

Regione Veneto

Provincia di Treviso

Comune di Spresiano

IMPIANTO DI RECUPERO DI RIFIUTI NON PERICOLOSI
VARIANTE SOSTANZIALE

A05

**RELAZIONE GEOLOGICA IDROGEOLOGICA E
GEOTECNICA**

Data: Settembre 2018 Cod.: 1628/2-1

Committente

MOSOLE

Mosole S.p.A.

Via Molinetto, 47 - Saletto di Breda di Piave (TV)
Tel. +39 0422 6895 - Fax + 39 0422 686116 - e-mail: info@mosole.it

MOSOLE S.p.A.
Breda di Piave (TV)



Studio Tecnico Conte & Pegorer
ingegneria civile e ambientale

Via Siora Andriana del Vescovo, 7 – 31100 TREVISO
e-mail: contepegorer@gmail.com - Sito web: www.contepegorer.it
tel. 0422.30.10.20 r.a. - fax 0422.42.13.01



INDICE

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO	3
3. GEOMORFOLOGIA E PEDOLOGIA	5
4. MODELLO GEOLOGICO GENERALE	7
4.1 EVOLUZIONE DELLA PIANURA TREVIGIANA	9
4.2 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE GENERALI	11
5. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE LOCALI	13
5.1 ANALISI GRANULOMETRICHE.....	19
5.2 PROVE PENETROMETRICHE STANDARD SPT	19
6. MODELLO GEOTECNICO DEL SITO	21
6.1 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI	21
6.2 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	23
7. IDROGRAFIA E IDROGEOLOGIA	23
7.1 IDROGEOLOGIA LOCALE	28
8. DETERMINAZIONE DEL LIVELLO DI PERICOLOSITÀ GEOLOGICA	32
8.1 VERIFICA DELLA STABILITÀ DELLE SCARPATE	32
8.2 ESECUZIONE DELLE VERIFICHE	34
8.2.1 <i>Metodo Equilibrio Limite (LEM)</i>	34
8.2.2 <i>Metodo dei conci</i>	37
8.2.3 <i>Valutazione dell'azione sismica</i>	39
8.2.4 <i>Ricerca della superficie di scorrimento critica</i>	41

1. PREMESSA

Durante l'indagine sono stati esaminati gli aspetti geologici, morfologici, geotecnici ed idrogeologici dell'area.

L'indagine si è sviluppata secondo la seguente procedura:

- reperimento dati bibliografici e storici
- dettagliata indagine geologica in sito mediante l'esecuzione di:
 - Realizzazione di una trincea esplorativa profonda 4 metri
- esame dell'idrografia superficiale locale.

2. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

Il contesto indagato rientra nella parte centrale della provincia di Treviso nel settore dove in Fiume Piave entra nell'alta pianura dopo aver affiancato il rilievo del Montello.

L'area di studio si inquadra nel territorio agricolo compreso fra i centri abitati di Spresiano, Ponte della Priula, Nervesa della Battaglia e Arcade. Il sito è ubicato, in dettaglio, nella parte settentrionale del comune di Spresiano nell'insieme estrattivo della località Borgo Busco. L'ingresso è ubicato lungo la Via omonima, ossia Via Busco.



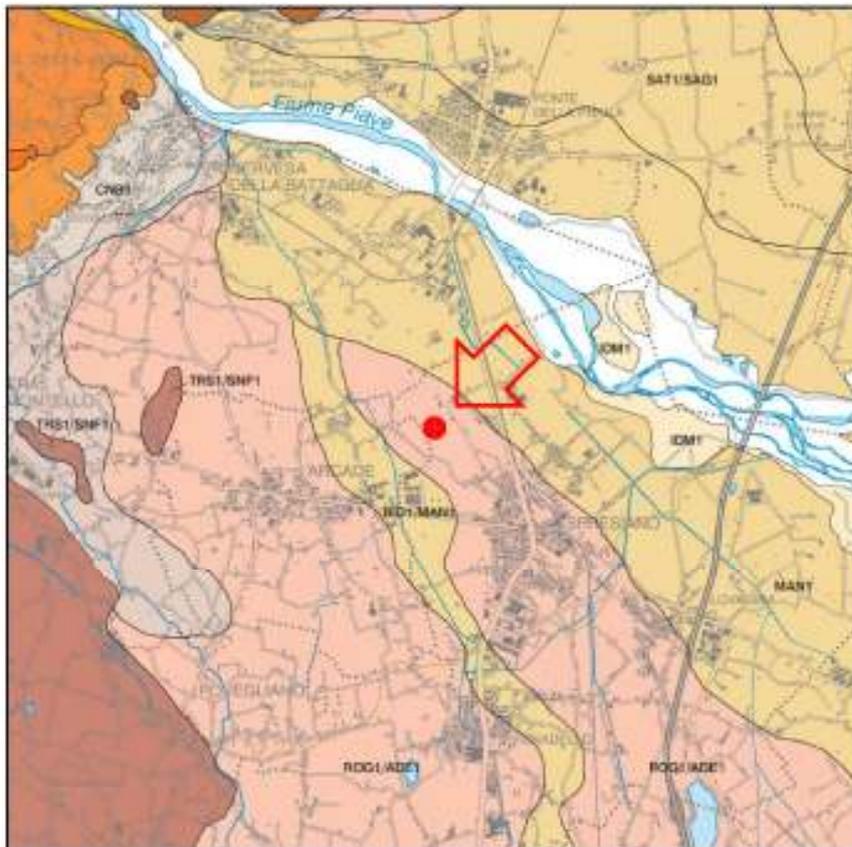
Figura 1: inquadramento geografico del sito

3. GEOMORFOLOGIA E PEDOLOGIA

L'area oggetto di studio si colloca nell'alta pianura trevigiana caratterizzata da un substrato, su cui poggia l'orizzonte umifero, prevalentemente ghiaioso sabbioso. L'utilizzo agricolo intensivo ha, inoltre, causato l'impoverimento dei terreni e ridotto la loro qualità a causa delle immissioni connesse alle varie pratiche. Lo strato pedologico, tuttavia, permette buone produzioni di raccolti.

La carta dei suoli della provincia di Treviso realizzata dall'Osservatorio Regionale Suolo dell'ARPAV di Castelfranco Veneto su finanziamento della Provincia di Treviso, su rilevamenti compiuti tra il 2003 ed il 2007 classifica i suoli come di alta pianura antica (pleni tardiglaciale) fortemente decarbonatati, in particolare costituiti da conoidi ghiaiosi con tracce di canali anastomizzati costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie.

Si tratta di suoli, moderatamente profondi, tessitura moderatamente grossolana, con scheletro abbondante, da molto calcarei a estremamente calcarei, drenaggio moderatamente rapido, permeabilità alta, falda assente.



P	PIANURA ALLUVIONALE DEL FIUME PIAVE A SEDIMENTI ESTREMAMENTE CALCAREI.
	P1 Alta pianura antica (pleistocenica) con suoli fortemente decarbonatati, con accumulo di argilla e a evidente rubefazione.
	P1.1 Conoidi ghiaiosi e superfici terrazzate con evidenti canali intrecciati, costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie. Unità Cartografiche: TRS1/SNF1
	P1.2 Conoide ghiaioso con poche tracce di canali intrecciati, costituito prevalentemente da ghiaie e sabbie del Piave intercalate a limi e argille colluviali e fluviali dei corsi d'acqua collinari. Unità Cartografiche: TRS2/TRS1
	P1.3 Depressioni interconoidi con depositi limosi, sabbiosi e secondariamente ghiaiosi. Unità Cartografiche: PDO1
	P1.4 Alti terrazzi, privi di tracce di canali intrecciati e con probabili apporti di loess, formati dallo scaricatore glaciale del ramo di Revine del ghiacciaio del Piave, precedentemente l'ultimo massimo glaciale. Unità Cartografiche: FAR1
	P2 Alta pianura antica (pleni-tardiglaciale) con suoli decarbonatati.
	P2.1 Conoidi ghiaiosi con evidenti tracce di canali intrecciati, costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie. Unità Cartografiche: ROG1/ADE1
	P2.2 Porzioni distali dei conoidi ghiaiosi con evidenti tracce di canali intrecciati, costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie con falda prossima alla superficie. Unità Cartografiche: ROG1/GOD1
	P2.3 Depressioni interconoidi con depositi limosi, sabbiosi e secondariamente ghiaiosi. Unità Cartografiche: LRG1

Figura 2 Estratto della carta dei Suoli della Provincia di Treviso. Arpav

Talora si osservano lenti o strati sottili di sabbia; strati di materiali fini, argillosi o limosi, sono praticamente assenti ed iniziano ad apparire solo in profondità spostandoci molto più a sud.

All'interno delle ghiaie si possono riscontrare, per processi di deposito da parte delle acque circolanti nei vuoti del materasso alluvionale di concrezioni calcaree, dei livelli conglomeratici, generalmente di scarso spessore e poco cementati.

In superficie la presenza di terreno vegetale è dell'ordine di circa 0.5 m di spessore. Le ghiaie hanno elementi a composizione petrografico-mineralogica che rispecchia la suddivisione percentuale delle rocce affioranti lungo l'intero bacino idrografico del Piave, da cui traggono origine. Di gran lunga prevalenti sono gli elementi di natura calcarea o calcareo-dolomitica. Subordinatamente sono presenti elementi di natura arenacea, quarzosa, filladica, porfidica.

La potenza delle ghiaie non è nota con certezza, ed è ricostruibile in gran parte analizzando i dati stratigrafici derivati dalla terebrazione di pozzi per approvvigionamento idrico.

Tuttavia, sulla base dei dati ricavabili in letteratura scientifica, in vicinanza dei rilievi prealpini, fascia settentrionale, lo spessore non dovrebbe essere inferiore a 200 m, mentre a sud, verso la linea superiore delle risorgive, lo spessore si aggira intorno ai 90 - 100 m.

Nella figura che segue viene riportata una sezione schematica dell'assetto del substrato che si estende dalle pendici del Montello fino a Quinto di Treviso. L'area in esame ricade nella porzione settentrionale dell'Alta pianura.

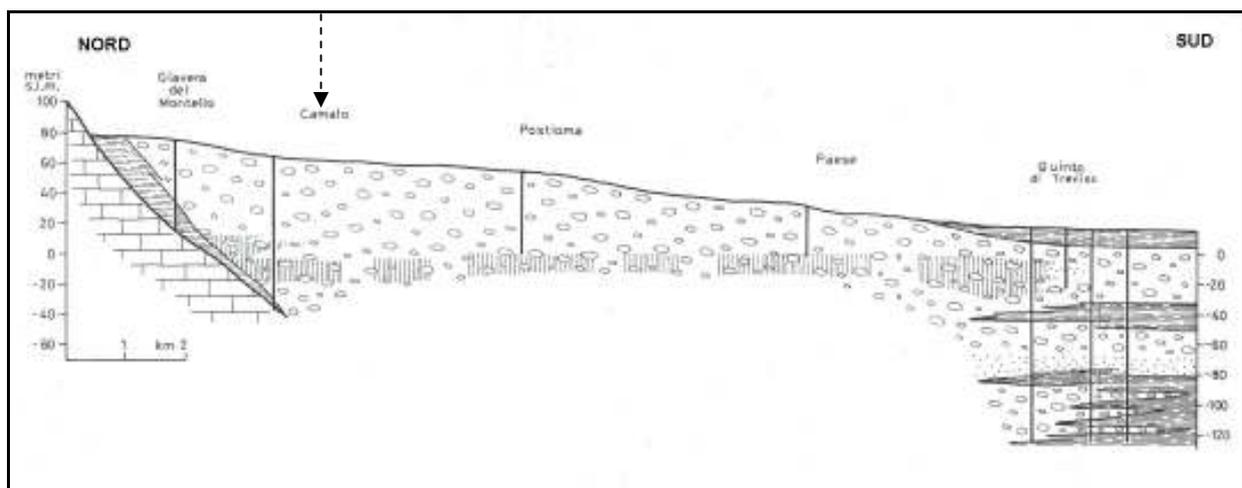


Figura 4: Sezione schematica della pianura fra il Montello e Quinto di Treviso

La litologia locale è comunque visibile dalle pareti dei fronti di cava.

4.1 EVOLUZIONE DELLA PIANURA TREVIGIANA

Per comprendere l'assetto idrogeologico del Comune di Spresiano è fondamentale chiarire le fasi genetiche plioceniche e oligoceniche della pianura trevigiana.

Il territorio in esame è posto sulla grande conoide che il Piave ha formato in età glaciale e post glaciale. La storia evolutiva dall'ultima glaciazione ai tempi attuali può essere così riassunta:

Fase anaglaciale: nel corso dell'espansione e della fase di massima intensità dell'ultima glaciazione (anaglaciale Würmiano, 31.000 anni fa), una spessa coltre di detriti grossolani venne distribuita a ventaglio sulla pianura, formando una grande conoide con vertici a Caerano, Nervesa ed altri verso est. Questi erano legati alle varie fronti del ghiacciaio del Piave, le quali determinavano grandi correnti fluvio-glaciali che trascinavano verso sud i materiali trasportati (figura 2).

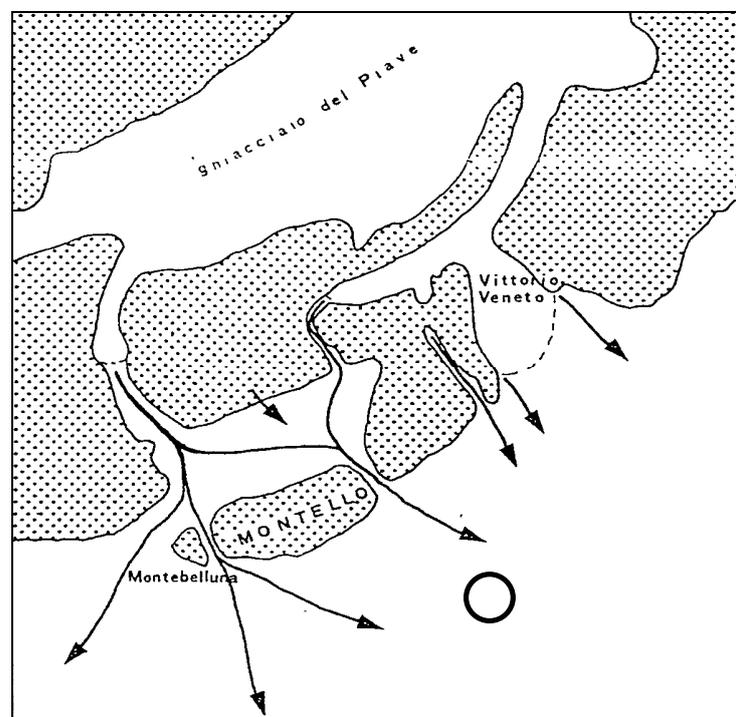


Figura 5 Correnti fluvio-glaciali delle varie fronti del ghiacciaio del Piave. (da Comel, 1957; modificato)

Fase cataglaciale: il ghiacciaio cominciò a ritirarsi (18.000 anni fa), le varie correnti diminuirono d'intensità, tranne quella in uscita da Nervesa, che determinò la formazione di una seconda conoide, interconnessa e sovrapposta alla prima, con vertice a Nervesa e limitata ad ovest dal torrente Giavera e ad est dal torrente Monticano.

Fase postglaciale: su questa seconda conoide (10.000 anni fa) il Piave ha divagato incidendo e ridepositando sulle vecchie alluvioni. Le singole correnti più veloci hanno lasciato lunghe strisce ghiaiose che ancora oggi si osservano.

Nella figura sottostante sono rappresentate le correnti fluvio-glaciali würmiane (frecche continue), le correnti più recenti (frecche tratteggiate) e il limite della seconda conoide (linea tratteggiata)

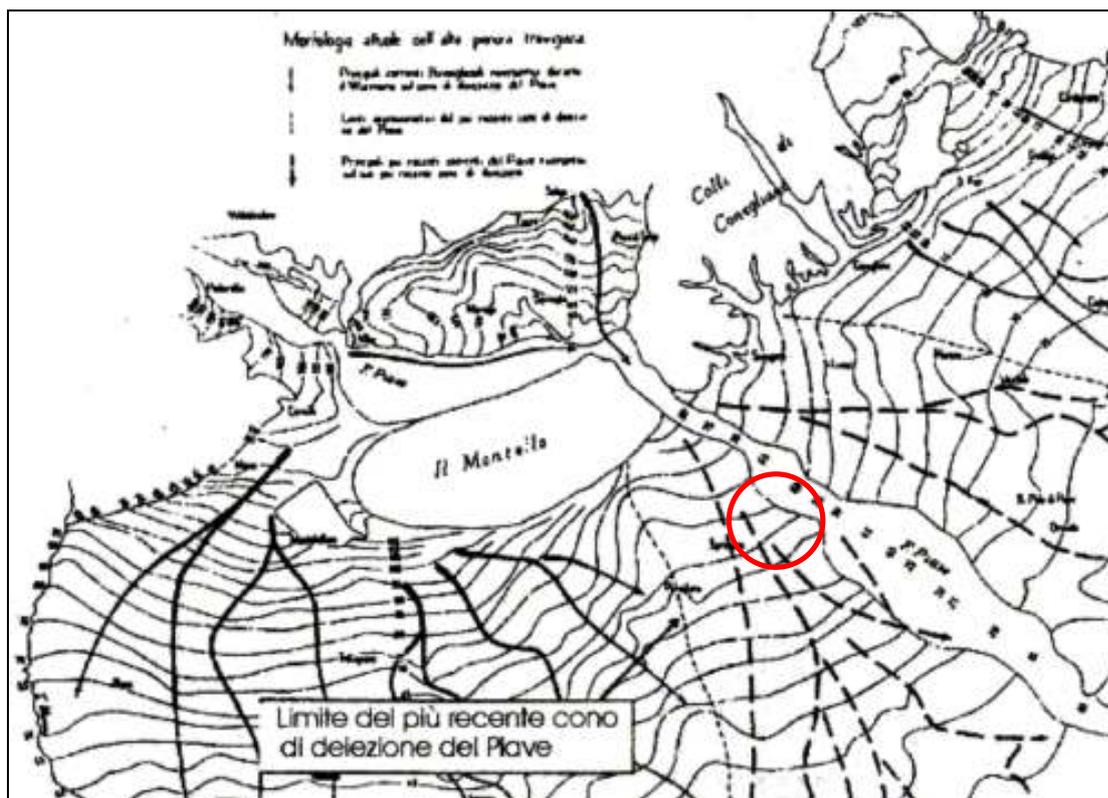


Figura 6 Morfologia attuale dell'alta pianura trevigiana. (da Comel, 1971; modificato)

Il divagare è stato poi progressivamente ridotto dall'intervento dell'uomo, infatti, la necessità di proteggere Treviso, ha motivato la costruzione, dal Medio Evo al 1800, di argini, seppure discontinui. Poi, nello Stato unitario, si è provveduto alla costruzione di arginature continue dai rilievi fino al mare.

Nella figura 3, il limite del più recente cono di deiezione distingue l'area soggetta alle più recenti divagazioni del Piave, dall'area interessata dall'alluvionamento pleistocenico. I terreni superficiali, di conseguenza, mostrano caratteristiche diverse a seconda della loro età e delle caratteristiche del substrato. I terreni più antichi, ad ovest del limite, risultano ferrettizzati (ricchi in minerali argillosi e idrossidi di ferro, caratterizzati da un colore rossastro tipico) e hanno uno spessore medio di 50 cm. I terreni più recenti, compresi tra i limiti della conoide, hanno preponderanza di sabbia e limo mentre la frazione argillosa è circa il 10%. Lo spessore medio di questi terreni è di 30 cm.

4.2 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE GENERALI

Dalle stratigrafie in nostro possesso derivate dai pozzi dell'acquedotto di Spresiano, come indicati nell'immagine sottostante, è possibile definire la situazione fino a 100 metri di profondità e verificare la presenza di uno spesso materasso ghiaioso sabbioso in cui si rinvengono lenti sabbiose e livelli cementati.



Figura 7 ubicazione pozzi profondi (punti blu) e della cava (cerchio rosso).

Pozzo Acq1:

Da 0 a 1 m terreno vegetale

Da 1 a 20 m ghiaia sciolta sabbiosa con elementi del diametro di 6-8 cm

Da 20 a 35 m ghiaia sciolta sabbiosa con elementi del diametro di 2-4 cm

Da 35 a 48 m ghiaia poligenica sciolta con lenti di puddinga

Da 48 a 53,5 m ghiaia grossa poligenica sciolta con lenti di puddinga

Pozzo Acq2:

Da 0 a 0,7 m terreno vegetale

Da 0,7 a 24 m ghiaia grossa

Da 24 a 58 m ghiaia grossa con livelli conglomeratici

Da 58 a 87,5 m ghiaia cementata

Da 87,5 a 89 m ghiaia

Da 89 a 94 m ghiaia grossa con livelli conglomeratici

Da 94 a 100 m ghiaia e sabbia

Pozzo Acq3:

Da 0 a 13 m ghiaia con elementi del diametro di 2-4 cm

Da 13 a 14 m argilla mista a ghiaia e sabbia

Da 14 a 24 m ghiaia mista a sabbia

Da 24 a 26 m argilla

Da 26 a 45 m ghiaia pulita

Da 45 a 46 m ghiaia sabbia e argilla

Da 46 a 52 m ghiaietto pulito

Da 52 a 54 m ghiaia cementata

Le dimensioni medie delle ghiaie permettono di classificarle come ghiaie grossolane con ciottoli.

A profondità maggiori aumenta la presenza di sabbia e la dimensione media della ghiaia tende a scendere.

Data la loro origine i sedimenti quaternari hanno localmente composizione granulometrica variabile sia in senso verticale che laterale e quindi tra le ghiaie più o meno sabbiose dominanti compaiono localmente livelletti o lenti di sabbia od anche livelli o lenti limoso-argillosi e sottili intercalazioni argillose.

Questi sedimenti fini presumibilmente provengono dalle alterazioni dei conglomerati del Montello e costituiscono eventi eccezionali.

5. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE LOCALI

Per verificare le caratteristiche geologiche in corrispondenza del sito di progetto dove verrà realizzata una piazzola in calcestruzzo con dimensioni di 90 m x 75 m, per una superficie di 6.750 m², è stata realizzata una trincea esplorativa con escavatore, profonda 4 metri.

Tale profondità d'indagine è, infatti, sufficiente, in base alla distribuzione dei carichi di progetto, considerando che l'attuale piano risulta a - 20 metri circa dal piano campagna originario. Compensando il peso delle ghiaie scavate (20 m per 2 kg/cmq= 40 kg/cmq) il carico unitario netto già al piano di posa della platea si annulla abbondantemente.

La stratigrafia derivata indica che il sottosuolo è costituito da ghiaia poligenica arrotondata con ciottoli e sabbia limosa nocciola.

Le stratigrafie dei pozzi acuedottistici di Spresiano indicano che tale stratigrafia è estendibile fino ad almeno 80 metri di profondità dal piano di posa della platea.

Come si nota dalle pareti verticali della trincea le ghiaie sono addensate e dotate anche di coesione data dalla matrice limosa.



Foto 1 trincea esplorativa



Foto 2 terreno estratto dalla trincea



Foto 3 realizzazione della trincea

Nel 2003, proprio all'interno della cava fu realizzato un sondaggio denominato S6 ai fini del progetto di realizzazione di una variante al centro abitato di Spresiano della S.S. n.13 "Pontebbana" e della S.P. n. 57 "Destra Piave"- circonvallazione di Spresiano Capoluogo,

S6:

Da 0 a 3,8 m ghiaia (media, fine e grossa arrotondata prevalentemente calcarea) limoso sabbiosa, in matrice nocciola.

Da 3,8 a 9 m ghiaia (media, grossa e fine arrotondata prevalentemente calcarea) limoso sabbiosa, in matrice nocciola.

Da 9 a 10 m ghiaia (media grossa e fine arrotondata prevalentemente calcarea) limoso sabbiosa, matrice biancastra.

Da 10 a 20 m ghiaia (media, fine e grossa arrotondata e sub angolare poligenica) limosa, matrice marrone.

5.1 ANALISI GRANULOMETRICHE

Dal sondaggio è stato prelevato un campione, ovviamente disturbato, di sedimenti.

Il campione è stato sottoposto ad analisi granulometrica per setacciatura.

La setacciatura, che riguarda i terreni a grana grossa, avviene attraverso vagli di diversa maglia. I risultati vengono riportati in una curva di distribuzione secondo le dimensioni.

La percentuale P% più fine di una certa dimensione è riportata in ordinate in scala naturale, mentre il corrispondente diametro dei granuli è riportato in ascissa in scala logaritmica. La forma della curva è indicativa della distribuzione percentuale, e l'andamento può essere espresso dal coefficiente di uniformità U dato dal rapporto tra il diametro corrispondente al passante 60% ed il diametro corrispondente al passante 10%.

Tabella 1 Risultati analisi granulometriche

SONDAGGIO	PROFONDITÀ PRELIEVO CAMPIONE (m da p.c.)	DI DEL % SABBIA	% GHIAIA	U
S6	5,00 – 5,50	30	70	50

Le curve granulometriche permettono di classificare il materiale come ghiaia media con poca sabbia.

5.2 PROVE PENETROMETRICHE STANDARD SPT

All'interno del foro di sondaggio è stata realizzata anche una prova penetrometrica S.P.T. (Standard Penetration Test) che è un tipo particolare di prova penetrometrica che misura il numero di colpi necessario per infiggere il campionatore standard per la profondità di 30 cm, (1 piede) battendo con un maglio del peso fisso di 63,5 kg con un'altezza di caduta pari a 76,2 cm. La prova viene eseguita sul fondo del foro di sondaggio infiggendo il campionatore per 45 cm e considerando solo il numero di colpi relativo all'ultimo tratto di infissione di 30 cm.

Si tratta quindi di una prova empirica standardizzata che, attraverso tabelle e diagrammi elaborati da studiosi americani, permette una correlazione tra risultati della prova e caratteristiche del terreno e carico ammissibile.

Tabella 2 Risultati delle prove SPT

	Profondità di esecuzione (m da p.c.)	N° di colpi per l'infissione dei primi 15 cm	N° di colpi per l'infissione degli ultimi due tratti da 15 cm	N° di colpi risultante dalla somma precedente (da usare per le correlazioni)
S6	3,00 – 3,45	33	38 + 43	>50

Nella tabella sottostante vengono riportate le correlazioni tra numero di colpi necessario per l'infissione dell'ultimo tratto di 30 cm (piede) ed angolo di attrito.

Tabella 3 Tabella di correlazione N° colpi da SPT/angolo di attrito

Terreno	Penetrometro standard N° di colpi per piede	Angolo di attrito
Molto sciolto	<4	<30°
Sciolto	4 – 10	30° - 35°
Compatto	10 – 30	35° - 40°
Denso	30 – 50	40° - 45°
Molto denso	>50	>45°

Dalla prova effettuata risulta quindi che i materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area indagata hanno un angolo di attrito dell'ordine maggiore di 45°.

6. MODELLO GEOTECNICO DEL SITO

Il modello geotecnico del sito individua, in funzione del tipo di opera, le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni necessarie per valutare la sicurezza e la funzionalità, in termini di curabilità e robustezza, dell'opera in progetto.

6.1 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

Di seguito viene valutata il carico limite dei terreni.

Il carico è stato calcolato con il metodo proposto da Meyerhof. Questo metodo riprende la formula di Terzaghi e calcola diversamente i coefficienti di fondazione N_q ed N_γ .

Inoltre inserisce nella formula i coefficienti relativi alla forma, alla profondità, all'inclinazione del carico.

$$q_{lim} = cN_c S_c D_c l_c + \gamma D N_q S_q D_q l_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma D_\gamma l_\gamma$$

Inoltre consente di calcolare q_{lim} anche in caso di carico applicato eccentricamente.

In caso di carico eccentrico si usano B' ed L' al posto di B ed L :

$$B' = B - 2 \cdot b ; L' = L - 2 \cdot l.$$

La verifica di capacità portante è stata condotta per gli stati limite ultimi (SLU) di tipo geotecnico, applicando l'approccio 2 con la combinazione M1+R3 come stabilito dalle NTC 2018 per fondazioni superficiali nel caso di carico limite. In questo caso il γ_R da considerare è pari a 2,3.

CARICO LIMITE E CAPACITÀ PORTANTE

Fondazioni superficiali

Meyerhof (1963)

Caratteristiche geometriche:

B	=	75,00	[m]
D	=	0,50	[m]
L	=	90,00	[m]

Caratteristiche geotecniche:

γ	=	20,00	[kN/m ³]
ϕ	=	45,0	[° gradi]
c	=	0,00	[kN/m ²]

eB	=	0,00	[m]	cu	=	0,00	[kN/m ²]
eL	=	0,00	[m]	ca	=	0,00	[kN/m ²]
β	=	0,0	[° gradi]	Fs	=	2,30	-

Carichi applicati:

V	=	0,00	[kN]
H	=	0,00	[kN]
η	=	0,0	[° gradi]

Valori corretti:

B'	=	75,00	[m]
L'	=	90,00	[m]
φ'	=	26,6	[° gradi]
δ'	=	17,7	[° gradi]
c'	=	0,00	[kN/m ²]
cu'	=	0,00	[kN/m ²]
kp	=	2,62	-

Profondità falda:

zw	=	0,00	[m]
----	---	------	-----

Caratteristiche applicate:

Tipologia di fondazione:	Nastriforme/Rettangolare
Azione sismica:	Correzione Vesic
Applicazione carico:	H parallelo a L
sq	

Fattori di correzione:

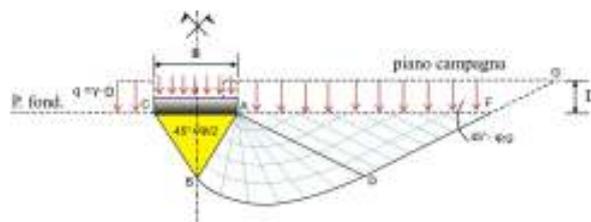
sc	=	1,437
sq	=	1,218
sγ	=	1,218
dc	=	1,002
dq	=	1,001
dγ	=	1,001
ic	=	1,000
iq	=	1,000
iγ	=	1,000
rγ	=	0,606

Fattori di fondazione:

Nc	=	23,233
Nq	=	12,634
Nγ	=	8,843

Carichi e tensioni:

Q	=	34116174,69	[kN]
qlim	=	5054,25	[kN/m ²]
Qamm	=	2197,50	[kN/m ²]



Legenda:

B	=	Base	γ	=	Peso di volume	V	=	Carico verticale
D	=	Profondità	φ	=	Angolo di attrito	H	=	Carico orizzontale
L	=	Lunghezza	c	=	Coesione	η	=	Inclinazione carico
eB	=	Eccentricità (B)	cu	=	Coesione non drenata	δ'	=	Angolo
eL	=	Eccentricità (L)	ca	=	Adesione in B			
β	=	Inclinazione	kp	=	Coeff. Spinta passiva			

Il carico limite è di 5054 kN/mq (50 kg/cmq), la capacità portante applicando il coefficiente di 2,3 stabilito per fondazioni superficiali dalle NTC18 è di 21 kg/cmq.

6.2 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Nella scelta della q.amm di progetto va opportunamente tenuto conto dei cedimenti totali, considerando l'eventualità di cedimenti differenziali che possono pregiudicare la statica del fabbricato.

Nel nostro caso, considerando il sovraccarico precedente all'escavazione di 20 metri di ghiaia compatta, per sola compensazione il carico di esercizio è: di almeno **10 kg/cmq.**

Il calcolo è del tutto cautelativo.

Le caratteristiche generali di portanza del terreno sono idonee alla realizzazione dell'intervento edilizio in progetto.

Valori superiori del carico comporterebbero deformazioni poco accettabili e tensioni verticali nel sottosuolo poco compatibili con la resistenza allo schiacciamento del terreno.

7. IDROGRAFIA E IDROGEOLOGIA

L'elemento idrografico principale è il fiume Piave il cui corso dista dall'area in esame circa 1,6 km in direzione Est.

Il Fiume Piave che presenta un bacino prevalentemente montano delimitato a Sud dalla stretta di Nervesa della Battaglia, dopo aver percorso la valle trasversale che taglia tutta la fascia prealpina assume una morfologia a rami anastomizzati con un letto molto ampio.

A Nord del Montello il corso d'acqua scorre incassato a quota altimetrica di circa 10 m più depressa rispetto alle rive con una conformazione "braided" (a rami intrecciati). Immediatamente dopo la piena del 1966, a causa dell'enorme apporto di sedimenti il ramo destro, un tempo il più attivo, è stato abbandonato e si è generata un'ampia zona definita "Grave di Ciano" presto colonizzata dalla vegetazione. Attualmente il Fiume scorre solo sul ramo sinistro.

Le portate solide del fiume, sbarrate dalle chiuse a monte, sono attualmente molto diminuite e la morfologia fluviale risulta in evoluzione tramite il restringimento e l'approfondimento del letto.

Superata la fascia prealpina, il Fiume entra in pianura in prossimità dell'area di progetto, a Nervesa della Battaglia e con importanti dispersioni idriche alimenta le falde freatiche alloggiate nelle alluvioni circostanti. Il regime idrometrico è caratterizzato da piene autunnali in corrispondenza della stagione piovosa e da morbide primaverili sia in relazione alle piogge che allo scioglimento delle nevi.

L'elevata permeabilità dei terreni della zona non ha permesso lo sviluppo di una rete idrografica naturale minore.

Dal Fiume Piave, presso Nervesa della Battaglia, vengono derivati tre canali:

- Il canale Piavesella, che scorre circa 500 m ad ovest dell'area di progetto. Il Piavesella è un canale irriguo con alveo a tratti sospeso caratterizzato da direzione circa Nord Sud che una volta raggiunta Treviso, si getta nel Sile.
- Il Canale della Vittoria che scorre circa parallelo al Piave ed a Lovadina si divide nei canali di Carbonera e Priula, che a loro volta alimentano vari corsi minori.
- Il Canale della Vittoria di Ponente che si dirige verso ovest Segue per un tratto il perimetro meridionale del Montello e a Giavera, dopo l'immissione del canale del Bosco, piega verso sud sfiorando Camalò di Povegliano e Musano di Trevignano.

La rete artificiale minore è caratterizzata da canalette in calcestruzzo o tombate, che si diramano nelle aree agricole lungo i confini degli appezzamenti o a lato della rete viaria.

Il sistema idrografico locale è gestito dal consorzio di bonifica Piave competente nel territorio al fine di garantire l'irrigazione degli appezzamenti agricoli.

Sotto l'aspetto idrogeologico l'area in esame ricade all'interno della zona di Alta Pianura.

L'Alta Pianura si estende per una fascia larga mediamente una decina di chilometri ed è caratterizzata da un materasso alluvionale esteso dalla «fascia delle Risorgive» fino a ridosso dei rilievi prealpini e costituito quasi esclusivamente, come già evidenziato, da ghiaie in matrice più o meno sabbiosa, per spessori di alcune centinaia di metri; intercalate a tali ghiaie si possono rinvenire delle sottili lenti sabbiose, talora limose, con potenza decimetrica. Nel sottosuolo è presente un acquifero unico, indifferenziato, di grande potenzialità, normalmente utilizzato per scopi idropotabili.

L'acquifero indifferenziato viene alimentato in parte dalle infiltrazioni efficaci di acque meteoriche, data la notevole permeabilità dei terreni superficiali e la bassa pendenza della

superficie topografica, in parte dalle perdite di subalveo dei corsi d'acqua, soprattutto del Piave, e in parte da deflussi sotterranei provenienti dalle zone montane.

I fattori naturali da cui dipende essenzialmente la ricarica dell'acquifero sono:

- la dispersione dal bacino del F.Piave
- le infiltrazioni del Montello
- le precipitazioni
- l'irrigazione
- la dispersione dei corsi d'acqua artificiali (peraltro ridotte a causa della loro impermeabilizzazione).

Tra tutti questi fattori il predominante risulta essere senz'altro la dispersione proveniente dall'alveo del Piave che influenza la falda dell'area.

Questo acquifero a sua volta alimenta le falde in pressione esistenti nelle zone di media e bassa pianura.

In generale il movimento della falda avviene da Nord a Sud, ma localmente può assumere andamenti diversi, messi in evidenza da ondulazioni dell'andamento delle linee delle isofreatiche.

Tali variazioni indicano la presenza di settori di alimentazione o di drenaggio delle acque sotterranee.

Più in particolare il settore di studio è compreso tra una zona di forte alimentazione della falda freatica dovuta alle dispersioni in subalveo operate dal Piave e un asse di drenaggio che da Nervesa scende fino in corrispondenza dell'abitato di Villorba.

La Carta Idrogeologica dell'Alta Pianura Veneta realizzata da A. Dal Prà sulla base dei rilievi effettuati nel novembre 1975 indica per la zona in esame un livello della falda che varia sui 35 m s.l.m.. Considerando che il Piano campagna originario si colloca a quote di 60 m s.l.m. presso il sito in esame si ha che la falda durante i rilievi del '75 si poneva ad una profondità rispetto al piano campagna di circa 25 m.

Si nota la netta influenza determinata dalla dispersione del Fiume Piave, la falda, infatti, assume un andamento Nord Est Sud Ovest che allontanandosi dal Fiume diviene circa Nord /Sud. Il gradiente varia tra 0,5% a nord est della cava a 0,18% verso la parte meridionale dell'area di interesse.

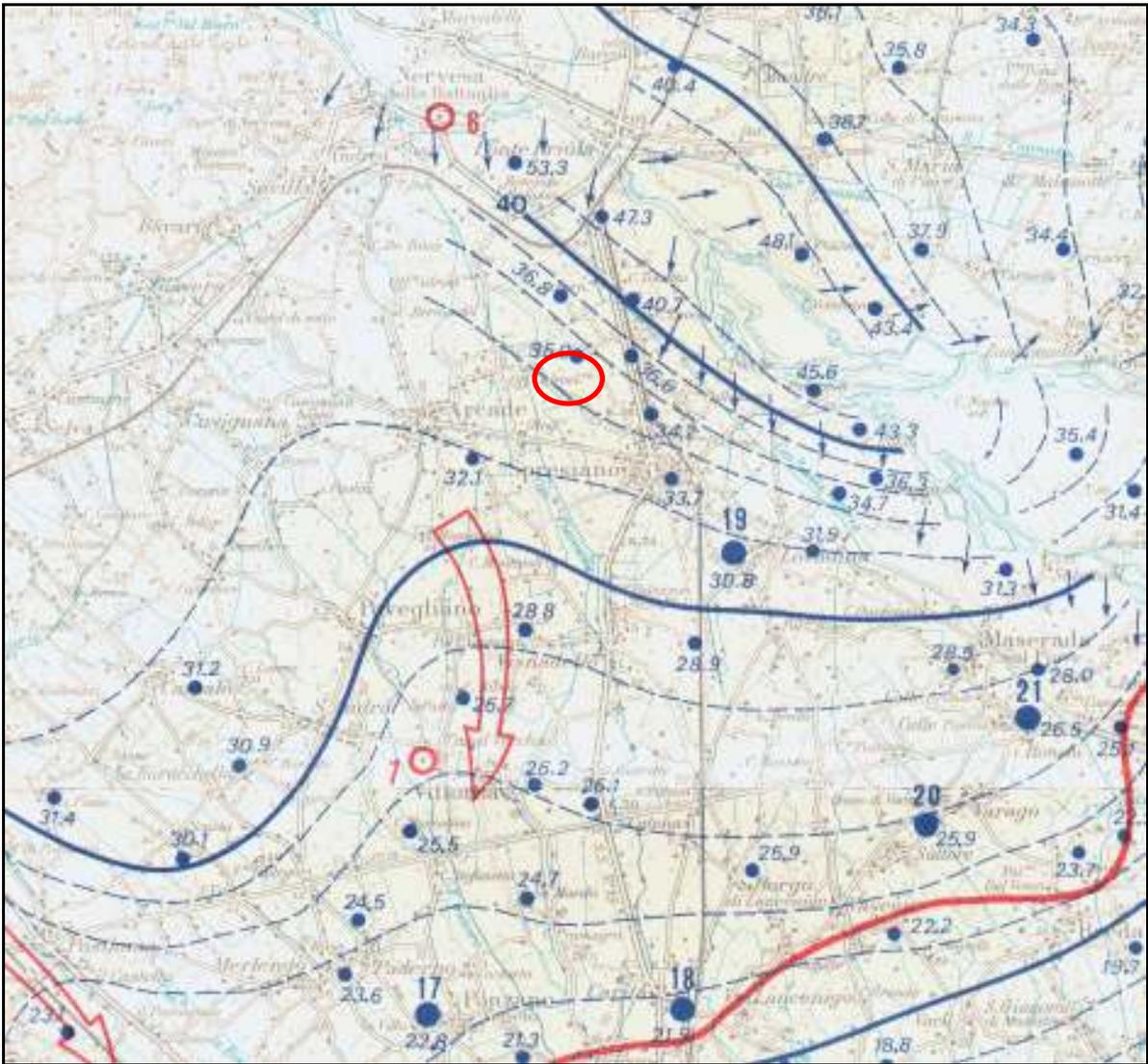


Figura 8 Estratto della "Carta Idrogeologica dell'alta Pianura Veneta" di A. Dal Prà.

Uno studio realizzato dalla Provincia di Treviso ha ricostruito l'andamento della falda in periodo di magra. I rilievi si sono svolti nel marzo 2002 ed hanno interessato 9 pozzi all'interno del territorio comunale di Spresiano ed uno in quello di Arcade. L'andamento rispecchia quello già evidenziato durante i rilievi del 1975, si nota in modo abbastanza netto la presenza di un asse di drenaggio ad ovest dell'area in esame che da Nervesa scende fino a Villorba.

Il livello della falda in corrispondenza dell'area in esame risulta sui 28 m s.l.m. con soggiacenza rispetto al piano campagna di 32 m.

L'andamento varia da NordEst/SudOvest a Nord/Sud il gradiente varia tra lo 1% verso il margine settentrionale della zona di interesse e lo 0,3 % verso il margine meridionale. I

gradienti risultano più elevati perché rilevati in periodo di magra rispetto alle misure del 1975 rilevate in fase di piena.

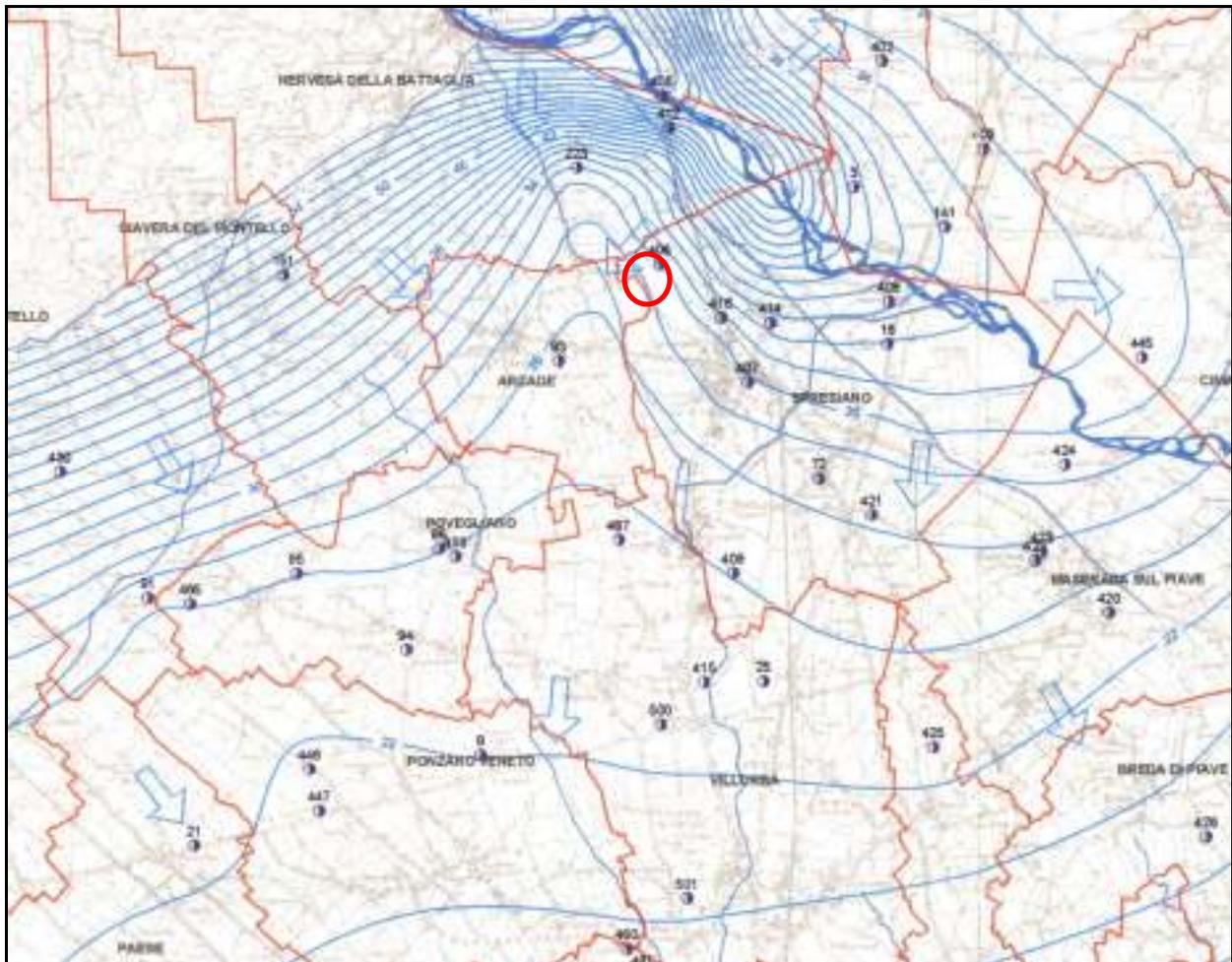


Figura 9 Estratto della “Carta Freatimetrica Provinciale dei Deflussi di Magra” della Provincia di Treviso.

Lo studio effettuato per il "Progetto di ampliamento e ripristino ambientale del bacino estrattivo “BORGO BUSCO” del 2008 (vedi relazione geologica - idrogeologica a firma Dott. Geol. R. Valvassori) ha evidenziato che la quota media della massime della falda presso la cava risulta compresa fra 32 e 33,8 m s.l.m., circa 32,75 presso l'area di progetto.

Le quote del fondo cava presso l'area di progetto variano tra 41,0 e 41,5 m s.l.m. quindi la quota media delle massime di falda si trova a circa 8 metri da fondo cava, area di progetto.

7.1 IDROGEOLOGIA LOCALE

Presso la cava esiste una rete di monitoraggio dei livelli di falda costituita da 6 piezometri .

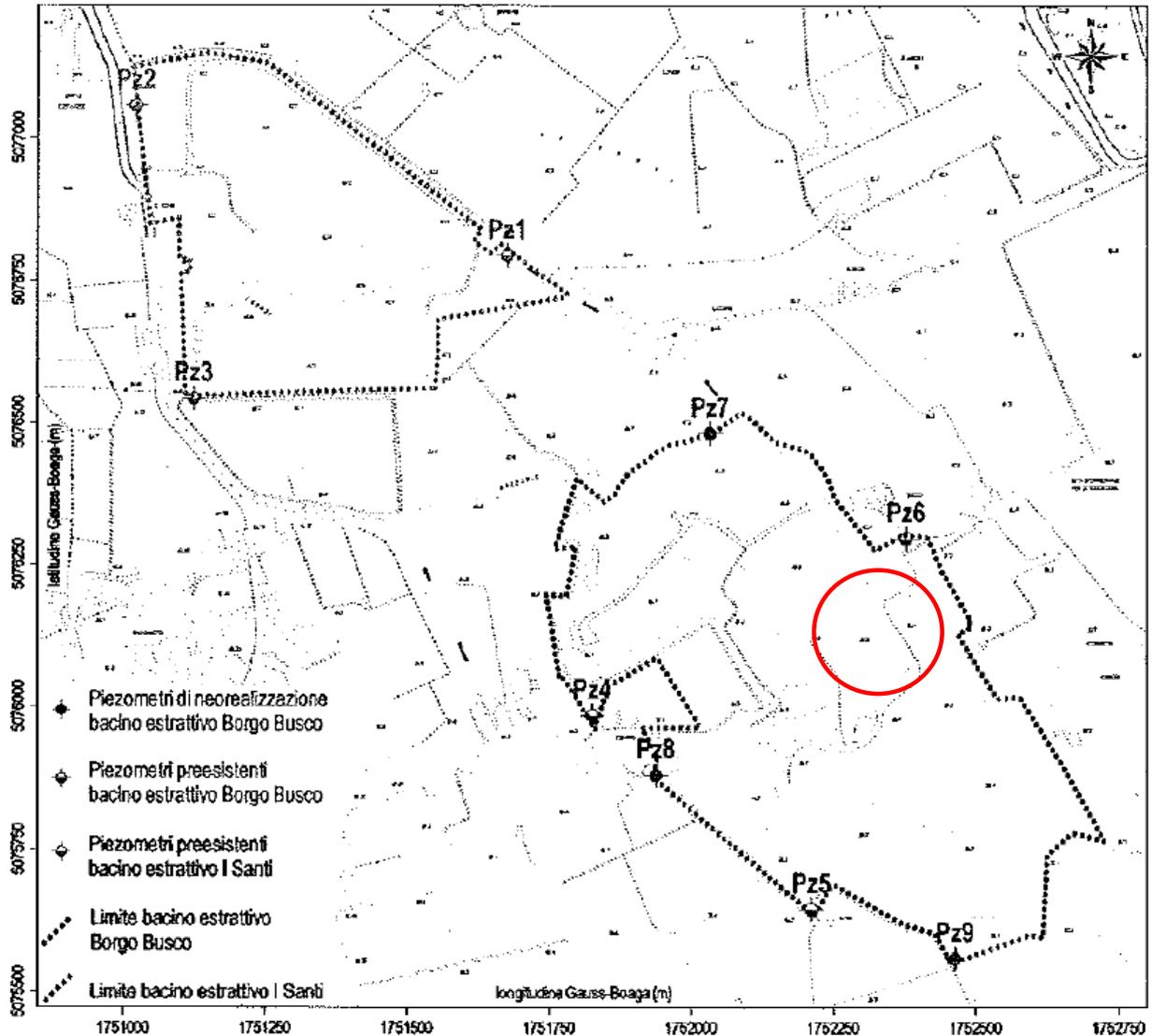


Figura 10 ubicazione piezometri con cerchiata la zona di progetto.

Nel 2017 sono state effettuate due campagne di misure freatiche :

- il 07/03/17
- il 19/10/17

Tabella 4 Misure freaticometriche 2017.

PIEZOMETRO	Misura statica in metri da bocca pozzo	
	7 marzo 2017	19 ottobre 2017
P4	31,77	29,42
P5	29,66	27,38
P6	32,6	30,3
P7	8,8	6,42
P8	30,76	28,44
P9	29,91	27,68

Le misure sono state riportate in quote assolute in metri sul livello del mare e correlate per ottenere la direzione di deflusso della falda che risulta orientata da Nord est verso sud ovest con un gradiente idraulico compreso tra 0,1% e 0,3%.

La profondità della falda presso l'area di progetto, posta a circa 41,5 m s.l.m., è risultata essere -13,5 m a marzo e - 11 m ad ottobre.

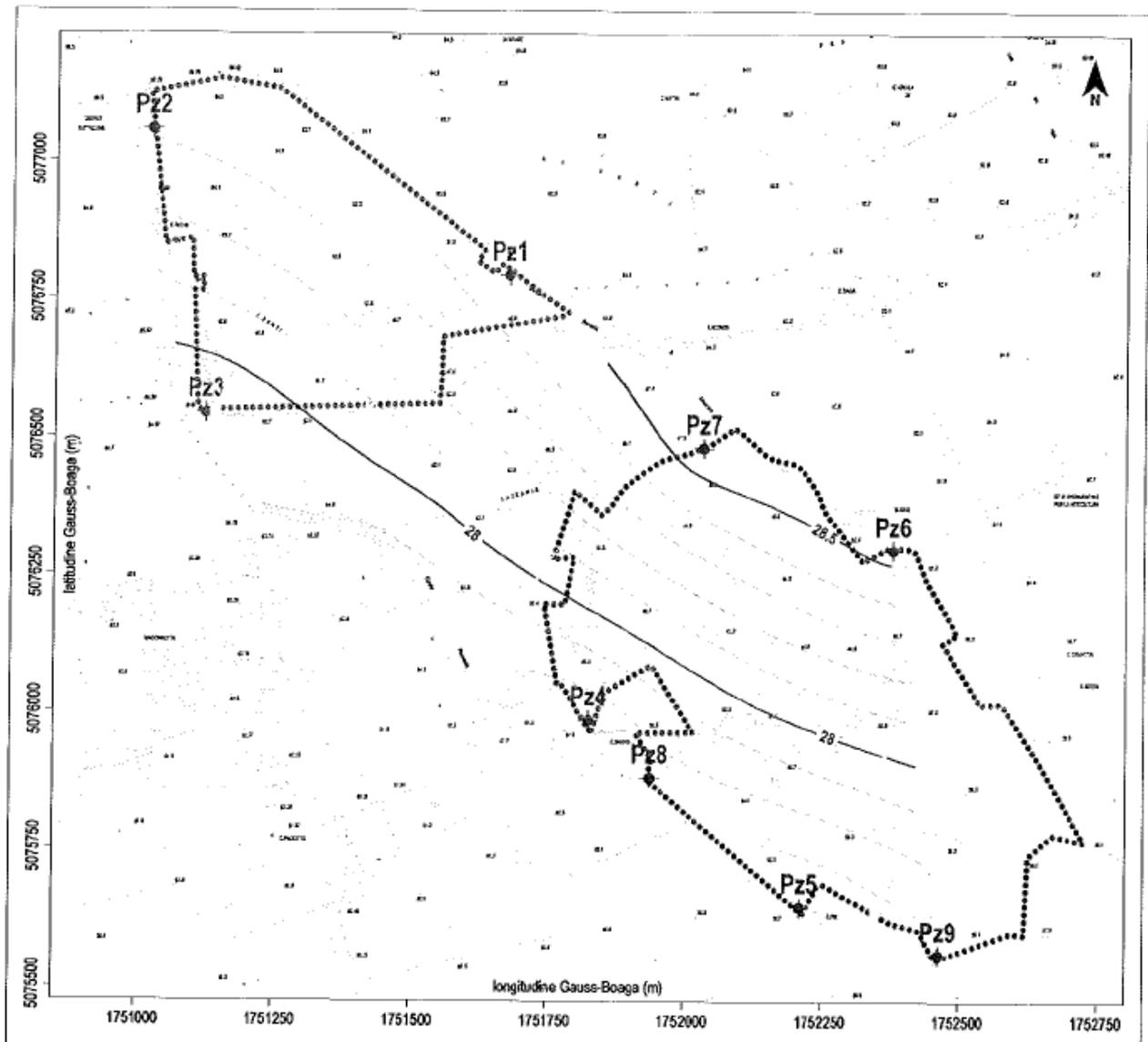


Figura 11 andamento della falda in data 7 marzo 2017 in quote assolute sul livello del mare

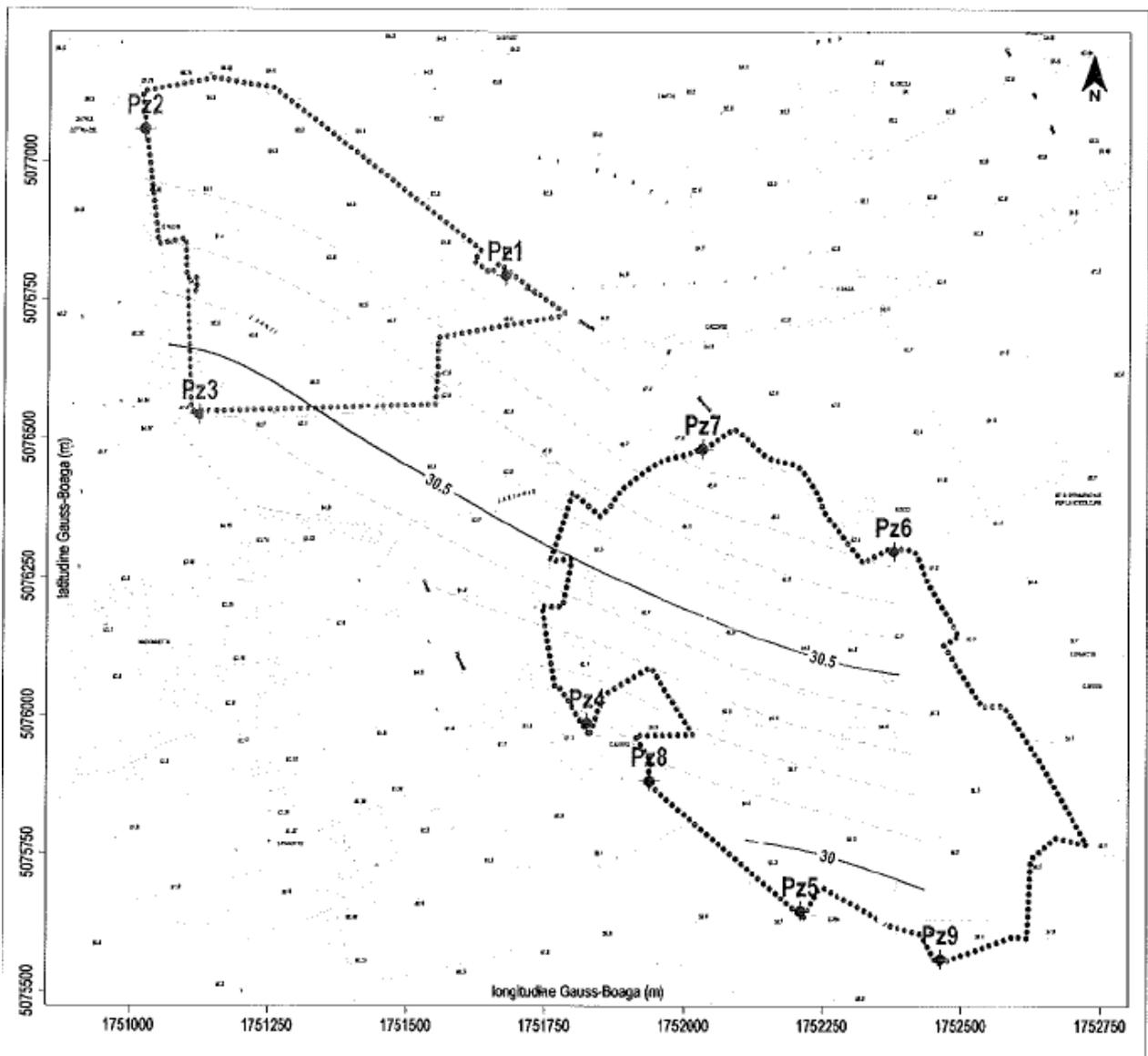


Figura 12 andamento della falda in data 19 ottobre 2017 in quote assolute sul livello del mare.

8. DETERMINAZIONE DEL LIVELLO DI PERICOLOSITÀ GEOLOGICA

Con il termine pericolosità geologica si individuano quelle situazioni caratterizzate da un insieme di fattori e condizioni che possono essere causa di potenziale grave pericolo o di grave danno per il territorio. La pericolosità geologica rappresenta, di conseguenza, una caratteristica specifica di un sito non sempre collegata all'intervento antropico. L'insediamento di un'opera può comportare, in relazione alle sue dimensioni e tipologia, un incremento del livello di pericolosità determinabile attraverso valutazioni morfologiche, geotecniche, idrogeologiche, ecc.

Viene analizzata di conseguenza la stabilità delle scarpate.

8.1 VERIFICA DELLA STABILITÀ DELLE SCARPATE

Nel presente paragrafo vengono esposti i risultati delle verifiche di stabilità effettuate per le scarpate della cava.

Per la valutazione della stabilità delle pareti della cava si è considerato lo stato di progetto di predisposizione del bacino di evapotraspirazione ai piedi della scarpata ricomposta con quote al ciglio cava pari a 60,43 m sl.m. ed al fondo bacino di 37,2 m s.l.m.. Questa sezione è infatti quella più critica in quanto presenta il maggior dislivello. Le pareti in questa zona di cava prossima, alla piazzola in progetto, presentano un'inclinazione di circa 29°. La sezione analizzata è evidenziata nell'immagine che segue.

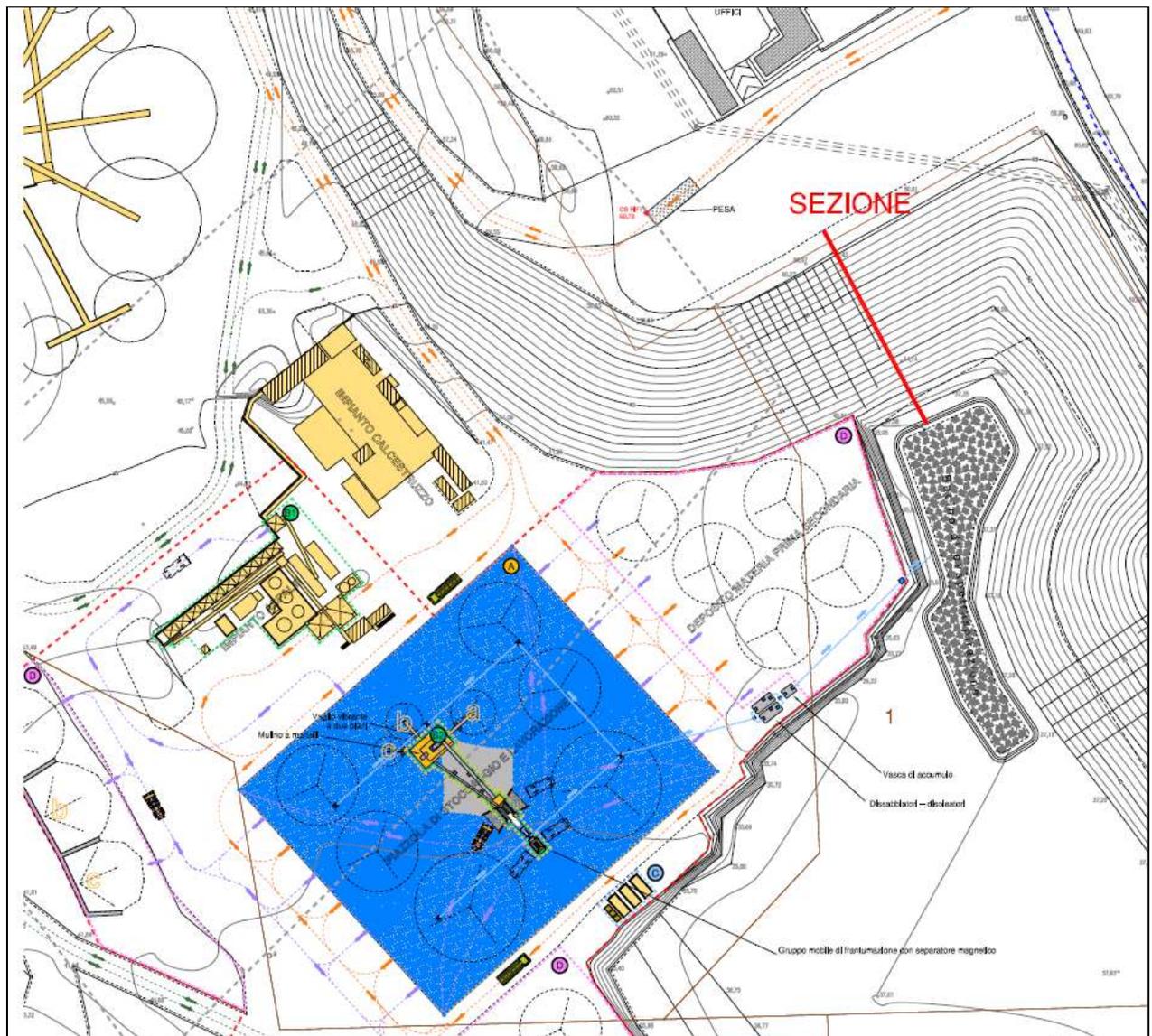


Figura 13 Traccia della sezione verificata

La sezione della scarpata è stata schematizzata individuando le seguenti tipologie di terreni e materiali dal basso verso l'alto:

Terreno naturale

La scarpata in terreno naturale ghiaioso, con inclinazione di 40° come da progetto di scavo presenta le seguenti caratteristiche geotecniche sono le seguenti:

peso di volume= 2.000 Kg/m^3

angolo di attrito= 45°

Strato per il rimodellamento della scarpata

Per rimodellare la scarpata e portarla a 29° sono state impiegate terre da scavo stese e compattate, con le seguenti caratteristiche geotecniche:

peso di volume = 1.950 Kg/m³

angolo di attrito = 28°

coesione efficace $C' = 0,2$ kg/cmq

8.2 ESECUZIONE DELLE VERIFICHE

La verifica è stata condotta ai sensi del Decreto ministeriale (infrastrutture) D.M. 17/1/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

In considerazione delle caratteristiche dei terreni in oggetto (sistemi multifase e con comportamenti non lineari) sono state adottate le seguenti ipotesi semplificative:

- Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico.
- Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico;
- si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il tutto come illustrato nei capitoli seguenti.

8.2.1 METODO EQUILIBRIO LIMITE (LEM)

Il Metodo dell'Equilibrio Limite (LEM) consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

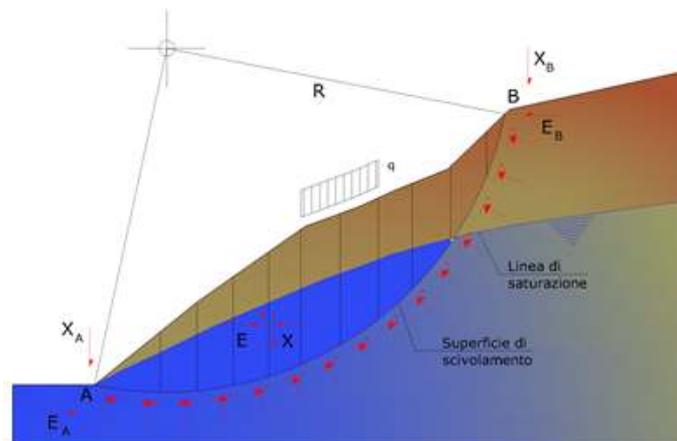


Figura 14 sezione generica di esempio

In riferimento a quanto previsto dalle *NTC 2018*, per l'opera in oggetto è stata condotta la verifica della stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione (è stata eseguita la verifica di tipo *GEO*, mentre non essendo presenti elementi strutturali, non sono state eseguite verifiche di tipo *STR*).

La verifica deve essere effettuata secondo l'approccio 1 (vedi par. 6.4.2 delle *NTC2018*):

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione ed R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore di progetto della resistenza R_d sarà determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, ridotto secondo l'opportuno valore del coefficiente parziale γ_m , specificato in tab. 6.2.II delle *NTC 2018* e di seguito riportato, e tenendo conto del coefficiente parziale γ_R specifico per il tipo di opera (opere di materiali sciolti).

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_E (o γ_E')	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

La verifica di stabilità globale si ottiene con:

$$E_d \leq R_d \quad \text{ossia} \quad F = \frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

qualora si sia già applicato il γ_r , altrimenti la verifica è soddisfatta quando **$F \geq 1,1$** cioè di γ_r .

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*). Il metodo che meglio si adatta al nostro caso è il metodo dei conci.

8.2.2 METODO DEI CONCI

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n

Equazioni relative al criterio di rottura n

Totale numero di equazioni $4n$

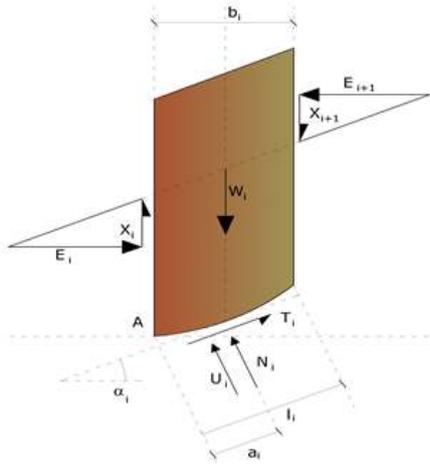
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni. Al caso in particolare si è scelto di applicare il metodo di Bishop.

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.



Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di Bishop ordinario, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

8.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

W : peso concio

K_o : Coefficiente sismico orizzontale

K_v : Coefficiente sismico verticale.

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti K_o e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = \beta_s \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_o$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica).

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1(S_T = 1.0) \quad T2(S_T = 1.20) \quad T3(S_T = 1.20) \quad T4(S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC).

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R , nel periodo di riferimento V_R .

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per diversi stati limite:

- *Stati Limite di Esercizio SLO* \Rightarrow *Stato Limite di Operatività: 81%*
- *Stati Limite di Esercizio SLD* \Rightarrow *Stato Limite di Danno: 63%*
- *Stati Limite Ultimi SLV* \Rightarrow *Stato Limite di salvaguardia della Vita: 10%*
- *Stati Limite Ultimi SLC* \Rightarrow *Stato Limite di prevenzione del Collasso: 5%*

La norma vigente definisce, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale, i valori di a_g , F_0 , e T_C^*

In sintesi, per la verifica della scarpata sono stati applicati i seguenti coefficienti sismici [N.T.C.]:

Dati generali

- Tipo di Opera: 2 Opere ordinarie
- Classe d'uso: II Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali;
- Vita nominale: 50,0 [anni]
- Stato limite: Stato Limite di salvaguardia della Vita
- Probabilità di superamento: 10%

Parametri sismici su sito di riferimento

- Categoria B: Categoria B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
- Categoria topografica: T2

8.2.4 RICERCA DELLA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO CRITICA

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare una specifica superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Di seguito si riportano sinteticamente i risultati dell'elaborazione del software Slope ver.2016 della Geostru. Si descrivono i risultati.

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	45,792493/12,246979
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	21,77 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	64,22 m
Ascissa vertice destro superiore xs	64,13 m
Ordinata vertice destro superiore ys	103,2 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,51	2,46	0,24
S.L.D.	50,0	0,68	2,46	0,26
S.L.V.	475,0	1,97	2,43	0,32
S.L.C.	975,0	2,67	2,44	0,34

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,7344	0,2	0,015	0,0075
S.L.D.	0,9792	0,2	0,02	0,01
S.L.V.	2,8368	0,28	0,081	0,0405
S.L.C.	3,6341	0,28	0,1038	0,0519

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,081

Coefficiente azione sismica verticale 0,0405

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	37,2
2	30,0	37,2
3	72,76	60,43
4	100,58	60,43

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	37,2
2	45,08	37,2
3	72,76	60,43

4	100,58	60,43
---	--------	-------

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====	
Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si
=====	

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0,2		28	1950	2100	Terreno per rimodellamento	
2	0	0	45	2000	2150	Ghiaia	

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

=====	
Fs minimo individuato	1,16
Ascissa centro superficie	30,24 m
Ordinata centro superficie	75,92 m
Raggio superficie	39,03 m
=====	

■
 $\gamma_c = 30,238$ $\gamma_e = 75,915$ $R_c = 39,032$ $F_s = 1,158$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	Ni (Kg)	Ti (Kg)
1	3,81	-4,5	3,83	1504,74	121,88	60,94	0,0	38,7	0,0	1596,2	1102,4
2	3,81	1,1	3,82	6374,85	516,36	258,18	0,0	38,7	0,0	6292,0	4345,5
3	3,81	6,7	3,84	19797,84	1603,63	801,81	0,0	38,7	0,0	18432,9	12730,5
4	3,81	12,4	3,91	30423,08	2464,27	1232,14	0,16	23,0	0,0	27722,3	15575,3
5	3,81	18,2	4,02	38071,95	3083,83	1541,91	0,16	23,0	0,0	34128,3	18080,1
6	3,81	24,3	4,18	42472,49	3440,27	1720,14	0,16	23,0	0,0	37736,8	19636,8
7	3,81	30,6	4,43	43196,05	3498,88	1749,44	0,16	23,0	0,0	38256,2	20168,7
8	3,81	37,4	4,83	9542,06	3202,91	1601,45	0,16	23,0	0,0	34902,6	19445,9
9	3,81	44,8	5,38	300,67	2454,35	1227,18	0,16	23,0	0,0	25889,1	16937,2
10	3,81	53,5	6,41	13109,55	1061,87	530,94	0,16	23,0	0,0	6729,2	11329,0

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

La verifica è stata condotta, ai sensi del par. 6.4.2 del NTC 2018, secondo l'approccio 1 con la combinazione 2 **[A2+M2+R2]** Sulla base dei risultati delle verifiche si nota che il pendio risulta sufficientemente stabile con un coefficiente di sicurezza minimo F_s pari a **1,16** che è un valore maggiore a quello indicato dalla normativa vigente (NTC2018), pari a 1,1 (γ_r), in corrispondenza al cerchio di scorrimento più sfavorevole.

Nelle immagini che seguono si riporta la rappresentazione grafica di tutte le superfici verificate e di quella a fattore minimo.

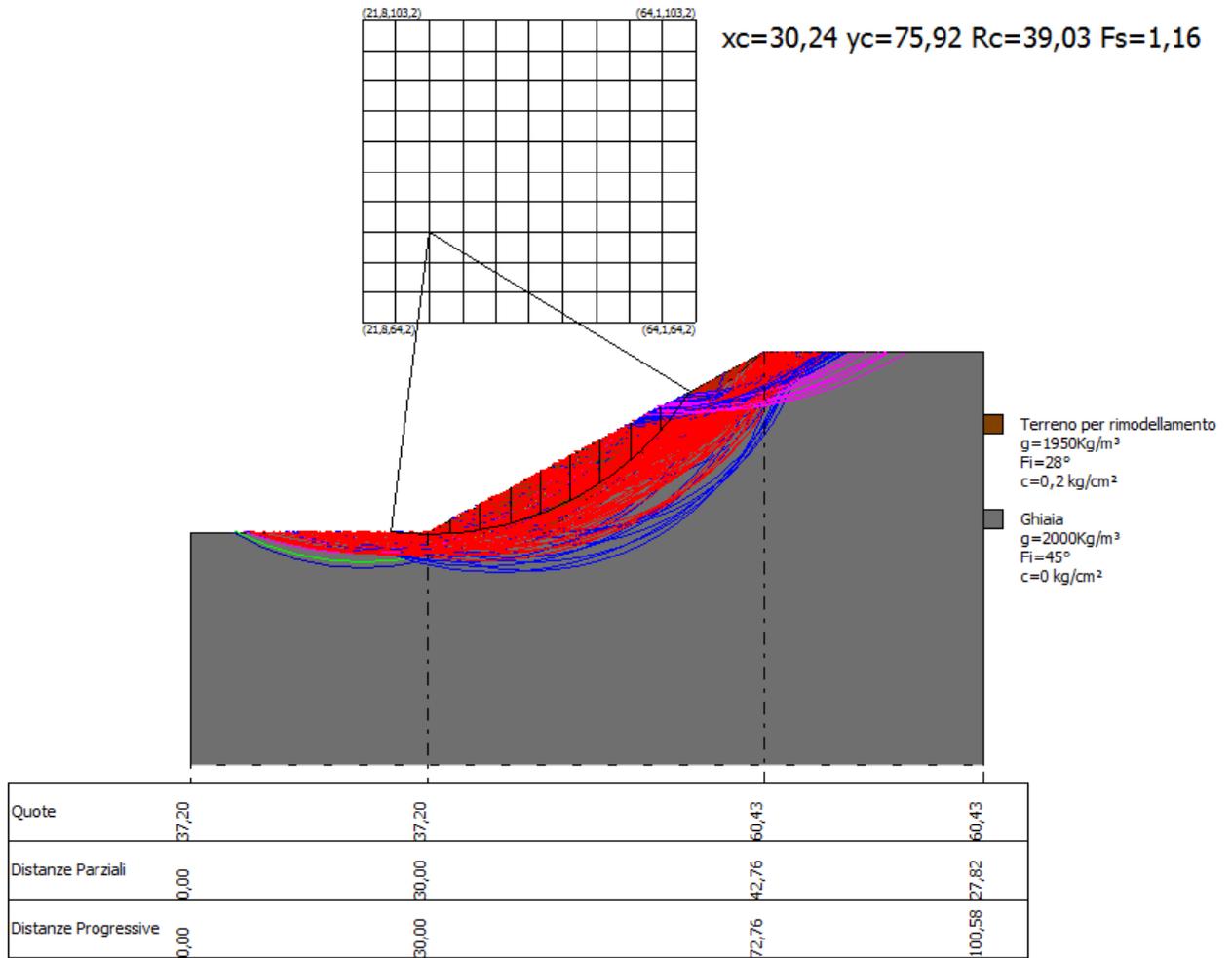


Figura 15 superfici verificate

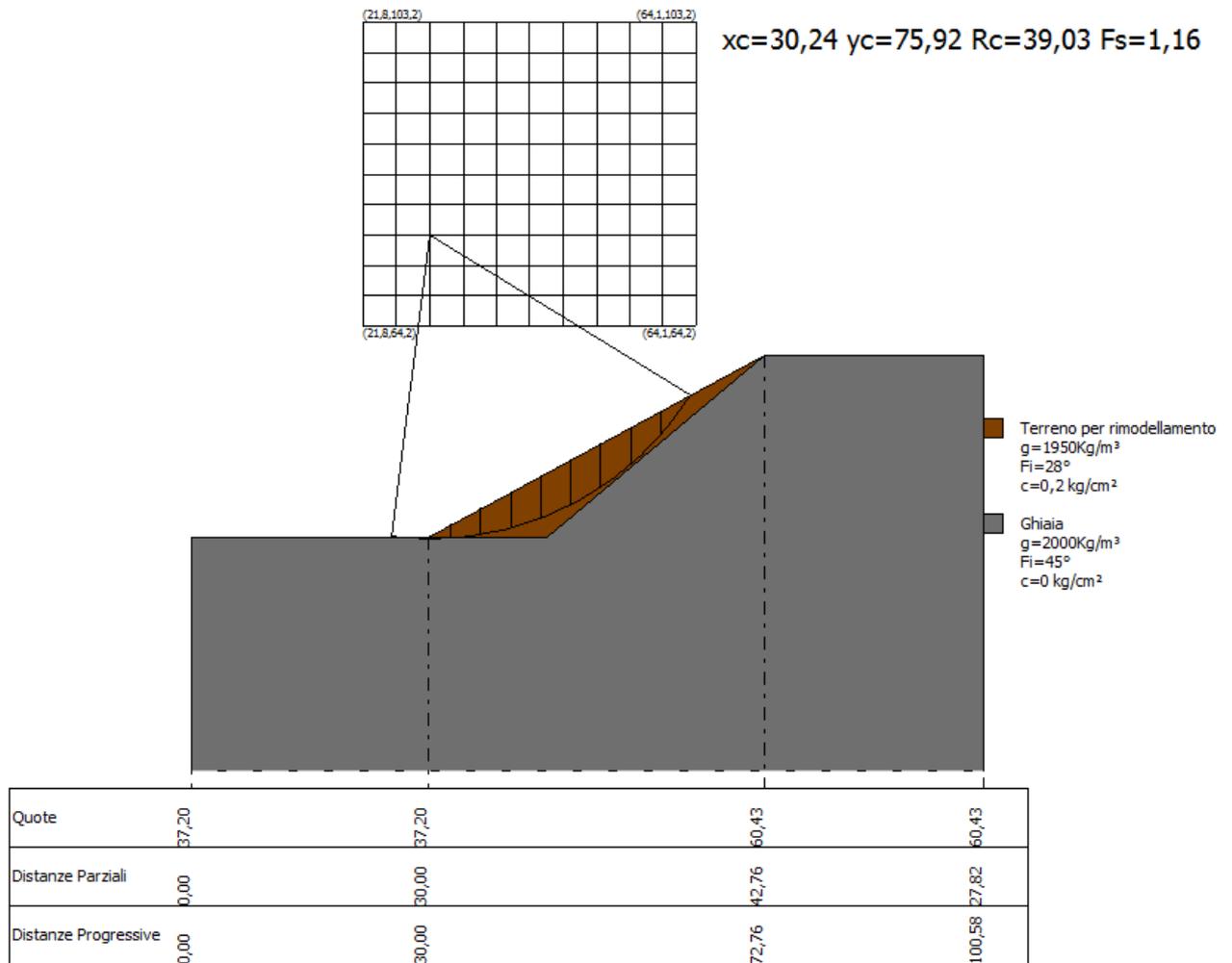
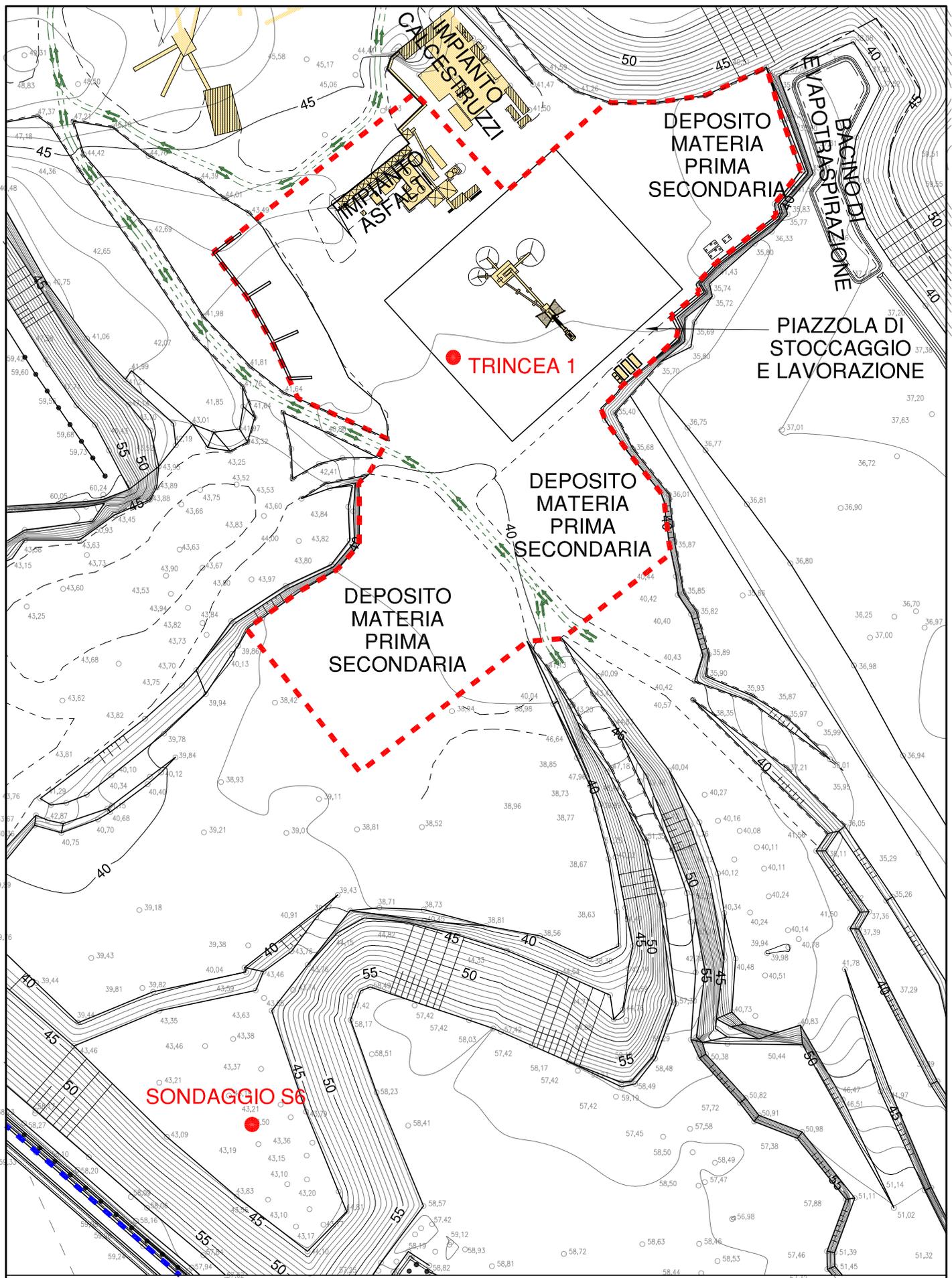


Figura 16 superficie a fattore minimo

ALLEGATO

All 1 - Ubicazione indagini



UBICAZIONE DELLE INDAGINI SCALA 1:2.000