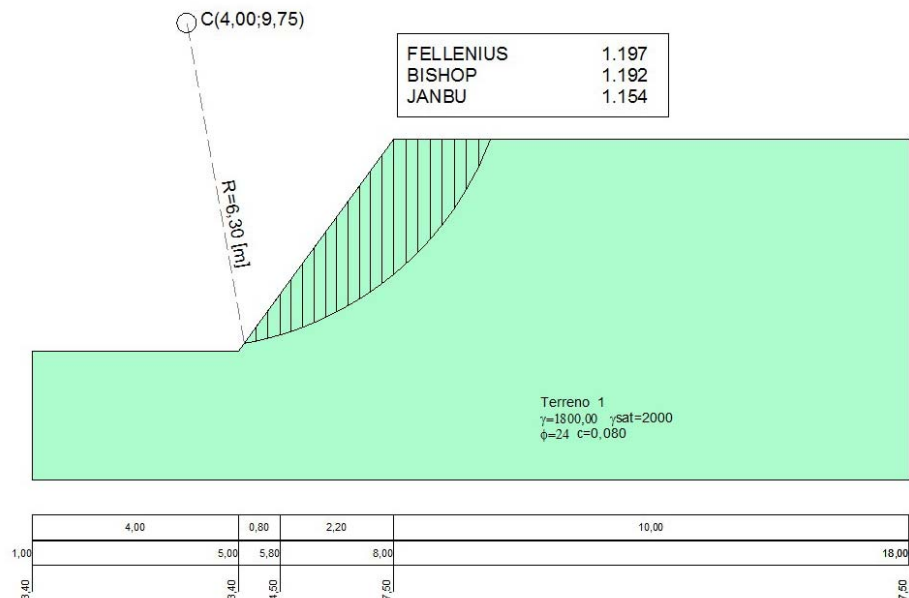


Fig. 9 e 10: Superfici di scivolamento con fattore di sicurezza minimo calcolate

Il fattore di sicurezza minimo calcolato è pari a 1,17 nel caso A e 1,15 nel caso B. A questi fattori deve essere applicato il coefficiente riduttivo R2, ottenendo quindi valori pari a 1,06 e 1,04 rispettivamente nel caso A e caso B.

La verifica valida pertanto la profilatura di scarpate provvisionali con angoli massimi di 54°. Eventuali necessità di profilare con angoli maggiori dovranno essere valutate in cantiere.

In concomitanza di intense precipitazioni la sommità e le scarpate andranno protette con teli di nylon al fine di prevenire distacchi localizzati materiale. Nel caso in cui sulle superfici di scavo dovessero affiorare grossi ciottoli, massi o trovanti, bisognerà provvedere al disgaggio delle pareti dello scavo dei trovanti.

In prossimità del ciglio della scarpata dovranno infine essere evitati sovraccarichi.

6 SISMICITA' LOCALE

La vulnerabilità dell'area di studio nei confronti del rischio sismico è valutata sulla base delle classificazioni a disposizione, in particolare facendo riferimento alle classificazioni 1984-1998, nell'Ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 2003, *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"* ed infine nella D.P.G.P di Bolzano n.33 del 21/07/2009 *"Disposizioni per le opere edili antisismiche"*.

Il Comune di Bolzano appartiene alla Zona Sismica 4, alla quale viene assegnata una accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) volte pari a 0,05 l'accelerazione gravitativa locale (g).

Lo spettro elastico di progetto che dovrà essere adottato nei calcoli è:

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

In relazione al fatto che ci troviamo in zona 4, ma si tratta della costruzione di un edificio rilevante ai sensi del D.P.G.P. 33 del 21/07/2009.

Al fine di valutare l'azione sismica sulla tipologia fondazionale adottabile nell'ambito del progetto sono stati assunti i profili stratigrafici del suolo di fondazione dell'area, secondo la normativa tecnica di applicazione dell'Ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 2003, *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*.

I profili determinati si riferiscono a depositi con specifici valori dell'indice geofisico V_{s30} rappresentativo delle velocità delle onde sismiche del tipo S nel sottosuolo.

In particolare è stato assegnato al sottosuolo dell'area in esame **la categoria C** secondo la classificazione riportata nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 14/01/2008 e nell'Ordinanza C.M. 20/03/2003 relativa alla classificazione sismica del territorio nazionale.

Nelle citate norme la categoria di suolo C è descritta come segue: *“Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < C_u < 250$ kPa)”*. Nel caso in esame ricordo che i valori delle prove SPT assegnati all'unità geotecnica 2 è $N_{spt} = 42$.

A questa zona sismica corrisponde un valore di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) volte pari a 0.15 l'accelerazione gravitativa locale (g).

A questo profilo stratigrafico corrispondono i seguenti parametri da inserire nelle espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali:

PROFILO SUOLO	S	T_B	T_C	T_D
SUOLO C	1,25	0,15	0,50	2,0

Dove:

S = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione,

T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro, sempre dipendenti dal profilo.

Le condizioni topografiche della zona in esame corrispondono al tipo T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$).

Le componenti orizzontali per la categoria di suolo C sono $T_e = 6$ sec e $T_f = 10$ sec.

7 VERIFICA DELLA POSSIBILITÀ DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Le condizioni che principalmente sono necessarie affinché si verifichi la liquefazione dei terreni sono:

- 1) granulometrie composte prevalentemente da sabbie o sabbie fini con composizione limose comprese tra 0 e 25% nei primi 5 metri
- 2) presenza della falda nei primi 5 metri
- 3) addensamento basso o medio
- 4) profondità di solito inferiori a 15 m

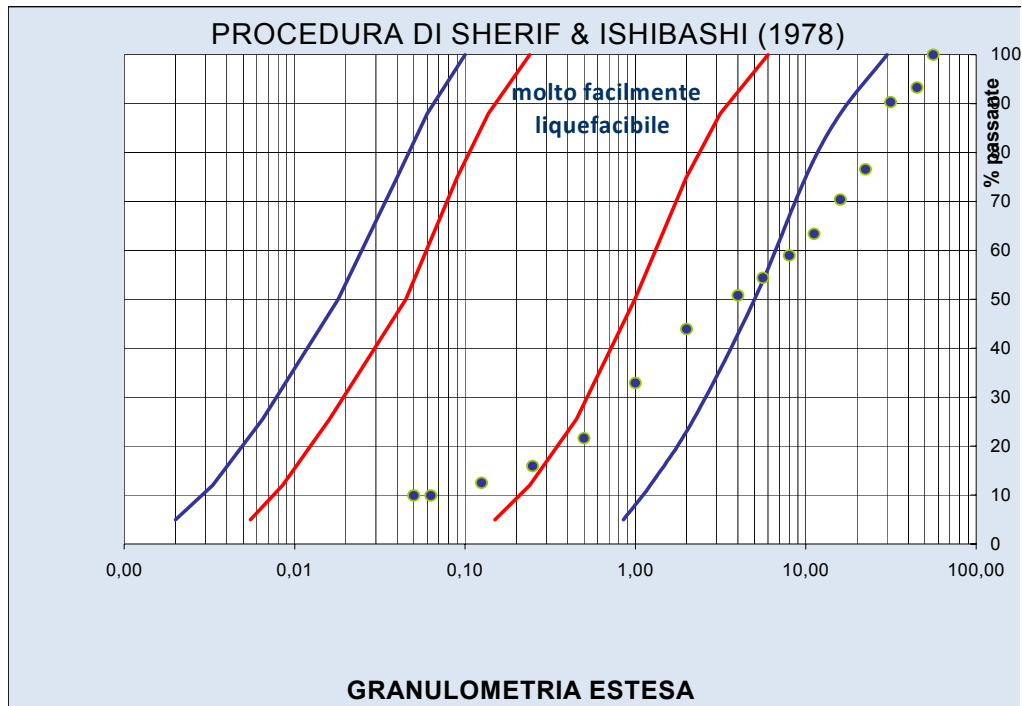
I depositi interessati dalle fondazioni di progetto sono costituite prevalentemente da sabbie grosse e ghiaie, con frazione limosa contenuta e quindi litologie che non corrispondono a quelle facilmente liquefabili.

Dai dati di progetto risulta inoltre che in occasione dei massimi storici la falda raggiunge un livello che dista circa 7 metri dal piano di posa delle fondazioni e pertanto solo in tali occasioni si verificherebbe, marginalmente, la seconda condizione indicata.

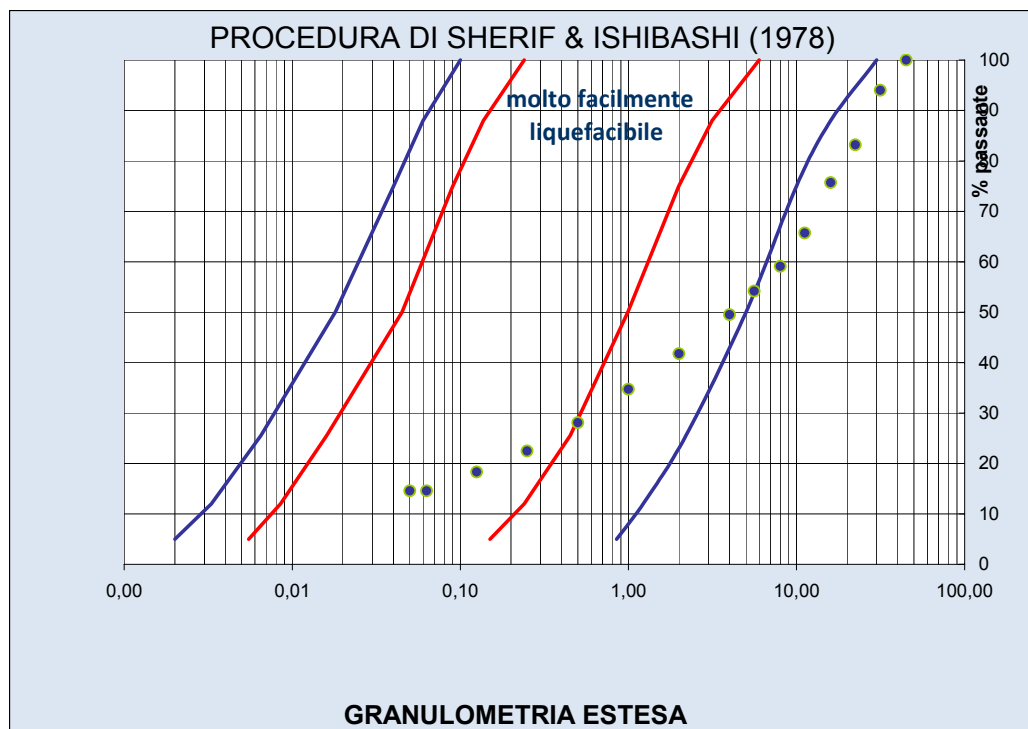
Sono inoltre state condotte delle granulometrie del terreno su campioni prelevati dal sondaggio S10/8 alle quote di 9, 11 e 13 metri dal p.c..

I risultati delle prove sono riportati in allegato.

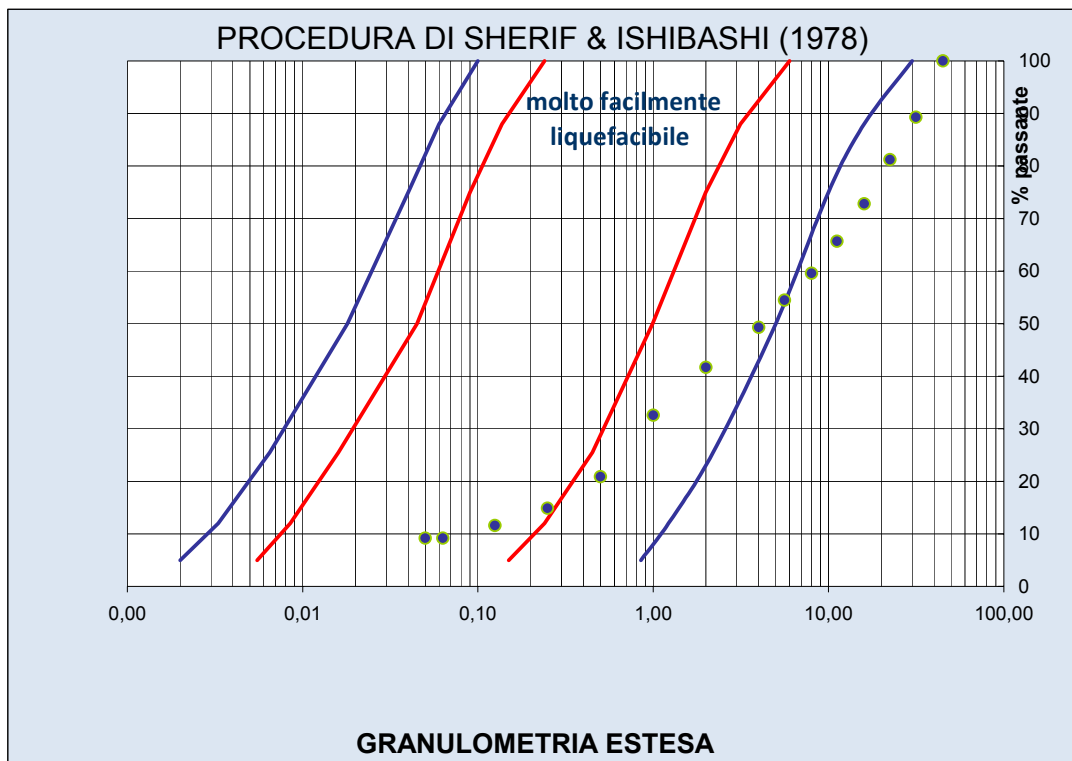
Per verificare con maggiore dettaglio se le caratteristiche granulometriche dei terreni presenti rientrano nelle categorie a rischi di liquefazione, vengono utilizzate le curve granulometriche ottenute dalle prove di laboratorio e i grafici proposti nell'ambito del metodo di Sherif e Ishibashi (1978), come di seguito riportate nelle figure.



Granulometria campione S8/10 prof 9 metri



Granulometria campione S8/10 prof 11 metri



Granulometria campione S8/10 prof 13 metri

Si può notare come le granulometrie dei campioni analizzati, non rientrano nelle fasce dei terreni molto facilmente liquefacibili (linee rosse) e nemmeno in quelle dei terreni facilmente liquefacibili (linee blu).

8 CONCLUSIONI

Il presente lavoro è stato commissionato dalla Provincia Autonoma di Bolzano nell'ambito della progettazione esecutiva della parte pubblica del Nuovo Polo Tecnologico che è previsto venga realizzato su parte delle aree appartenenti all'ex stabilimento Alumix di Bolzano.

Sono state eseguite trincee esplorative, 10 sondaggi con prove SPT ed alcune granulometrie, che hanno permesso di verificare la natura del sottosuolo dell'area, la profondità della falda e definire le principali caratteristiche meccaniche dei terreni.

Per quanto riguarda la falda non sono previsti interferenze con le opere di fondazione e nemmeno limitazioni o vincoli agli scavi. Essendo tuttavia l'area di progetto interna alla zona di protezione III dei pozzi di approvvigionamento idrico Bolzano, andranno rispettati i vincoli relativi.

Ai sensi delle norme tecniche (D.M 14/01/2008 – tab. 3.2.11) tutto il terreno di fondazione è classificato di tipo "C".

Sono state fatte alcune ipotesi fondazionali e per esse analizzate le possibili interazioni terreno fondazione, che saranno indicative ai fini della progettazione geotecnica definitiva. Sono infine stati calcolati i fronti di scavo naturali che potranno essere tenuti in sicurezza in fase esecutiva e analizzata la possibilità del fenomeno di liquefazione dei terreni che è stata esclusa.

Lo studio in oggetto è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni". Esso soddisfa i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica e costituisce pertanto documento idoneo per il rilascio della concessione ad edificare.

Bolzano, 1aprile 2011

dott. Alessandro Bozzani

-:-:- In caso di incongruenze tra testo italiano e testo tedesco vale il testo in italiano -:-:-