

PROVINCIA	ASTI
COMUNE	CISTERNA
LOCALITA'	BRICCO TONI
COMMITTENTE	Soc. SIMAR S.R.L.

#### ADEMPIMENTI

L.R. 23 del 17/11/2016 - "Disciplina delle attività estrattive - disposizioni in materia di cave"  
D.Lgs. 22/11/2004 n°42 - "Codice beni culturali e del paesaggio"

## RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA IDROGEOLOGICA

SCALA	TAVOLA	<b>B01</b>	DATA	Ottobre 2018
-------	--------	------------	------	--------------

FIRMA ESERCENTE

#### GRUPPO DI PROGETTAZIONE

**esagon sas** Topografia & Fotogrammetria  
Servizi per l'ingegneria e l'architettura  
Via Nicomede Bianchi 65 – Tel. 011/751855  
E-mail: info@esagonservizi.it

**SEACOOOP**  
C.so Palestro N.9 – TORINO  
Tel. 011/3290001  
E-mail: fazio@seacoop.it

**Ing. SANDRO GENNARO**  
Fraz. Valmaggione 79/A  
14100 – ASTI  
Email: gennarosandro@gmail.com

**Geol. LUCA UGHETTO**  
Via Vittorio Emanuele II, 2  
10094 – GIAVENO (TO)  
E-mail: lucaug@libero.it

1 PREMESSA .....	3
2 UBICAZIONE E LOCALIZZAZIONE TOPOGRAFICA .....	3
3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .....	4
3.1 Stratigrafia del giacimento e considerazioni generali sui minerali estratti.....	11
4 MORFOLOGIA DELLA ZONA.....	13
5 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE, CLIMATICHE E METEOROLOGICHE .....	15
6 RETE IDROGRAFICA.....	17
7 CONSIDERAZIONI IDROGEOLOGICHE .....	19
8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI INTERESSATI DALL'ATTIVITA' ESTRATTIVA...	22
9 VERIFICHE DI STABILITA'.....	31
9.1. Normativa di riferimento .....	33
9.2. Azioni sismiche .....	35
9.3. Modello sismico del sito .....	41
9.4. Quantificazione dei parametri caratteristici (fk) e di progetto (fp) .....	45
9.5. Modello di analisi .....	48
9.5.1. Metodo equilibrio limite (LEM) .....	49
9.5.2. Metodo di BISHOP (1955).....	51
9.6. Analisi di stabilità STATO ATTUALE fronte di scavo.....	51
9.7. Analisi di stabilità STATO FINALE fronte di scavo .....	56
9.8. Analisi di stabilità VASCHE .....	59
9.9. Analisi di stabilità GRADONE DI SCAVO.....	63
9.10. Conclusioni.....	65
10 REGIMAZIONE IDRAULICA .....	66
10.1 Stato attuale – fase esecutiva.....	69
10.2 Situazione al 5° anno – fase esecutiva .....	69
10.3 Definizione dei circuiti - approccio metodologico .....	69
10.4 Definizione dei circuiti – calcolo dei diametri.....	76
10.4.1. Stato attuale .....	76
10.4.2 Coltivazione al termine 2° FASE.....	78
10.5. Trattamento dei solidi trasportati dalle acque – le vasche di drenanti (VD) .....	79
10.6. Verifica idraulica dei corpi ricettori finali .....	80
11 ALLEGATI .....	90

## 1 PREMESSA

La presente relazione correda la domanda di autorizzazione al rinnovo e attivazione della seconda fase del progetto generale della cava di sabbia silicea in località BRICCO TONI nel Comune di CISTERNA (AT), inoltrata dalla Società SIMAR S.R.L., avente sede legale e fiscale in Cisterna d'Asti - località BRICCO TONI 27/29, del comune di CISTERNA D'ASTI.

Gli obiettivi di tale relazione sono quelli di fornire:

a) *modello geologico-geotecnico dinamico* orientato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici e geotecnici del sito oggetto di studio;

b) *modello idrogeologico dinamico* orientato allo studio della circolazione di acqua naturale sul e nel terreno con l'interfaccia con la superficie topografica nelle componenti elementari (idrologia, idraulica e idrogeologia).

Quanto sopra richiede l'analisi di una serie di termini che sono in relazione tra loro e che richiedono di poter articolare con interdisciplinarietà le valutazioni che convergono da differenti fonti scientifiche, empirico – analitiche e geognostiche di dettaglio.

Il risultato porterà ad una interpretazione finale (*modello*) che consegue dai dati iniziali di varia natura e fonte che, in funzione dell'impegno progettuale ed esecutiva dell'intervento estrattivo, permetterà di quantificare oggettivamente la compatibilità del progettato anche in termini di compatibilità con l'esistente. La *dinamicità* del modello permetterà un plausibile modifica alla discretizzazione iniziale, affinché eventuali scostamenti e singolarità rinvenibili solamente in sede operativa, possano comportare ulteriori affinamenti alle conoscenze di settore.

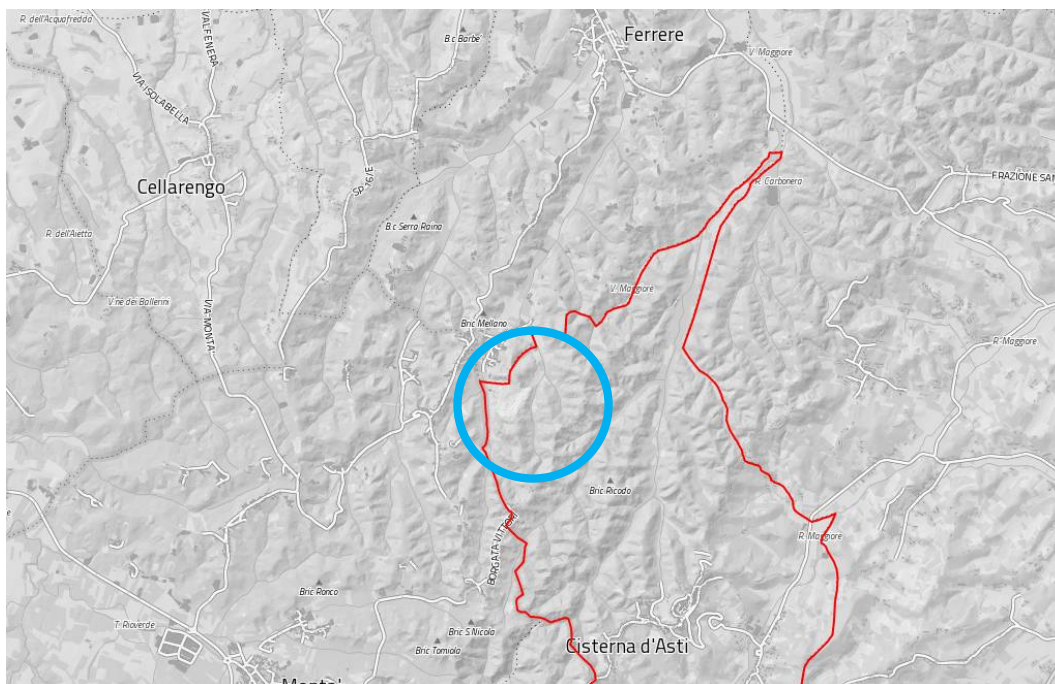
La multidisciplinarietà della modellazione ha richiesto anche il reperimento di dati di letteratura che hanno di fatto permesso una ottimale taratura del metodo di studio.

## 2 UBICAZIONE E LOCALIZZAZIONE TOPOGRAFICA

L'area oggetto della domanda interessa un rilievo collinare situato nella parte occidentale del territorio comunale di CISTERNA D'ASTI nella località

denominata "BRICCO TONI" al confine con il Comune di Ferrere (loc. Gherba). Tale area dista circa 3.5 km a nord dal centro abitato di Cisterna d'Asti e 350 m dalla fraz. Gherba di Ferrere.

L'area è individuabile sulla cartografia tecnica della Regione Piemonte BDTRE (<http://www.geoportale.piemonte.it/geocatalogorp/?sezione=mappa>) , così come illustrato nella seguente Fig.



E' da precisare che l'area è caratterizzata da un assetto geomorfologico in grado mascherare visivamente ottimamente il sito estrattivo dai potenziali osservatori posti nel fondovalle prospiciente.

L'area in esame s'inserisce in un contesto territoriale già interessato dall'attività estrattiva del tout venant sabbioso tipicamente impiegato per il confezionamento dei sabbie silicee di elevata qualità.

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geologico strutturale l'area si situa nella parte settentrionale del ben noto "**Bacino Pliocenico Astigiano**" caratterizzato da depositi tardo terziari formanti un ciclo sedimentario completo a struttura sinclinalica con asse orientato in direzione est-ovest.

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO-TETTONICO

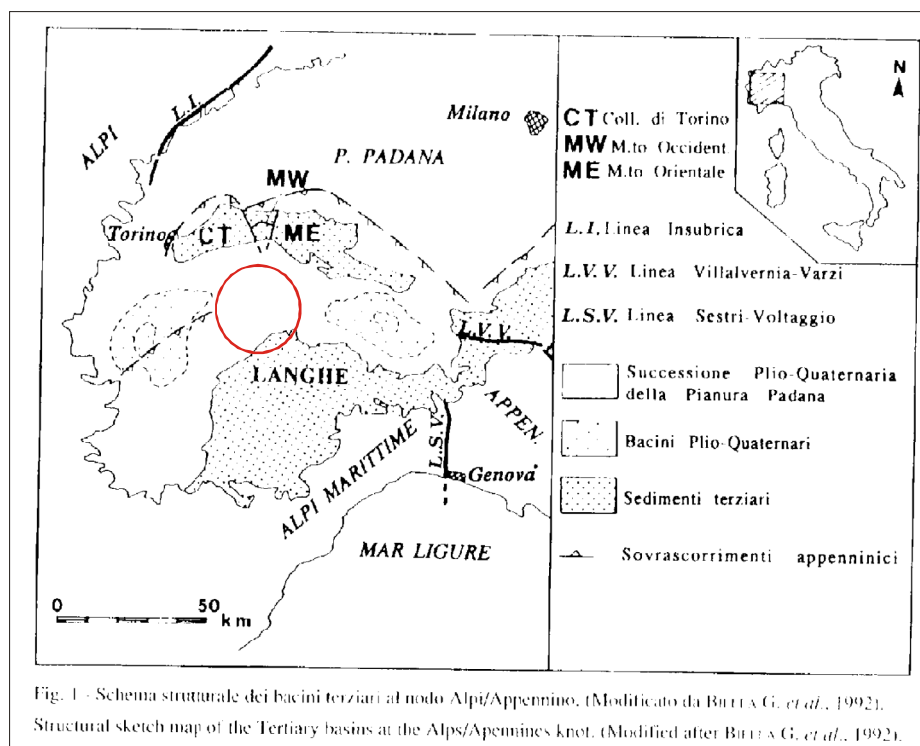


Fig. - Schema strutturale

In particolare nell'area in questione si rilevano estesi affioramenti della **Formazione delle Sabbie di Asti (Pliocene)** costituite, litologicamente, da sabbie fini, giallastre, pseudo-coerenti, indisturbate, in banchi di media potenza a giacitura sub-orizzontali; si rilevano, in alternanza alle sabbie, lenti più compatte di calcareniti e di calciruditi.

Tali depositi sono ascrivibili a facies deposizionali tranquille di mare basso e rappresentano le vicende sedimentologiche finali della storia geologica del bacino terziario piemontese prima della sua emersione.

Si tratta di un ambiente infralitorale di 10-20 m di profondità rappresentato da sedimenti sabbiosi di colore giallo paglierino dello spessore di circa 40 m.

La tanatocenosi di tipo autoctono ed alloctono è costituita da grossi molluschi, bivalvi e gasteropodi concentrati in sezioni fossilifere dello spessore di circa 1 m.

La sequenza regressiva diventa completa con il Pliocene Sup., rappresentata da livelli marini costieri e dalle prime tracce di fossili continentali, con il Complesso Villafranchiano "Sabbie di Asti" in facies villafranchiana costituito prevalentemente da sabbie, ghiaie e argille lacustri.

La serie si chiude, appunto, con depositi fluviali e fluvio-lacustri a natura sabbioso-ghiaiosa.

La TAV. B04 riporta un inquadramento geologico alla scala dell'area in esame, mentre le sezioni di coltivazione di cui alle TAV. A14-1 e A14-2 sono state sovrapposte alle sezioni geologiche ed evidenziano la tipica stratigrafia sopra indicata.

Le formazioni appena descritte rappresentano le ultime fasi di riempimento del bacino ed evidenziano il progressivo passaggio da un ambiente di mare relativamente profondo (Argille di Lugagnano) ad un ambiente litorale (Sabbie di Asti), che, verso l'alto, attraverso alternanze sabbioso-argillose, lasciano il posto a depositi pliocenico-pleistocenici di tipo fluviale e fluvio-lacustre classificati come **“Villafranchiano Auctorum p.p.”**.

Il quadro geolitologico è completato da una diffusa copertura eluvio-colluviale a natura argilloso-limosa della potenza media di 0.40 m.

La serie sedimentaria pliocenica che caratterizza il bacino è composta, pertanto, dal basso verso l'alto, dalle seguenti formazioni:

**-Formazione delle "Argille di Lugagnano":** argille marnose marnoso-sabbiose grigio-azzurre localmente fossilifere, con intercalazioni verso l'alto di sabbie gialle (*Pliocene in fase piacentiana*);

**-Formazione delle "Sabbie di Asti":** sabbie gialle più o meno stratificate, incoerenti o debolmente cementate, caratterizzate da vari strati fossiliferi e da locali livelli arenitici (*Pliocene in fase astiana*);

**-Complesso Villafranchiano:** alternanze argilloso-sabbiose e localmente argilloso-ghiaiose.

### **Depositi Villafranchiani**

I depositi “Villafranchiani” sono quelli che presentano le maggiori difficoltà di interpretazione e sono stati recentemente studiati da P. Boano, F. Carraro, M.G. Forno (1994-1999).

Nella successione villafranchiana vengono distinti in letteratura due complessi, uno inferiore ed uno superiore, separati da una superficie di erosione

corrispondente ad un intervallo di tempo notevole.

All'interno dei due complessi, recentemente sono state distinte delle unità di rango inferiore:

**Unità di Ferrere:** costituisce il termine basale della successione villafranchiana e si osserva solo nei settori marginali (lungo i fianchi della sinclinale). Questa unità costituisce un corpo lenticolare con spessore tra i 5 e i 25 metri.

Si tratta di sabbie medie grossolane, con stratificazione incrociata al cui interno si rinvencono resti vegetali (tronchi, rami, impronte di foglie), resti di vertebrati continentali e numerosi molluschi.

Si tratta di sedimenti depositatisi in ambiente di piana tidale.

**Unità di San Martino:** è costituita da ripetute alternanze di sedimenti siltosi, siltoso-sabbiosi e sabbiosi minuti che contengono una fauna caratterizzata da molluschi continentali e vertebrati. Presenta uno spessore di 40-65 metri.

Dal punto di vista sedimentologico, questi depositi sono riferibili ad un ambiente di piana deltizia.

**Unità di C.na Gherba:** appartiene al complesso del Villafranchiano superiore, ed è separata dalla sottostante unità da una superficie di erosione (Superficie di C.na Viarengo). Questa unità (dello spessore di 4-15 metri) è costituita da sedimenti sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi, con stratificazione incrociata, molto poveri di resti animali e vegetali.

**Unità di Maretto:** rappresenta la parte sommitale della successione villafranchiana e mostra uno spessore variabile tra i 20 e i 60 metri.

E' costituita in prevalenza da silts argillosi con modeste intercalazioni sabbiose; al suo interno si rinvencono numerose concrezioni carbonatiche mentre risulta priva di resti fossili.

Si allega lo schema stratigrafico tratto dalla "Carta Geologica della Successione Villafranchiana" di P. Boano & M.G. Forno (1999).



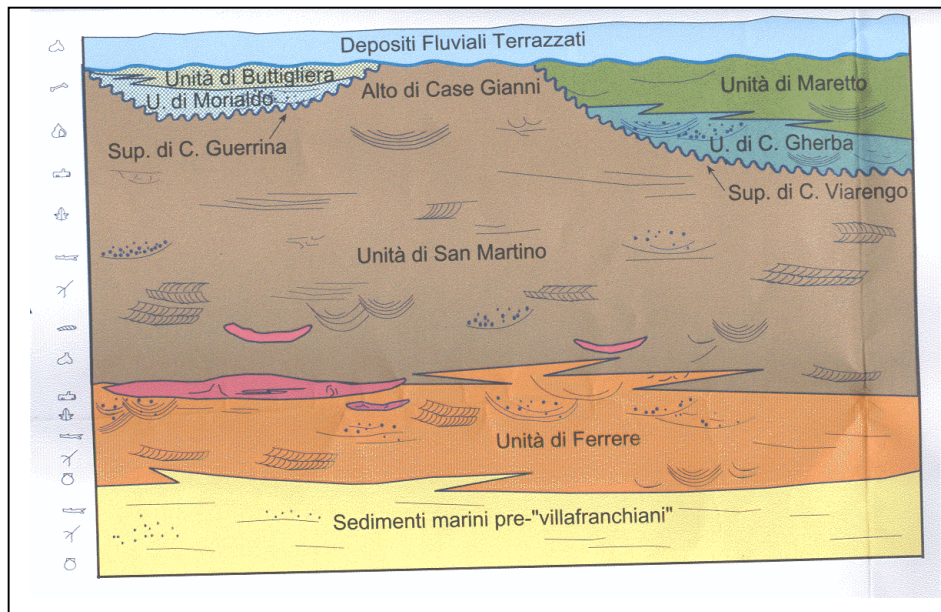


Fig. Schema stratigrafico dei depositi Villafranchiani  
Da Carta Geologica della Successione Villafranchiana" di P. Boano & M.G. Forno (1999)

Le caratteristiche geomorfologiche dell'area in questione sono quelle comuni a quelle ricorrenti nell'astigiano: sono infatti strettamente collegate alla natura dei litotipi affioranti e cioè: fondovali stretti, versanti simmetrici ad acclività pronunciata e sommità dei crinali piatti o debolmente ondulati.

L'area, allo stato attuale, non presenta caratteri predisponenti ai dissesti; infatti, come si dirà nel capitolo seguente, i litotipi sabbiosi presentano caratteristiche meccaniche buone che permettono la presenza di scarpate morfologiche a pendenza elevata ( $27^{\circ}$ - $30^{\circ}$ ).

Analizzando la Banca Dati Geologica della Regione Piemonte, -le carte tecniche allegate al vigente P.R.G.C. e le caratteristiche geomorfologiche locali non si rileva, nell'area oggetto d'intervento, la presenza di dissesti in atto e potenziali.

Infatti, da un esame attento si rileva che:

- *l'area in oggetto, allo stato attuale, non presenta caratteristiche geologiche e geomorfologiche tali da fare pensare ad una instabilità latente o potenziale;*
- *non si rilevano sul pendio interessato indicazioni geomorfologiche premonitrici al dissesto quali tension cracks (crepe), denudamenti di superfici, piani di stillamento, venute d'acqua, ecc.;*



- *tali considerazioni sono confermate dall'esame delle fotoaeree e della cartografia ufficiale regionale che, nell'area interessata, non segnala la presenza di movimenti dissestivi né recenti né antichi;*
- *non si rilevano, inoltre, venute d'acqua;*
- *le acque meteoriche e vadose vengono smaltite in parte per infiltrazione (ridotta) in parte per ruscellamento areale con drenaggio alla base del versante e scarico finale nel Rio della Gherba (Val Morena).*

Dal punto di vista della pericolosità geomorfologica (ai sensi della C.P.G.R. n°7/LAP), l'area è inclusa nella carta di sintesi (di cui si allega uno stralcio) per la maggior parte in **Classe IIA**), ovvero “Aree a pericolosità geomorfologica moderata - Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto di modesti accorgimenti tecnici esplicitati a livello di norme di attuazione ispirate al D.M. 11/03/88 e realizzabili a livello di progetto esecutivo esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante”.

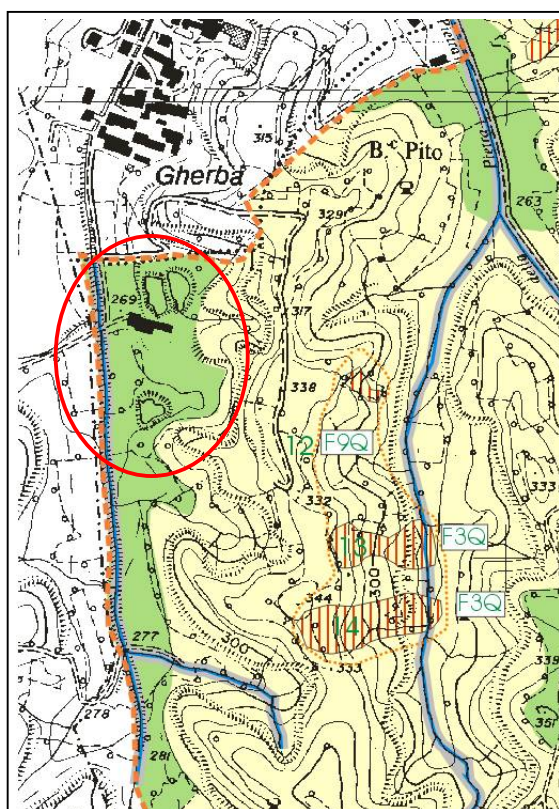
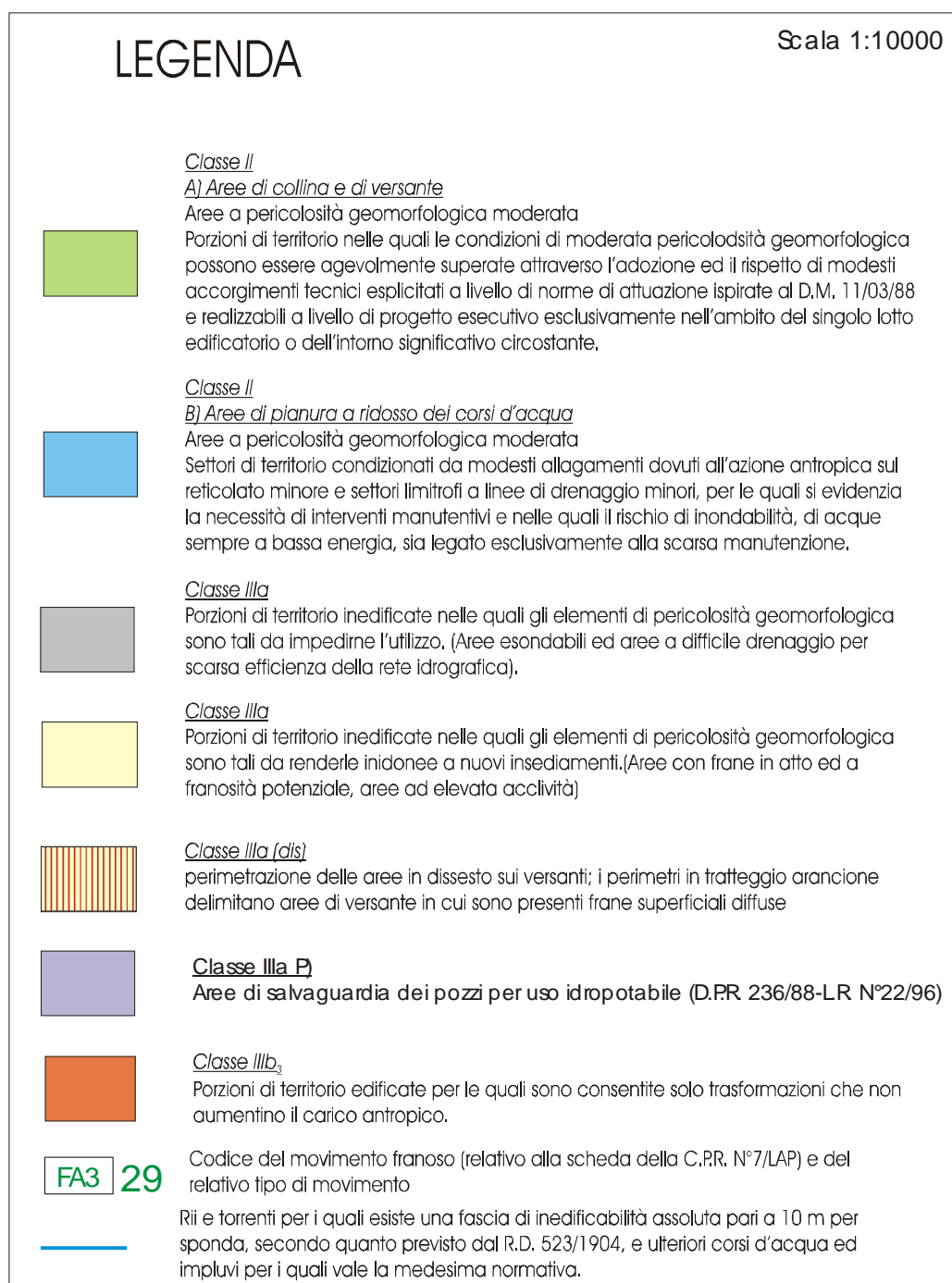


Fig. – Estratto della Carta di Sintesi del Comune di Cisterna (AT)

Parte dell'area di cava è inclusa in **Classe IIIa**; tale porzione non presenta alcun dissesto (attivo o quiescente), e nessuna evidenza morfologica che faccia escludere tale area dall'attività estrattiva.

La porzione di area dell'attività estrattiva compresa in Classe IIIa è stata classificata come tale, per omogeneità con le aree limitrofe, ad acclività elevata.



**Fig – Legenda della Carta di Sintesi del Comune di Cisterna (AT)**

### **3.1 Stratigrafia del giacimento e considerazioni generali sui minerali estratti**

L'attività estrattiva in oggetto interessa, come detto, i depositi di età terziaria (Pliocene superiore), noti in letteratura con il termine formazionale di "Sabbie di Asti" in facies astiana.

Questa formazione è caratterizzata da una netta prevalenza di sabbie da giallastre a grigio chiaro a granulometria da fine a grossolana, con subordinate intercalazioni limose o argillose grigio-azzurre a marcata percentuale quarzosa; la stratificazione è da piano-parallela ad incrociata a scala decimetrica a testimonianza dell'ambiente di spiaggia di sedimentazione.

In particolare il materiale estratto dalla cava "Bricco Toni" appartiene al tetto delle Sabbie di Asti di colore grigio-bruno con lunghe fasce di ossidazione rappresentate nella colonna stratigrafica allegata (Tab I seguente dai livelli A1, A2 prodotte sotto l'effetto di una notevole energia ambientale, data appunto da onde e maree (la sezione litostratigrafica è tratta dal progetto a firma dell'Ing. Amalberto).

Come detto la stratificazione è piana quasi-orizzontale con serie di superfici concave con "stratificazione a festoni".

Gli strati sabbiosi utili (indicati con S1, S2 e S3) presentano in genere una distribuzione granulometrica piuttosto ristretta.

I livelli S1, S2 e S3 sono composti essenzialmente da quarzo, feldspato, plagioclasio, mica, ossidi di ferro e minerali argillosi; la morfologia del granulo al microscopio appare con spigoli arrotondati.

Nell'area oggetto dell'attività estrattiva la formazione sabbiosa utile si estende ancora per 4 m di profondità sotto il fondovalle come è stato accertato con le perforazioni effettuate in occasione della realizzazione dei pozzi per acqua.

Per effetto della pedogenesi, dell'azione della vegetazione e dell'esposizione agli agenti atmosferici, in superficie è presente una coltre (nella parte alta), di spessore pari a circa 1.5 m, di consistenza più terrosa e limosa: si tratta del vero e proprio terreno humico vegetale, che costituisce il substrato per la crescita delle piante dato il contenuto in materia organica.

Lo spessore di questa coltre superficiale è comunque variabile da punto a punto

riducendosi in prossimità delle creste per aumentare invece alla base dei versanti e negli avvallamenti, dove il colluvionamento accumula la frazione limosa dilavata dai pendii soprastanti per opera delle acque meteoriche (in media 40 cm).

Con studi compiuti sull'area da tecnici dell'Università di Parma è stata ricavata una sezione-tipo stratigrafica in base ad analisi sia granulometriche che mineralogiche.

In particolare si sono distinti i seguenti termini litostratigrafici (tab. I) partendo dall'alto (tra parentesi sono indicati i campioni esaminati al laboratorio):

SCHEMA LITOSTRATIGRAFICO	
-2 m di terreno di copertura	<i>SUOLO DI ALTERAZIONE</i>
-7 m di sabbia con ghiaia	<i>FLUVIALE E FLUVIO-LACUSTRE</i>
	<b>(9R)</b>
-10 m di argilla con livelli di sabbia finissima <60μ ed intercalazioni di livelli fossiliferi ad ostrea	
-2 m di sabbia ghiaiosa	<i>SABBIE DI ASTI VILLAFR.</i>
	<b>(6R)</b>
-3 m di sabbia molto fine	<b>(5R)</b>
-20 m di sabbia grossolana grigia con intercalazioni ghiaiose	<b>(3R + 4R)</b>
-3 m di sabbia fine grigia	<b>(2R)</b>
-7 m di sabbia fine con intercalazioni di sabbia grossolana rossiccia	<i>SABBIE DI ASTI ASTIANE</i>
	<b>(1R)</b>

**TAB.I**

In base ad una distinzione topografica si rileva che la distinzione stratigrafico-formazionale coincide rispettivamente con le quote:

-324 m s.l.m. passaggio tra *Complesso fluviale e fluvio-lacustre e Sabbie di Asti in facies villafranchiana*;

-312 m s.l.m. passaggio tra *Sabbie di Asti in facies villafranchiana e Sabbie*

*di Asti in facies astiana (utile).*

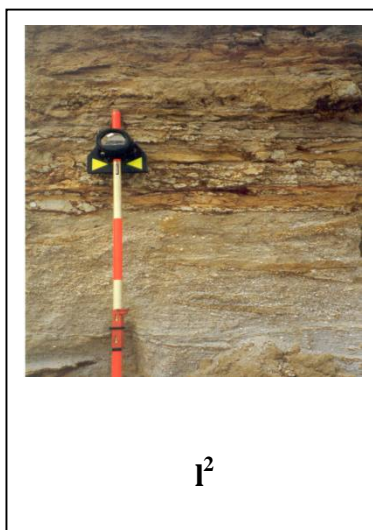
Infatti in base alla Carta Geologica (TAV.B02), sono stati distinti tre orizzonti:

-**Ps** – Sabbie di Asti in facies astiana – Sabbie gialle e grigie stratificate (Pliocene);

-**I<sup>1</sup>** – Sabbie di Asti in facies villafranchiana – Alternanze sabbioso-argillose (Villafranchiano Auctorum p.p.);

-**I<sup>2</sup>** – Fluviale e fluvio lacustre antico – Argille con livelli ghiaiosi (Villafranchiano Auctorum p.p.).

Il passaggio tra l'orizzonte denominato **I<sup>1</sup>** e quello denominato **I<sup>2</sup>** è identificabile all'incirca alla quota di 324 m s.l.m., mentre il passaggio tra l'orizzonte denominato **I<sup>2</sup>** e quello denominato **Ps** è identificabile all'incirca alla quota di 312m s.l.m.



#### 4 MORFOLOGIA DELLA ZONA

L'area in esame è caratterizzata da rilievi collinari con dislivelli poco accentuati tra le creste ed i fondovalle con versanti generalmente contraddistinti da discreta acclività (dislivelli di 50-60 m al massimo con 40°-45°).

La valle, in prossimità dell'area, ha una quota media di circa 260 m s.l.m., mentre la collina interessata presenta altimetricamente un massimo di circa 338 m s.l.m., in prossimità della sua sommità.

Il modellamento morfologico appare legato sia al diverso comportamento dei

litotipi affioranti in quanto il grado di cementazione e di addensamento influisce sul grado di erodibilità sia, come detto precedentemente, alla evoluzione geostrutturale dell'area.

L'andamento della stratificazione, in pratica sub-orizzontale, non determina particolari asimmetrie tra i versanti, mentre l'agente principale di modellamento sembra essere il reticolato idrografico, con un locale andamento NW-SE (drenaggio verso il Rio Morena o Gherba), che ha dato origine a vallecole più o meno approfondite.

Alla formazione di tale aspetto geomorfologico hanno contribuito, inoltre, l'età assai recente del sollevamento della formazione astiana, la notevole piovosità locale da collegare alla formazione delle rete idrografica (in parte attiva, nei suoi rami secondari, solo durante i periodi piovosi).

Per quanto riguarda i depositi del fondovalle essi sono costituiti da depositi pleistocenici del Fluviale medio a natura sabbioso-siltoso-argillosa con prodotti di alterazione di colore giallastro.

Sotto l'aspetto dei dissesti idrogeologici, oltre al dissesto generalizzato dell'erosione idrica diffusa o incanalata, dall'esame delle foto aeree della zona, da rilevamenti di terreno condotti per il presente lavoro, dall'esame degli allegati geologico-tecnici di base allegati al P.R.G.C. vigente e delle carte regionali ufficiali (C.S.I.), si è riscontrata la presenza, nelle vicinanze e non all'interno dell'area di cava, di piccoli movimenti gravitativi di diversa tipologia.

#### **- Fluidificazione di materiali di copertura superficiale (Soil slip):**

Con questa definizione si intendono quei movimenti gravitativi in genere non molto estesi, che interessano terreni superficiali caratterizzati da elevata permeabilità come sabbie e sabbie limose.

Questi fenomeni, denominati nelle vecchie classificazioni, "*frane da pioggia*" (perché si innescano con determinati quantitativi di acqua di precipitazioni intense), hanno evoluzione molto veloce e sono provocati dalla presenza di elevata quantità di acqua la quale, dopo essere stata immagazzinata rapidamente dal materiale superficiale permeabile, non potendo essere smaltita in profondità dai terreni sottostanti più impermeabili, dà origine, all'interno dei primi, a forti

pressioni interstiziali, provocando così la fluidificazione degli stessi ed il loro colamento rapido lungo i pendii.

**- Scivolamenti rotazionali:**

In questi movimenti, più profondi rispetto ai precedenti, i terreni vengono dislocati secondo superfici curve lungo le quali si è superata la resistenza al taglio del materiale stesso.

**- Colate in terreni sciolti:**

Si tratta di movimenti abbastanza simili ai soil slip.

Differiscono da essi solo per l'assenza di superfici di rottura precise.

Generalmente sono impostate lungo vie preferenziali di scorrimento dell'acqua come impluvi e aree concave del terreno.

Soil slip e colate in particolare derivano direttamente dai processi di erosione idrica e sono localizzati in genere, ed anche nella zona in esame, nei punti di maggiore concentrazione di grandi masse di acqua durante intense precipitazioni.

## **5 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE, CLIMATICHE E METEOROLOGICHE**

Anche le condizioni idrogeologiche sono strettamente collegate ai litotipi affioranti nell'area: infatti, il complesso delle Sabbie di Asti in facies "astiana" possiede discrete caratteristiche di permeabilità e quindi di circolazione interna, tuttavia esso forma, come detto, la parte sommitale dei rilievi e quindi non può essere sede di falde acquifere di una certa importanza.

Dal punto di vista climatico l'area in esame presenta un clima di tipo temperato sub-continentale, secondo la classificazione del Koppen, rispondendo ai seguenti parametri:

- media annuale tra 10 e 15 gradi;*
- media del mese più freddo tra -1 e 4 gradi;*
- da uno e tre mesi con temperatura media uguale o maggiore di 20 gradi;*
- escursione annua superiore ai 19 gradi.*



Tale situazione è tipica delle zone interne della Pianura Padana in cui l'influenza mitigatrice del mare è attenuata o del tutto nulla.

Il regime pluviometrico è intermedio tra quello continentale e quello oceanico: la piovosità presenta infatti due massimi in corrispondenza delle stagioni primaverile ed autunnale.

La piovosità è in genere scarsa; infatti il totale annuo delle precipitazioni è mediamente pari a circa 664 mm, mentre nel trimestre estivo si hanno precipitazioni inferiori ai 60 mm.

La distribuzione dei valori medi mensili di precipitazione, ricavati dalle tabelle pluviometriche degli Annali Idrografici, mette in evidenza due massimi (quello principale in settembre-ottobre con 70 mm e quello secondario in marzo con 120 mm); i valori più bassi si registrano in inverno (in dicembre con 0 mm) e, come già accennato precedentemente, nel trimestre estivo.

Tale distribuzione assume particolare importanza in relazione alla stabilità della coltre eluvio-colluviale che può essere soggetta a fenomeni di fluidificazione.

Nel periodo estivo, ed in particolare nei mesi di luglio ed agosto si evidenzia un periodo di aridità che, in concomitanza delle elevate temperature, provoca fenomeni di intensa evapotraspirazione e quindi di stress idrico alla vegetazione, sia spontanea che coltivata; tale situazione è accentuata dalla tessitura dei suoli, tendenzialmente sciolti, che spesso non consente un sufficiente immagazzinamento idrico.

## **6 RETE IDROGRAFICA**

La complessa rete idrografica dell'Astigiano trova conferma nell'andamento dei corsi d'acqua locali assai ramificati e ricchi di piccoli tributari.

In particolare il Rio Gherba o Val Morena, principale asta torrentizia della vallata, scorre in direzione N percorrendo poi la Valle del Pero.

Il corso d'acqua riceve poi, nel corso verso N, altri piccoli affluenti di cui quelli di sinistra sono i soli a rivestire una qualche importanza (Rio Valmaggioro, Rio Valmone) assumendo quindi il nome di Rio Stanavasso e confluendo nel T. Traversa, affluente di sinistra del Tanaro.

Nessuna interferenza dell'attività estrattiva con le rete idrografica di superficie è al momento in atto, nè si verificherà col proseguo delle coltivazioni in progetto.

Questo vale anche per il vasto impluvio in margine al quale sono ubicate le vasche di decantazione delle acque piovane su un'area di qualche ettaro.

Solo durante precipitazioni intense si notano formarsi sul fondo fenomeni di ruscellamento superficiale a causa soprattutto della elevata permeabilità dei terreni affioranti.

Per quanto riguarda le condizioni idrogeologiche questi terreni sono caratterizzati da una buona permeabilità: ciò consente la rapida infiltrazione delle acque meteoriche a scapito del deflusso superficiale.

La morfologia assieme alla permeabilità del litotipo sabbioso, determina un rapido drenaggio delle acqua infiltratesi nel terreno: non si hanno quindi tracce della presenza di falda acquifera nell'ambito dello spessore di giacimento oggetto di coltivazione.

Mentre si rinvencono livelli produttivi a partire da -25 m rispetto al p.c. dell'impianto; infatti si rinvencono falde in pressione impostate negli orizzonti clastici grossolani compresi tra i livelli a granulometria più fine.

Non esistono in zona opere di presa di una certa importanza; le falde superficiali sono interessate da vecchi pozzi agricoli utilizzati per uso irriguo.

La Ditta SIMAR S.r.l. possiede, nei pressi degli uffici, un pozzo artesiano tramite il quale si provvede all'approvvigionamento idrico degli impianti.

Con tale pozzo, della profondità di circa 40 m, si ripristinano, solamente, le perdite d'impianto durante il ciclo produttivo; infatti l'acqua utilizzata viene quasi

interamente riciclata previa decantazione delle particelle in sospensione nelle vasche.

La portata di tale pozzo è di circa 20 l/s.

Come si è potuto constatare dall'esame diretto dei luoghi nell'area interessata dall'intervento estrattivo non si è riscontrata la presenza di sorgenti; si può quindi affermare che l'intervento in progetto non determinerà variazioni di rilievo nella circolazione idrica sotterranea.

Dal punto di vista idrologico il drenaggio attuale delle acque superficiali, nell'area in oggetto, avviene in parte **per infiltrazione**, viste le caratteristiche litostratigrafiche locali, in parte **per ruscellamento areale e drenaggio definitivo** dai fossi colatori di fondovalle.

Alla luce del progetto in esame non si ritiene che il proseguo delle opere in progetto possano alterare l'equilibrio idrologico locale.

## 7 CONSIDERAZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area di cava, come detto, ricade in una zona di rilievi collinari modellati nei depositi marini del substrato terziario costituito da livelli prevalentemente sabbiosi.

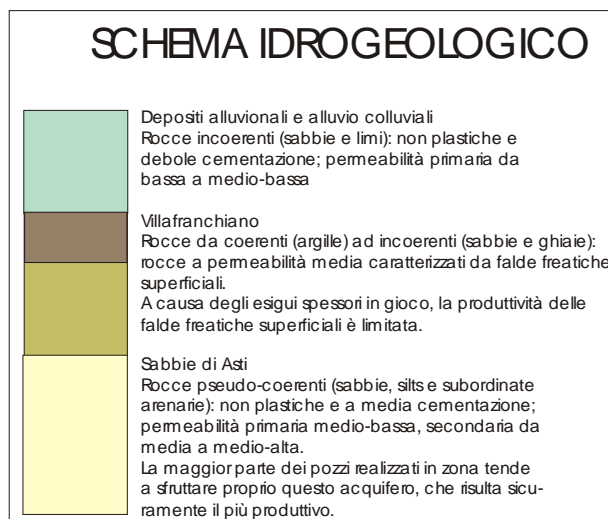
Questi terreni sono caratterizzati da una buona permeabilità: ciò consente la rapida infiltrazione delle acque meteoriche a scapito del deflusso superficiale.

La morfologia *a dorsale* assieme alla permeabilità del litotipo sabbioso, determina un rapido drenaggio delle acqua infiltratesi nel terreno: non si hanno quindi tracce della presenza di falda acquifera nell'ambito dello spessore di giacimento oggetto di coltivazione.

Come si è potuto constatare dall'esame diretto dei luoghi nell'area interessata dall'intervento estrattivo non si è riscontrata la presenza di sorgenti o emergenze idriche. La prima falda utile è la falda “**astiana**” in pressione.

In base ad indicazioni bibliografiche, mancando attendibili punti di misura, sembra possibile indicare una direzione di deflusso per la falda “**astiana**” da WSW verso ENE

Si allega estratto della carta geoidrologica (e relativa legenda), con evidenziata l'area in oggetto, allegata al P.R.G.C. vigente.



*Fig – Schema idrogeologico*

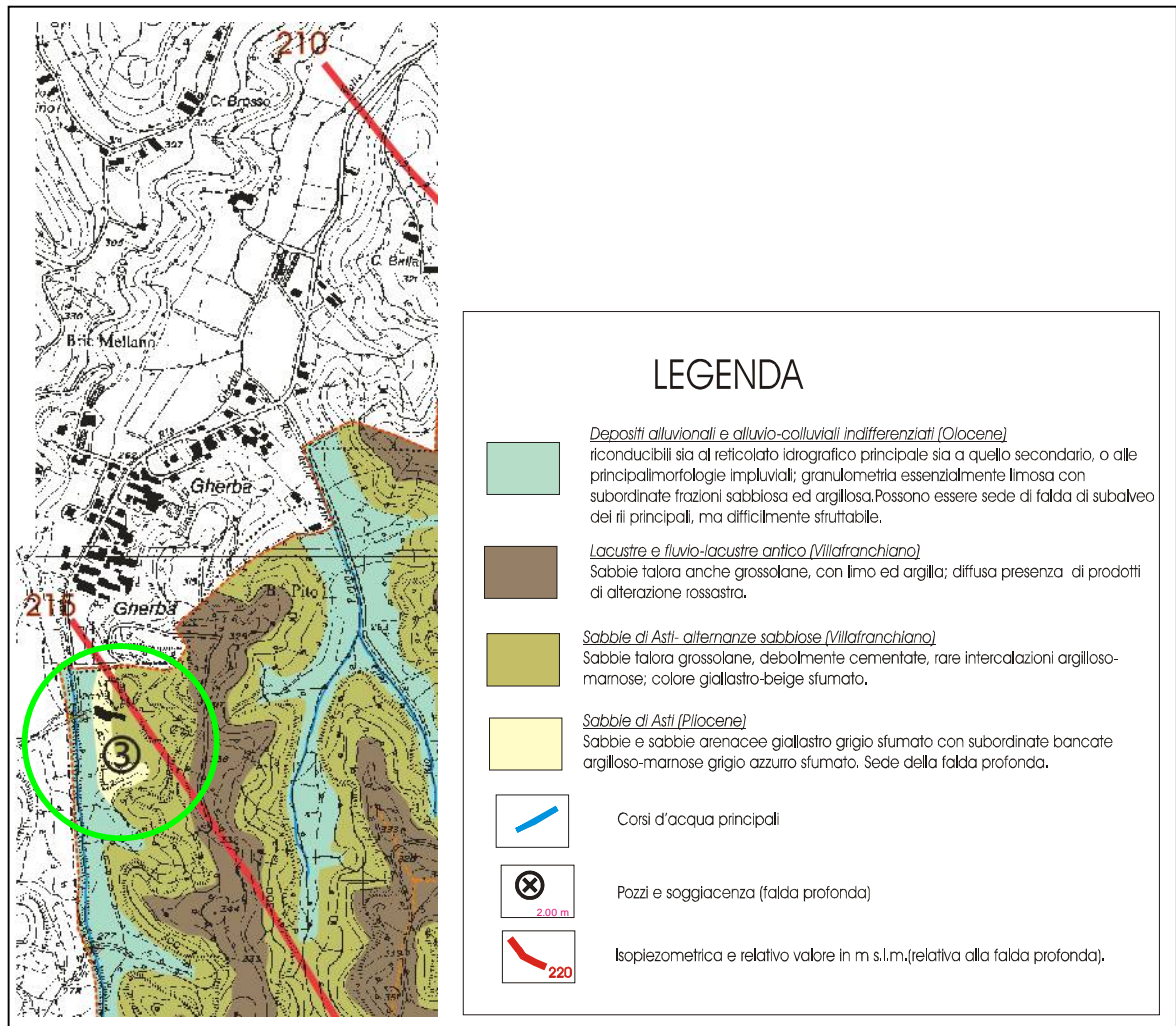


Fig. – Estratto della Carta Idrogeologica del Comune di Cisterna (AT) e relativa legenda

POZZI DI CISTERNA							
Codice	uso	prof.p.c.	falda	T (*10 <sup>-3</sup> )	S (*10 <sup>-4</sup> )	r/B (*10 <sup>-1</sup> )	soggiacenza
1	acquedottistico	22 m	in pressione	1,76	8,66	1,29	4,70 m
2	irriguo	100 m	in pressione				0,50 m
3	industriale	45 m	in pressione				4,90 m
4	acquedottistico	20 m	in pressione				2,90 m
5	acquedottistico	22 m	in pressione				3,50 m

Fig. – Estratto dalla Carta Idrogeologica del Comune di Cisterna (AT) con indicato il pozzo in uso dalla cava (n°3)

Al fine di ottenere un quadro generale circa la situazione idrogeologica dell'area oggetto di studio, si riportano alcuni stralci di uno studio effettuato dall'Università

degli Studi di Torino, Dipartimento di Scienze della Terra in convenzione con l'Amministrazione Provinciale di Asti:

*“La struttura idrogeologica identifica per il Complesso sabbioso (che costituisce l'acquifero di interesse) uno spessore crescente verso Ovest e la giacitura di questo complesso e di quelli sovrastanti e sottostanti, costituite da unità geologiche che si comportano da aquitard-aquicludes, sono tali da creare la possibilità di un flusso idrico non indifferente da Ovest verso Est che è stato ricostruito mediante censimento piezometrico.*

*Del resto anche la quantità d'acqua presente e prelevata dai pozzi, la distribuzione dei litotipi in superficie ed in profondità, le condizioni idrauliche delle falde, il loro chimismo e la loro composizione isotopica suggeriscono che le acque sotterranee provengano da un'area lontana e ben più vasta rispetto a quella concentrata sui campi pozzi. Tale area di alimentazione è stata ipotizzata nel settore di pianura posta ad Ovest del F. Po; all'alimentazione delle falde contribuiscono sia i depositi alluvionali che quelli Villafranchiani che in questo settore sono più permeabili rispetto a quelli posti verso l'astigiano.*

*La ricostruzione della struttura idrogeologica è stata basata sull'elaborazione dei dati esistenti che in alcune aree sono purtroppo carenti (per la scarsa profondità di investigazione) e quindi non è possibile eseguire ulteriori valutazioni più dettagliate.*

*L'acquifero del Complesso sabbioso è stato idoneamente parametrizzato con prove in sito sui pozzi disponibili per le misure, che hanno portate specifiche variabili da 2.5 a 6 l/s m.*

*I dati idrogeologici così ricavati, insieme a quelli climatici e d'uso delle acque sono stati utilizzati per l'implementazione di un modello matematico preliminare, che è servito per riconoscere l'entità delle portate circolanti e per poter prevedere a livello orientativo l'effetto sulla falda di diverse modalità di prelievo rispetto a quelle attuali.”*

**Si può quindi affermare che l'intervento in progetto non determinerà variazioni di rilievo nella circolazione idrica sotterranea.**

## 8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI INTERESSATI DALL'ATTIVITA' ESTRATTIVA

I terreni interessati dai lavori di coltivazione appartengono alla **Formazione delle Sabbie di Asti** in facies astiana ed in facies villafranchiana esclusa una piccola porzione di copertura eluvio-colluviale a natura sabbioso-argilloso e dello spessore massimo di circa 30 cm che verrà preventivamente asportata ed accantonata nel sito per essere riutilizzata per le opere di recupero ambientale (vedi relative cartografie).

I parametri fisico-meccanici sono stati ricavati utilizzando:

- dati bibliografici;
- prove di laboratorio;
- prove in sito.

### Caratterizzazione da dati bibliografici

Dal punto di vista geotecnico tali litotipi possono essere classificati, in massima parte, come sabbie fini giallastre pseudo-coerenti ed indisturbate con lenti di calcareniti e calciruditi.

CLASSIFICAZIONE H.R.B. (AASHO m 145 - 49)	MATERIALI GRANULARI (Passante al setaccio n. 200 uguale o minore al 35 %)							MATERIALI LIMOSI ED ARGILLOSI (Passante al vaglio n. 200 superiore al 35%)			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
ANALISI GRANULOMETRICA %Passante al setaccio n. 10 (2 mm) n. 40 (0.42 mm) n. 200 (0.074 mm)	50 max 30 max 15 max	-- 50 max 25 max	-- 51 min 10 max	-- -- 35 max	-- -- 35 max	-- -- 35 max	-- -- 35 max	-- 36 min	-- 36 min	-- 36 min	-- 36 min
CARATTERISTICHE DELLE FRAZIONI PASSANTI AL N.40											
LIMITE DI LIQUIDITA' W <sub>L</sub>	--	--	40 max	41 min	40 max	41min	40 max	41 min	40 max	41min	41min
INDICE DI PLASTICITA' I <sub>p</sub>	6 max	N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min	11 min
INDICE DI GRUPPO	0	0	0	4 max	8 max	12 max	15 max	20 max			
TIPI USUALI DEI MATERIALI PRINCIPALI	Frammenti di roccia ghiaia e sabbia		Sabbia fine	Ghiaia limosa o argillosa e sabbia				Terre limose		Terre argillose	
GIUDIZIO PER IMPIEGO COME SOTTOFONDO	DA ECCELLENTE A BUONO						DA BUONO A POVERO				
* L'indice di Plasticità del sottogruppo A - 7 - 5 è uguale o minore del Limite di Liquidità W <sub>L</sub> meno 30 mentre, per il sottogruppo A - 7 - 6, detto limite è maggiore del Limite di Liquidità W <sub>L</sub> meno 30.											

Campione C 1 -----	CLASSE	A - 2 - 4	Campione C 4 -----	CLASSE	A - 3
Campione C 2 -----	CLASSE	A - 3	Campione C 5 -----	CLASSE	A - 3
Campione C 3 -----	CLASSE	A - 4			

Fig. – Classificazione terreni AASHO

Secondo la classificazione del Sistema Unificato (S.U.) tali sabbie appartengono



alle classi indicate con le sigle **SC** e **SM** (sabbia impura con apprezzabile presenza di limo) ovvero sabbie da fini a medie miste a limo e a poca argilla ove si rileva un'abbondante presenza di mica; nella classificazione usata per le costruzioni stradali AASHO (CNR -UNI-10006) tali sabbie ricadono nel settore indicato come **A-2**.

Inoltre utilizzando la tabella di Wagner che analizza i differenti tipi di terreno in base alle loro proprietà ingegneristiche si ricava che esse posseggono una debole resistenza al taglio in condizioni di completa saturazione ed un debole grado di compattazione.

Tuttavia queste considerazioni non devono trarre in inganno dal momento che tali sabbie, apparentemente incoerenti, presentano un debole grado di coesione dovuta alla loro cementazione per effetto della frazione limoso-argillosa che, unitamente ad un elevato costipamento, conferisce loro una discreta resistenza all'erosione ed al dilavamento.

Ciò testimonia, ove affiorano tali sabbie, la presenza di versanti collinari piuttosto ripidi e sub-verticali; questo a conferma di quanto detto al capitolo precedente.

Utilizzando le prove di laboratorio (analisi granulometriche effettuate nel corso degli anni) si ricavano i seguenti parametri fisico-meccanici utilizzando le correlazioni empiriche di uso corrente:

<i>-peso di volume naturale</i>	$\gamma_n=21.0 \text{ kN/m}^3$
<i>-angolo d'attrito di picco</i>	$\phi_p=37^\circ$
<i>-angolo d'attrito a volume cost.</i>	$\phi_{cv}=31^\circ$
<i>-coesione efficace</i>	$c'=0.0 \text{ kPa}$
<i>-modulo di deformabilità</i>	$E=20-40 \text{ Mpa}$

Si ricorda come nei terreni non coesivi (sabbie) l'angolo d'attrito a volume costante rappresenti il valore ultimo in corrispondenza dello stadio finale quando il materiale per le sue proprietà continua, sotto l'azione di un carico, a deformarsi senza variazione di volume e di resistenza.

Esso corrisponde in pratica all'angolo d'attrito residuo delle argille ed è un parametro che dipende sostanzialmente dalle caratteristiche mineralogiche del materiale ed è indipendente dalle dimensioni delle particelle, dalla densità relativa iniziale.

Studi recenti hanno indicato che i valori sono compresi tra 31°-35° (da Lancellotta, 1987).

### ***Caratterizzazione da prove di laboratorio***

In particolare, in base alla distinzione di tipo geologico, si sono campionati ed analizzati (negli anni passati):

<b><i>-DEPOSITI FLUVIALI E FLUVIO-LACUSTRI</i></b>	<b><i>(9R)</i></b>
<b><i>-SABBIE VILLAFRANCHIANE</i></b>	<b><i>(6R)</i></b>
<b><i>-SABBIE ASTIANE</i></b>	<b><i>(5R, 3R, 4R, 2R, 1R)</i></b>

Dall'esame delle rispettive curve granulometriche (in allegato) si ricavano le seguenti considerazioni geotecniche (già evidenziate per i depositi sabbiosi astiani nel capitolo precedente):

### **DEPOSITI FLUVIALI E FLUVIO-LACUSTRI**

Dal punto di vista geotecnico i depositi fluviali e fluvio-lacustri sono caratterizzati da litotipi a natura sabbioso-ghiaiosa.

Secondo la classificazione del Sistema Unificato (S.U.) tali litotipi appartengono alle classi indicate con le sigle GM, GC, SW (ovvero ghiaie e sabbie con poca presenza di limo ed argilla).

Nella classificazione usata per le costruzioni stradali AASHO (CNR -UNI-10006) tali sabbie e ghiaie ricadono nel settore indicato come A-3 ed A-2 (al limite).

## **SABBIE VILLAFRANCHIANE**

Il Complesso Villafranchiano “Sabbie di Asti” in facies villafranchiana è costituito prevalentemente da sabbie, ghiaie e argille lacustri.

Secondo la classificazione del Sistema Unificato (S.U.) le sabbie appartengono alle classi indicate con le sigle SC e SM (sabbia impura con apprezzabile presenza di limo ed argilla) ovvero sabbie da fini a medie miste a limo ed argilla ove si rileva un'abbondante presenza di mica (data dalla lucentezza).

Nella classificazione usata per le costruzioni stradali AASHO (CNR -UNI-10006) tali sabbie ricadono nel settore indicato come A-2.

Mentre i termini argilloso-limosi possono essere classificati come argille limose con sabbia di colore da chiaro a brunastro debolmente plastici.

Secondo la classificazione del Sistema Unificato (S.U.) le litotipi appartengono alla classe indicata con la sigla ML.

Nella classificazione usata per le costruzioni stradali AASHO (CNR -UNI-10006) tali argille limose ricadono nei settori indicati come A-5, A-6.

Dal punto di vista industriale possono essere utilizzati come smagranti nelle fornaci per la produzione di laterizi comuni.

## **SABBIE ASTIANE**

Dal punto di vista geotecnico tali litotipi possono essere classificati come sabbie fini da giallastre a grigio chiaro pseudo-coerenti ed indisturbate con alternanze argilloso-limose di colore grigio-azzurro.

Secondo la classificazione del Sistema Unificato (S.U.) tali sabbie appartengono alle classi indicate con le sigle SC e SM (sabbia impura con apprezzabile presenza di limo ed argilla) ovvero sabbie da fini a medie miste a limo e a poca argilla ove si rileva un'abbondante presenza di mica (data dalla lucentezza).

Nella classificazione usata per le costruzioni stradali AASHO (CNR -UNI-10006) tali sabbie ricadono nel settore indicato come A-2.

Inoltre utilizzando la tabella di Wagner che analizza i differenti tipi di terreno in base alle loro proprietà ingegneristiche si ricava che esse posseggono una debole resistenza al taglio in condizioni di completa saturazione ed un buon grado di compattazione dovuto alla frazione limoso-argillosa che funge da legante.

Queste considerazioni non devono trarre in inganno dal momento che tali sabbie, apparentemente incoerenti, presentano un debole grado di coesione dovuta, come detto, alla loro cementazione per effetto della frazione limoso-argillosa che, unitamente ad un elevato costipamento, conferisce loro una discreta resistenza all'erosione ed al dilavamento.

Ciò testimonia, ove affiorano tali sabbie, la presenza di versanti collinari piuttosto ripidi e sub-verticali soprattutto in corrispondenza dell'orlo della scarpata morfologica.

Si nota, pertanto, una certa uniformità dal punto di vista geotecnico con la netta prevalenza dei termini sabbiosi rispetto ai termini limosi ed argillosi in particolare per le “Sabbie di Asti” in facies sia astiana che villafranchiana mentre nei depositi villafranchiani fluviali e fluvio-lacustri, molto eterogenei si possono rinvenire termini più classati a partire da argille per finire a vere e proprie ghiaie.

Dovendo classificare tali litotipi in base ai loro parametri fisico-meccanici da inserire nelle verifiche di stabilità non essendo possibile eseguire le analisi per ricavare i limiti di Atterberg (per la scarsa percentuale di materiale fine passante) possiamo classificare i litotipi sabbiosi prevalenti con i seguenti parametri geomeccanici:

<b>SABBIE PREVALENTI</b>	
-peso di volume naturale	$\gamma_n=20.0 \text{ kN/m}^3$
-angolo d'attrito di picco	$\phi_p=37^\circ$
-angolo d'attrito a volume cost.	$\phi_{cv}=31^\circ$
-coesione efficace	$c'=0.0 \text{ kPa}$
-modulo di deformabilità	$E=20-40 \text{ MPa}$

Si ricorda come nei terreni non coesivi (sabbie) l'angolo d'attrito a volume costante rappresenti il valore ultimo in corrispondenza dello stadio finale quando il materiale per le sue proprietà continua, sotto l'azione di un carico, a deformarsi senza variazione di volume e di resistenza.

Esso corrisponde in pratica all'angolo d'attrito residuo delle argille ed è un parametro che dipende sostanzialmente dalle caratteristiche mineralogiche del materiale ed è indipendente dalle dimensioni delle particelle, dalla densità relativa iniziale.

Mentre, per eseguire un distinzione dal punto di vista geotecnico, si possono classificare i litotipi argillosi (non campionati) con livelli di sabbia finissima presenti da quota 314 m slm fino a quota 324 m slm, appartenenti alle “Sabbie di Asti” in facies villafranchiana, come:

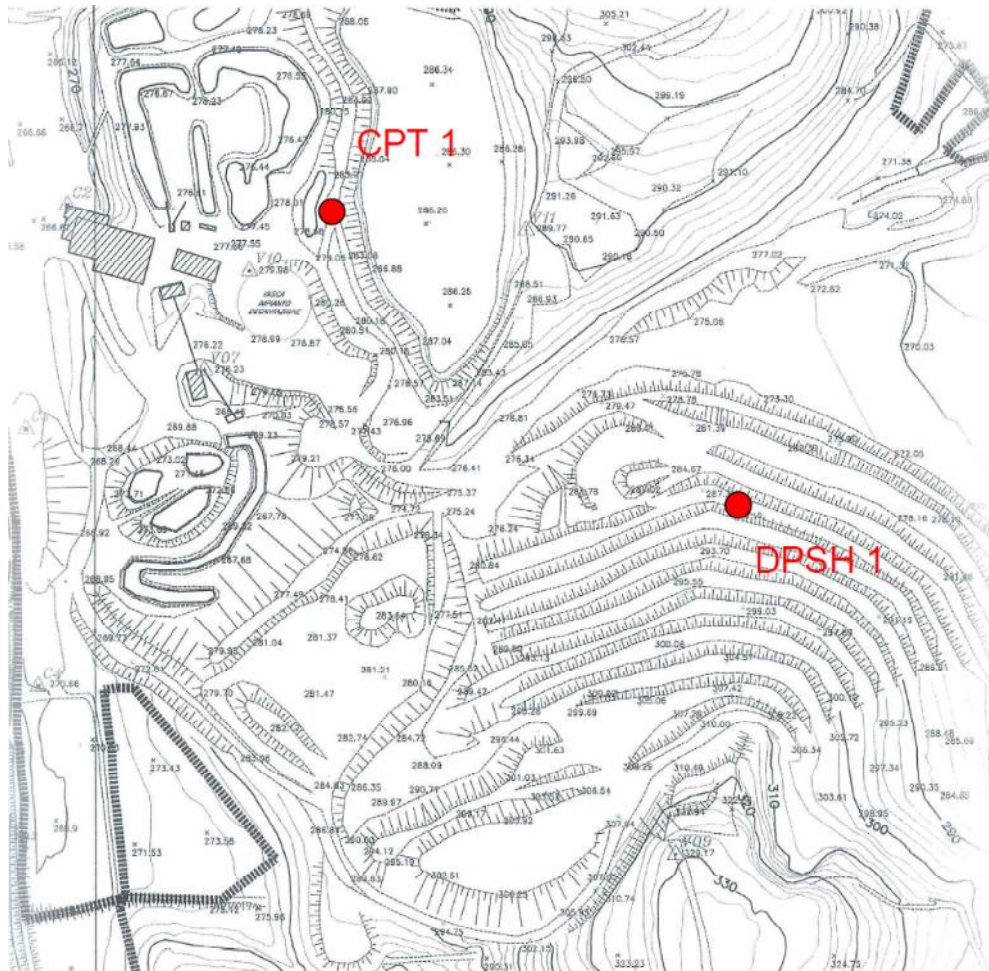
<b>ARGILLE PREVALENTI</b>	
-peso di volume naturale	$\gamma_n=19.0 \text{ kN/m}^3$
-angolo d'attrito di picco	$\phi_p=28^\circ-30^\circ$
-angolo d'attrito residuo	$\phi_r=25^\circ-27^\circ$
-coesione efficace	$c'=30.0 \text{ kPa}$
-coesione non drenata	$c_u=80-100 \text{ kPa}$

I valori geotecnici ricavati ben si accordano con quanto utilizzato nelle precedenti relazioni geologico-tecniche allegate ai progetti ed in particolare le relazioni dell'Ing. Barisone (1979) e dell'Ing. Amalberto (1989).

Anche la Carta Litotecnica allegata al P.R.G.C. vigente di Cisterna conferma le considerazioni descritte in precedenza.

#### ***Caratterizzazione da prove in sito***

Nel mese di Aprile 2018 è stata effettuata una campagna geognostica, a cura della Geo-test S.n.c., atta a riscontrare direttamente in sito i parametri geotecnici caratteristici dei litotipi oggetto di coltivazione. L'indagine è consistita in n. 1 prova CPT (prova statica standard a punta conica) spinta sino alla profondità di 5,40 m ed in n. 1 prova DPSH (prova dinamica super pesante) sino a 4,00 m, eseguite con un penetrometro statico-dinamico Pagani TG 63-100 localizzate come indicato nella planimetria sotto riportata.



La prova penetrometrica statica (CPT 1) ha permesso di investigare la sponda occidentale del complesso di vasche di decantazione addivenendo ad una caratterizzazione geotecnica del materiale costituente la struttura portante di valle della vasca medesima.

Il tutto anche in ottemperanza a quanto previsto al p.to 1.15 del disciplinare di coltivazione.

Alla luce delle anzidette prove è possibile rendicontare l'assetto geotecnico dei materiali costituenti le sponde delle vasche di sedimentazioni come nel seguito riportato (vedasi per completezza di trattazione l'allegata Relazione PROVE CPT/DPSH dell'Aprile 2018 della Geo.test S.n.c.)



<b>Argille sature sponda vasche</b>	
-peso di volume naturale	$\gamma_n = 18.0 \text{ kN/m}^3$
-angolo d'attrito	$\phi = 0^\circ$
-coesione non drenata	$c_u = 0.40 - 1.3 \text{ Kg/cm}^2$
-modulo di deformabilità	$E_u = 20 - 70 \text{ MPa}$

La prova penetrometrica dinamica (DPSH 1) ha permesso di investigare il fronte di coltivazione in sabbia addivenendo ad una conferma della caratterizzazione geotecnica storica del materiale costituente il volume di scavo.

Il tutto anche in ottemperanza a quanto previsto al p.to 1.15 del disciplinare di coltivazione.

Alla luce delle anzidette prove è possibile rendicontare l'assetto geotecnico delle sabbie costituenti il fronte di scavo come nel seguito riportato (vedasi per completezza di trattazione l'allegata Relazione PROVE CPT/DPSH dell'Aprile 2018 della Geo.test S.n.c.)

<b>SABBIE</b>	
-angolo d'attrito a volume cost. valore medio	$\phi_{cv} = 38.1^\circ$
-angolo d'attrito a volume cost. valore carat.	$\phi_{cv} = 31.0^\circ$
-coesione efficace	$c' = 0.0 \text{ kPa}$

## 9 VERIFICHE DI STABILITA'

Nei terreni tipicamente incoerenti per l'elevata concentrazione dei termini sabbioso-ghiaiosi si assume che gli sforzi siano trasmessi al contatto tra le particelle più grossolane e che la matrice limoso-argillosa eventualmente presente, abbia un ruolo passivo di riempimento dei vuoti interstiziali. Il contributo coesivo è pertanto cautelativamente considerato nullo. La classificazione AASHTO (1978) fissa al 35% in peso la percentuale di sabbia e ghiaia sopra la quale un terreno assume il comportamento di un mezzo granulare.

Per tali terreni le teorie di meccanica delle terre, assumono che la resistenza al taglio dipende esclusivamente dalle forze attrittive, ovvero in termini di tensioni efficaci la coesione drenata  $c'$  si può considerare nulla.

Sulla base di quanto sopra è, pertanto, sufficiente un solo parametro del materiale ( $\varphi'$ ) per determinare la resistenza disponibile ( $\tau$ ) ad una certa tensione normale efficace agente sul piano di scorrimento considerato  $\sigma'$  (T.Mohr-Coulomb):

$$|\tau| = \sigma' \tan(\varphi')$$

L'angolo di attrito rappresentativo " $\varphi'$ " dipende fortemente dalla densità del terreno e dall'entità della deformazione in atto:

- a) a basse deformazioni, i **terreni granulari densi** forniscono elevati valori dell'angolo di attrito di picco ( $\varphi'_p$ ), dato che parte dello sforzo di taglio è speso per produrre la dilatazione del materiale; al procedere della deformazione la resistenza cala fino a raggiungere uno stato stazionario nel quale il terreno si deforma a volume costante: in tale condizione la resistenza a taglio è governata da un valore dell'angolo di attrito detto a volume costante  $\varphi'_{cv}$  o di stato critico,  $\varphi'_{cs}$ .
- b) in **terreni granulari sciolti**, invece, non si ha dilatazione in nessuna fase del taglio e le resistenze a basse deformazioni crescono progressivamente fino a raggiungere un valore costante corrispondente alla condizione di deformazione a volume sostante e/o di stato critico con  $\varphi'_p = \varphi'_{cs} = \varphi'_{cv}$ .

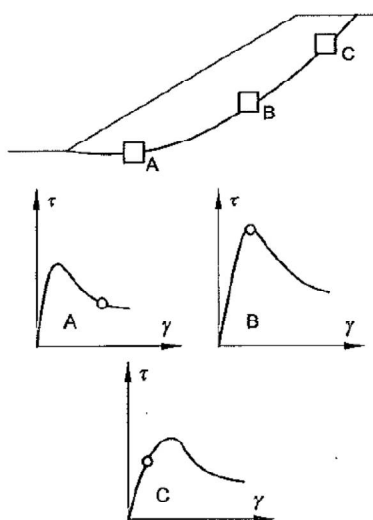
A parità di indice dei vuoti iniziale, per i terreni granulari, inoltre si nota una dipendenza della risposta meccanica dal livello tensionale. Ne consegue che l'angolo di resistenza al taglio corrispondente ad una condizione di picco si riduce all'aumentare del livello tensionale e l'involuppo di rotture risulta così curvilineo.

Le suddette evidenze vengono matematicamente concretizzate dal concetto di dilatanza ossia dal fatto che nel corso di una prova di taglio le deformazioni di un mezzo granulare sono in prima fase accompagnate da una variazione di volume. Successivamente raggiunta la condizione di stato critico le deformazioni avvengono in assenza di variazione di volume.

Concludendo l'angolo di resistenza al taglio di un terreno granulare, corrispondente alla condizione di picco, non è una proprietà del materiale, ma un parametro dipendente dalle condizioni di stato; può invece ritenersi una proprietà del materiale l'angolo a volume costante.

E' importante pertanto scegliere il giusto parametro rappresentativo della resistenza in gioco al fine di definire un corretto percorso di verifica delle stabilità in gioco.

Nella fattispecie nel caso di stabilità di un fronte di scavo costituito da materiale granulare, la totalità dei problemi al contorno di interesse ingegneristico è caratterizzata da una rottura che inizia in un punto e si propaga lungo tutta la superficie di scivolamento (cosiddetta rottura progressiva). Ne consegue, come rappresentato nella seguente immagine, che mentre l'elemento B sta raggiungendo una condizione di picco ( governata da  $\phi'_p$ ), l'elemento A può aver superato tale condizione e può già trovarsi in una condizione di stato critico ( governata da  $\phi'_{cv}$ ). Per contro l'elemento C è ancora nella fase pre- picco caratterizzata da limitate deformazioni.



Sulla base delle suddette considerazioni, al fine di condurre verifiche di stabilità cautelative e sufficientemente rappresentative di uno stato di collasso verrà adottato quale parametro geotecnico rappresentativo del materiale costituente le scarpate residue di scavo, l'angolo di attrito di stato critico  $\phi'_{cv}$ .

A parità di tensione di confinamento la condizione di volume costante è la stessa indipendentemente dalla densità iniziale del campione (denso o sciolto): tale condizione è detta di stato critico. Il valore dell'angolo di attrito corrispondente a tale situazione è noto come angolo a volume costante  $\varphi'_{cv}$  e dipende esclusivamente dalle caratteristiche granulometriche del materiale.

### 9.1. Normativa di riferimento

L'analisi di stabilità viene ricondotta allo studio dei fronti di scavo, così come previsto al *parag. 6.8.6 Fronti di scavo delle Norme tecniche per le costruzioni 2018* in cui viene precisato che la verifica di sicurezza deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata per i manufatti di materiali sciolti già analizzati nel cap. **6.8. OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO delle NTC 2018**.

Le verifiche di sicurezza per fronti di scavo si intendono soddisfatte se la condizione [6.2.1] delle NTC risulta soddisfatta per tutti i possibili cinematismi di collasso.

Ovvero, per ogni stato limite ultimo (SLU) la verifica di resistenza si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali" e deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right],$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici

di progetto  $X_k/\gamma_M$  e dei parametri geometrici di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con  $\gamma_E = \gamma_F$ .

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

**Tuttavia, per le verifiche che seguiranno verrà adottata la combinazione dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC: approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2), tipicamente impiegata per le verifiche agli stati ultimi di tipo geotecnico (GEO), in quanto maggiormente severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. e di cui si riporta estratto dalle NTC 2018.**

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G3}$

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_v$	$\gamma_\gamma$	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
$\gamma_R$	1,1

## 9.2. Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità di base" del sito in esame, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ( periodo di riferimento dell'azione sismica VR, espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento PVR".

La pericolosità sismica è definita in termini di :

- accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $Se(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento orizzontale:

- ag accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, per un periodo di Ritorno determinato.

La stima di tali parametri caratteristici del sito in esame può avvenire attraverso l'interpolazione locale dei dati relativi ad una griglia nazionale di 10751 punti, per cui viene fornita la terna dei valori anzidetti per nove distinti periodi di ritorno TR.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite ( sia SLU che SLE) sono individuati riferendosi alle prestazioni dell'opera del suo complesso e le

probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli SL considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle NTC:

**Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato**

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) di cui allo stesso § 3.2.1.

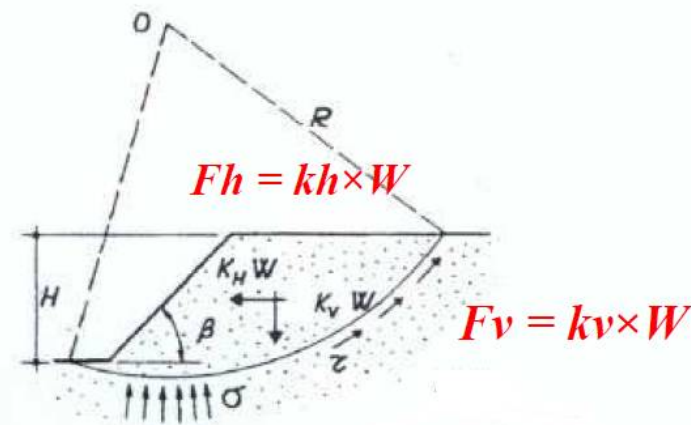
Per i sistemi geotecnici, riferibili alla stabilità di un fronte di cava, si può tuttavia assumere ragionevole e rappresentativo una verifica agli SL pertinenti ovvero si procederà alla verifica di cui allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) come già indicato nella Tab. C.7.1.I.



Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Ai fini delle verifiche in condizioni sismiche (dinamiche) l'applicazione del Metodo pseudo-statico consiste nell'applicare in posizione baricentrica ad ogni concio una forza orizzontale e verticale, proporzionale al peso del concio stesso secondo il seguente schema:



Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

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

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

-  $\beta_s$  rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito. Per fronti di scavo e rilevati (trattati al paragrafo 7.11.4. delle NTC 2018) è previsto che il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa, non sia correlata alla categoria di sottosuolo, bensì vengano assunti i seguenti valori:

**$\beta_s = 0.38$  nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)**

$\beta_s = 0.47$  nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

- $a_{max}$  rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  rappresenta l'accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifica della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

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

dove:

-  $S_S$  (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).

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$ 

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,30}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

- ST (effetto di amplificazione topografica).

-  $a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

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

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Le azioni sismiche sull'opera oggetto di analisi vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava per ciascun tipo di opera moltiplicandone la vita nominale VN ( numero di anni nel quale l'opera-struttura, purchè soggetta alla manutenzione, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata) per il coefficiente d'uso CU ( parametro compreso tra 0,7 e 2,0 in funzione della classe d'uso in cui ricade l'opera in esame).

Per quanto concerne la vita nominale dell'opera è possibile riferirsi alla Tab. 2.4.I delle NTC2018:

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In funzione delle 4 classi d'uso definite al paragrafo 2.4.2. delle NTC2018 è possibile quantificare il coefficiente d'uso, così come descritto nella Tab. 2.4.II delle NTC:

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$** 

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Incrociando i valori dettati dalle suddette parametrizzazioni è possibile giungere ad un quadro completo dei possibili valori del periodo di riferimento dell'azione sismica, ricordando che comunque il valore minimo assumibile è pari a 35 anni.

Definito il periodo di riferimento dell'azione sismica è possibile ottenere per lo stato limite esaminato e relativa probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma, come nella Tab. C.3.2.I.:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{VR})$$

In funzione delle PVR associate ai singoli stati limite si evince il seguente prospetto:

**Tabella C.3.2.I.- Valori di  $T_R$  espressi in funzione di  $V_R$** 

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^2) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultime (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^1)$

### 9.3. Modello sismico del sito

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. delle NTC 2018. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_S$ . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità  $V_S$  per l'approccio semplificato costituiscono

parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2..

I valori di  $V_S$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

$h_i$  spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$  velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

$N$  numero di strati;

$H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S$  non inferiore a 800 m/s.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II. delle NTC 2018 di cui si riporta stralcio.



Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Stando all'assetto litostratigrafico dell'area oggetto di studio e sulla base delle risultanze delle indagini condotte presso il sito si è definita la categoria di suolo di riferimento ai sensi della Tab. 3.2.II delle NTC 2018, assumendo rappresentativa la **cat.D**, così come evidenziato nel soprariportato estratto.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>i &gt; 30^\circ</math></i>

Trattandosi di una zona collinare l'area in esame è stata classificata con la **categoria topografica T2**, così come previsto dalla Tab. 3.2.III delle NTC 2018.

Infine dovendo abbinare all'opera oggetto di verifica una classe d'uso, trattandosi di un'area estrattiva si è scelto di abbinarla **alla Classe II**, così come previsto al Cap.2.4.2. delle NTC 2018.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

I parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale determinanti per il calcolo dei parametri  $a_{max}$ ,  $K_0$  e  $K_v$  sono stati desunti, sulla base delle assunzioni anzidette, attraverso il confronto interpolato con i Valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*c$  per i 10751 punti del reticolo di riferimento attraverso appositi software applicativi e l'inserimento delle specifiche coordinate geografiche decimali. Per la località in esame (**comune di Cisterna d'Asti**) restituiscono le forme spettrali caratteristiche:



Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Fronti di scavo e rilevati  
Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 44,850017  
longitudine: 7,981131  
Classe: 2  
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 14684 Lat: 44,8552	Lon: 7,9194	Distanza: 4903,654
Sito 2	ID: 14685 Lat: 44,8585	Lon: 7,9897	Distanza: 1156,851
Sito 3	ID: 14907 Lat: 44,8086	Lon: 7,9942	Distanza: 4722,064
Sito 4	ID: 14906 Lat: 44,8053	Lon: 7,9239	Distanza: 6710,948

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D  
Categoria topografica: T2  
Periodo di riferimento: 50anni  
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		30	[anni]
ag:		0,019 g	
Fo:		2,624	
Tc*:		0,161	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		50	[anni]
ag:		0,023 g	
Fo:		2,614	
Tc*:		0,188	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		475	[anni]
ag:		0,045 g	
Fo:		2,738	
Tc*:		0,284	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%	
Tr:		975	[anni]
ag:		0,053 g	
Fo:		2,803	
Tc*:		0,302	[s]

Coefficienti Sismici Fronti di scavo e rilevati

SLO:

Ss:	1,800
Cc:	3,120
St:	1,200
Kh:	0,000
Kv:	0,000
Amax:	0,402
Beta:	0,000

SLD:

Ss:	1,800
Cc:	2,890
St:	1,200
Kh:	0,024
Kv:	0,012
Amax:	0,497
Beta:	0,470

SLV:

Ss:	1,800
Cc:	2,340
St:	1,200
Kh:	0,037



	Kv:	0,019
	Amax:	0,958
	Beta:	0,380
SLC:		
	Ss:	1,800
	Cc:	2,280
	St:	1,200
	Kh:	0,000
	Kv:	0,000
	Amax:	1,127
	Beta:	0,000

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50 Geostru

Coordinate WGS84  
latitudine: 44.849056  
longitudine: 7.980056

Dal valore di  $a_g(g)$  relativo al SLU (SLV) da considerarsi per le verifiche in oggetto si passa ad  $a_g (m/s^2)$  moltiplicando per  $g$ . Moltiplicando infine il valore di  $a_g$  per SS (1,8) ed St(1,2) si ottiene il valore di  $A_{max} = 0,958 m/s^2$

In riferimento a quanto previsto al parag. 7.11.3.4. delle NTC 2018 viene esclusa la verifica alla liquefazione in quanto si manifestano le condizioni 1) e 2) di cui al parag. 7.11.3.4.2..

#### **9.4. Quantificazione dei parametri caratteristici ( $f_k$ ) e di progetto ( $f_p$ )**

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  del sistema geotecnico, intendendo come  $R_d$  l'insieme delle proprietà geotecniche/geomeccaniche rappresentative del volume e della condizione interessati dalla verifica, può essere determinato in tre modi:

1. in modo analitico con riferimento al valore caratteristico  $f_k$  dei parametri geotecnici diviso per uno specifico coefficiente parziale  $\gamma_M$ , e tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi al tipo di opera;
2. in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi al tipo di opera;
3. sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi al tipo di opera.

Seguirà la trattazione per definire, in funzione del criterio di cui al punto 1 sopra esposto, i valori di progetto.

Attraverso la caratterizzazione geotecnica di cui al presente elaborato è stato possibile definire e quantificare le proprietà attrittive e coesive medie dei litotipi disaminati, ottenendo pertanto un inquadramento geotecnico generale così rappresentabile (valori medi statistici).

L'area considerata risulta ubicata, dal punto di vista geologico strutturale, al limite tra il Bacino Terziario Astigiano e l'Altopiano di Poirino.

La serie sedimentaria che caratterizza il bacino è composta dal basso verso l'alto dalle seguenti formazioni:

- *Formazione delle Argille di Lugagnano;*
- *Formazione delle Sabbie di Asti;*
- *Complesso Villafranchiano.*

L'assetto strutturale di queste formazioni individua una successione normale a prevalente giacitura suborizzontale, 10°-15° (circa N-NE), nella quale gli strati più bassi sono ovviamente quelli più antichi.

Analizzando le sezioni geologiche e litostratigrafiche di cui alla TAV. A14-1 e A14-2 allegate si evince la seguente stratigrafia caratteristica:

- quota 312 m s.l.m : passaggio litostratigrafico tra le Sabbie di Asti in facies astiana (facies sabbiosa) e le Sabbie di Asti in facies villafranchiana (facies argillosa)
- quota 324 m s.l.m.: passaggio tra le Sabbie di Asti in facies villafranchiana (facies argillosa) ed il complesso fluviale e fluvio-lacustre.

Si evincono, pertanto, le seguenti caratteristiche geotecniche di riferimento (valori medi caratteristici):

#### **LITOTIPO 1 – COMPLESSO FLUVIALE E FLUVIO-LACUSTRE**

SABBIE E GHIAIE	
-peso di volume naturale	$\gamma_n = 18.0 \text{ kN/m}^3$
-angolo d'attrito	$\phi' = 35^\circ$
-coesione efficace	$c' = 0.0 \text{ kPa}$

#### **LITOTIPO 2 – SABBIE DI ASTI FACIES IN VILLAFRANCHIANA**

ARGILLE PREVALENTI	
-peso di volume naturale	$\gamma_n = 19.0 \text{ kN/m}^3$
-angolo d'attrito	$\phi' = 25^\circ$
-coesione efficace	$c' = 30.0 \text{ kPa}$

**LITOTIPO 3 – SABBIE DI ASTI IN FACIES ASTIANA**

<b>SABBIE PREVALENTI</b>	
-peso di volume naturale	$\gamma_n = 20.0 \text{ kN/m}^3$
-angolo d'attrito	$\phi_{CV} = 31^\circ$
-coesione efficace	$c' = 0.0 \text{ kPa}$

**ARGILLE SPONDE VASCHE**

Peso di volume naturale	$\gamma_n = 18.0 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito	$\phi_p = 0^\circ$
Coesione non drenata	$c_u = 40 - 130 \text{ kPa}$

I valori di progetto ( $f_d$ ) dei parametri coesivi ed attritivi da adottare nelle calcolazioni si ottengono dividendo i valori caratteristici ( $f_k$ ) per un coefficiente riduttivo parziale, che nel caso dell'approccio 1 - combinazione 2 è identificato nel gruppo M2, secondo quanto indicato alla Tab. 6.2.II. delle NTC 2018.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Si evince pertanto quanto segue :

<b>LITOTIPO 1</b>	
-peso di volume naturale	$\gamma_{n,1} = \gamma_{k,ster} = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione	$c'_{d,1} = c'_k / 1,25 = 0 \text{ kPa}$
-angolo d'attrito	$\phi_{r,d,1} = \arctg(\tan \phi_k / 1,25) = 29.3^\circ$
<b>LITOTIPO 2</b>	
-peso di volume naturale	$\gamma_{n,2} = \gamma_{k,ster} = 19.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione	$c_{ud,2} = c'_k / 1,40 = 21.42 \text{ kPa}$
-angolo d'attrito	$\phi_{p,d,2} = \arctg(\tan \phi_k / 1,25) = 20.4^\circ$
<b>LITOTIPO 3</b>	
-peso di volume naturale	$\gamma_{n,3} = \gamma_{k,ster} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione	$c'_{d,3} = c'_k / 1,25 = 0 \text{ kPa}$
- angolo di attrito	$\phi_{CV,d,3} = \arctg(\tan \phi_k / 1,25) = 26.1^\circ$
<b>ARGILLA SPONDE VASCHE</b>	
-peso di volume naturale	$\gamma_{n,4} = \gamma_{k,ster} = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione non drenata	$c_{uk} = c_u / 1,40 = 29 \text{ kPa}$
- angolo di attrito	$\phi_p = \arctg(\tan \phi_k / 1,25) = 0^\circ$

Si precisa che il software impiegato per simulare le verifiche di stabilità che seguono effettua automaticamente, inseriti i valori caratteristici dei parametri geotecnici, il calcolo dei valori di progetto applicando i coefficienti riduttivi di cui alla suddetta Tab. 6.2.II.

### **9.5. Modello di analisi**

Fatta salva l'applicazione dei coefficienti in combinazione A2-R2-M2 rispettivamente alle azioni, ai parametri geotecnici ed alle resistenze la risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale.

A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

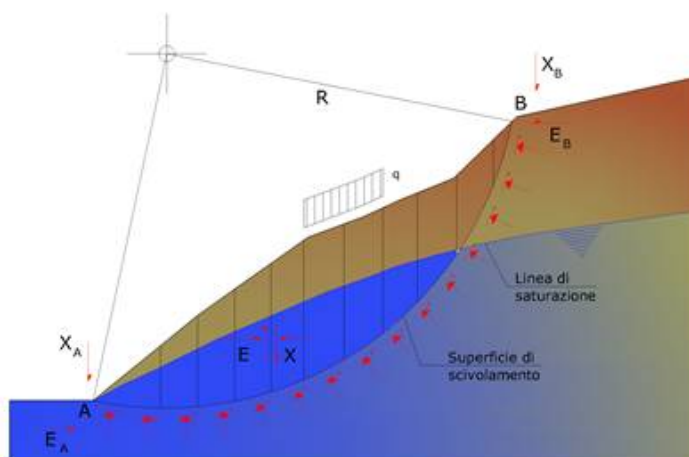
- (a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (nel caso in esame si ipotizza una totale assenza di coesione per il materasso alluvionale) e angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- (b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

### 9.5.1. Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite 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 ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza  $F = \tau_f / \tau$ .

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.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



La massa interessata dallo scivolamento viene infatti 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  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;  
n valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$   
(n-1) forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;  
(n-1) forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;  
n valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_i$ ;

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

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  $N_i$  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.

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudostatico.

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 vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W: peso concio

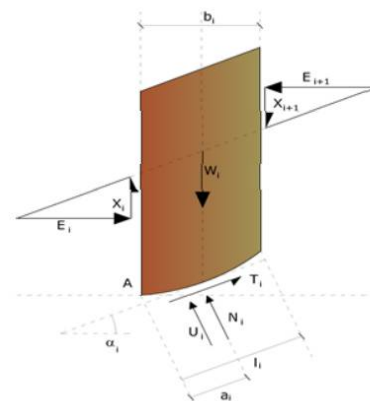
### 9.5.2. Metodo di BISHOP (1955)

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  $\Delta X$  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 %.

### 9.6. Analisi di stabilità STATO ATTUALE fronte di scavo

L'analisi è stata condotta sulla base delle precedenti considerazioni ipotizzando una condizione di lavoro standardizzata per fette orizzontali discendenti, aventi spessore medio di circa 3 m, riferendo il profilo alla sezione cautelativa n.10-10.

Tale condizione si è venuta a concretizzare durante gli scavi di arretramento del versante verso monte, attraverso la successiva asportazione del materiale al fronte, direttamente caricato sui dumper a mezzo di retroescavatore cingolato. La presenza dei mezzi d'opera, quindi di carichi esterni agenti sul versante, è stata modellata attraverso carichi distribuiti equivalenti alla massa operativa di un escavatore standard cingolato (300q) distribuita sulla superficie cingolata d'appoggio (2 x 0,6 m x 3,0 m). Si è ipotizzata una condizione di lavoro con cingoli ortogonali alla scarpata, secondo i criteri di buona regola esecutiva.

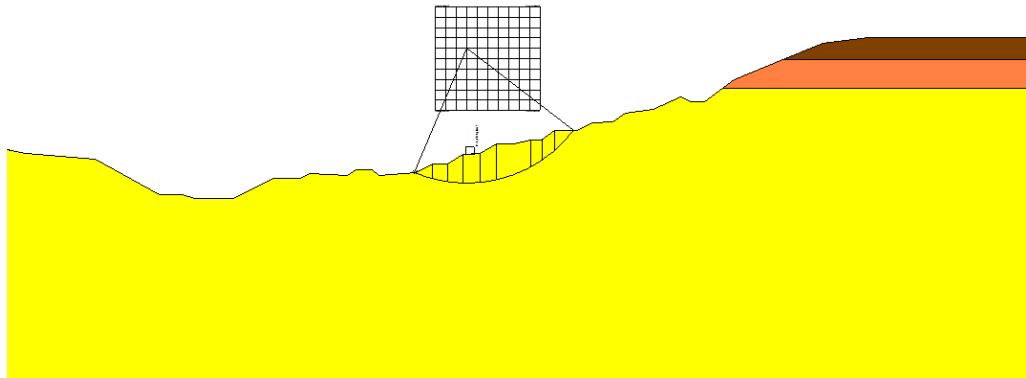


Fig. Discretizzazione del profilo di scavo in condizione di operatività STATO ATTUALE SEZ. 10-10

#### Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	44,849056/7,980056
Calcolo eseguito secondo	[A2+M2+R2]
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

#### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	2695,95 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	1412,63 m
Ascissa vertice destro superiore xs	2732,18 m
Ordinata vertice destro superiore ys	1448,54 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

#### Sisma

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,037
Coefficiente azione sismica verticale	0,018

#### Vertici profilo

Nr	X	y
----	---	---



	(m)	(m)
1	2512,01	1248,71
2	2512,01	1405,09
3	2534,48	1401,9
4	2553,68	1397,77
5	2578,0	1395,9
6	2600,17	1383,67
7	2607,89	1383,6
8	2612,33	1382,3
9	2625,76	1382,3
10	2639,61	1389,32
11	2649,21	1389,32
12	2652,21	1390,68
13	2665,43	1390,25
14	2668,37	1392,03
15	2673,97	1392,03
16	2676,14	1390,21
17	2689,35	1391,32
18	2694,72	1394,13
19	2700,17	1394,28
20	2705,29	1397,4
21	2711,33	1397,65
22	2716,89	1401,0
23	2723,03	1401,0
24	2729,03	1402,44
25	2732,66	1402,51
26	2737,3	1405,91
27	2745,29	1405,91
28	2750,4	1408,5
29	2757,44	1408,64
30	2761,75	1411,55
31	2771,25	1413,05
32	2781,1	1417,2
33	2784,25	1415,71
34	2789,17	1415,73
35	2795,52	1420,45
36	2799,49	1423,41
37	2816,3	1430,22
38	2830,3	1435,9
39	2846,35	1437,9
40	2903,7	1437,9
41	2903,7	1430,22
42	2903,7	1420,45
43	2903,7	1248,71

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	2512,01	1248,71
2	2512,01	1405,09
3	2534,48	1401,9
4	2553,68	1397,77
5	2578,0	1395,9
6	2600,17	1383,67
7	2607,89	1383,6
8	2612,33	1382,3
9	2625,76	1382,31

10	2639,61	1389,32
11	2649,21	1389,32
12	2652,21	1390,68
13	2665,43	1390,25
14	2668,37	1392,03
15	2673,97	1392,03
16	2676,14	1390,21
17	2689,35	1391,32
18	2694,72	1394,13
19	2700,17	1394,13
20	2705,29	1397,4
21	2711,33	1397,65
22	2716,89	1401,0
23	2723,03	1401,0
24	2729,03	1402,44
25	2732,66	1402,51
26	2737,3	1405,91
27	2745,29	1405,91
28	2750,4	1408,5
29	2757,44	1408,64
30	2761,75	1411,55
31	2771,25	1413,05
32	2781,1	1417,2
33	2784,25	1415,71
34	2789,17	1415,73
35	2795,52	1420,45
36	2799,49	1423,41
37	2816,3	1430,22
38	2903,7	1430,22
39	2903,7	1248,71

**Vertici strato .....2**

N	X (m)	y (m)
1	2512,01	1248,71
2	2512,01	1405,09
3	2534,48	1401,9
4	2542,09	1400,26
5	2553,68	1397,77
6	2578,0	1395,9
7	2600,17	1383,67
8	2607,89	1383,6
9	2612,33	1382,3
10	2625,76	1382,3
11	2639,61	1389,32
12	2649,21	1389,32
13	2652,21	1390,68
14	2665,43	1390,25
15	2668,37	1392,03
16	2673,97	1392,03
17	2676,14	1390,21
18	2689,26	1391,31
19	2694,72	1394,13
20	2700,17	1394,13
21	2705,29	1397,4
22	2711,33	1397,65
23	2716,89	1401,0
24	2723,03	1401,0

25	2729,03	1402,44
26	2732,66	1402,51
27	2737,3	1405,91
28	2745,29	1405,91
29	2750,4	1408,5
30	2757,44	1408,64
31	2761,75	1411,55
32	2771,25	1413,05
33	2781,1	1417,2
34	2784,25	1415,71
35	2789,17	1415,73
36	2795,52	1420,45
37	2903,7	1420,45
38	2903,7	1248,71

**Coefficienti parziali azioni**

=====		
===		
Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,3
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	0,0
=====		
--		

**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 <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0		35	1800,00	2100,00		
2	0.3		25	1900	2100		
3	0		31	2000	2100		

**Carichi distribuiti**

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm <sup>2</sup> )
1	2706,38	1397,45	2709,38	1397,574	1,5

**Risultati analisi pendio [[A2+M2+R2]]**

=====	
==	
Fs minimo individuato	1,26
Ascissa centro superficie	2695,95 m
Ordinata centro superficie	1412,63 m
Raggio superficie	22,67 m
=====	
==	

$x_c = 2695,947$   $y_c = 1412,628$   $R_c = 22,674$   $F_s = 1,257$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,9	-18,6	0,95	350,5	12,97	6,31	0,0	25,7	0,0	418,7	145,5
2	5,37	-10,0	5,45	26157,29	967,82	470,83	0,0	25,7	0,0	28296,0	9833,4
3	1,54	-1,2	1,54	2965,57	479,73	233,38	0,0	25,7	0,0	13065,9	4540,6
4	3,91	5,7	3,93	2421,89	1199,61	583,59	0,0	25,7	0,0	31492,1	10944,1
5	1,3	12,7	1,34	10873,25	402,31	195,72	0,0	25,7	0,0	10336,6	3592,1
6	3,82	19,3	4,04	38370,34	1419,7	690,67	0,0	25,7	0,0	36244,2	12595,5
7	1,39	25,9	1,55	18823,33	696,46	338,82	0,0	25,7	0,0	17903,4	6221,8
8	2,61	32,5	3,09	60407,31	2235,07	1087,33	0,0	25,7	0,0	58635,6	20376,9
9	2,04	38,9	2,62	11645,0	430,87	209,61	0,0	25,7	0,0	11683,0	4060,1
10	3,17	48,6	4,8	6516,98	241,13	117,31	0,0	25,7	0,0	7071,7	2457,6

### 9.7. Analisi di stabilità STATO FINALE fronte di scavo

L'analisi è stata condotta sulla base delle precedenti considerazioni ipotizzando di raggiungere la conformazione di fine scavo prevista al termine della seconda fase, e riferendo il profilo alla sezione cautelativa n.10-10.

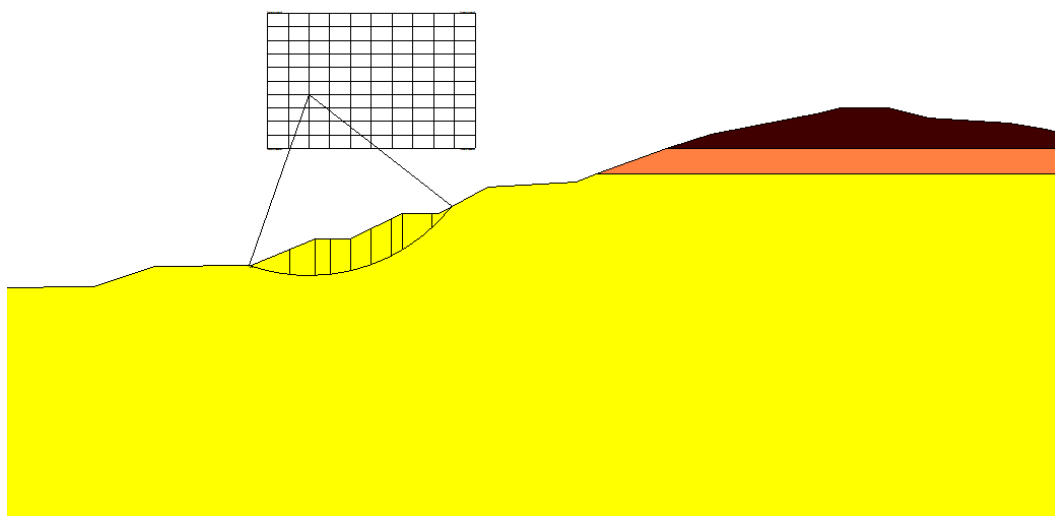


Fig. Discretizzazione del profilo di scavo in condizione di operatività STATO FINALE II FASE SEZ. 10-10

### Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	44,849056/7,980056
Calcolo eseguito secondo	[A2+M2+R2]
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1

Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:

Picco

Analisi

Condizione drenata

Superficie di forma circolare

=====

==

**Maglia dei Centri**

=====

==

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	3029,32 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	1488,04 m
Ascissa vertice destro superiore xs	3108,26 m
Ordinata vertice destro superiore ys	1539,26 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

=====

==

**Sisma**

=====

==

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0368
Coefficiente azione sismica verticale	0,0184

=====

==

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	2903,4	1315,6
2	2903,4	1440,87
3	2925,82	1435,44
4	2963,63	1435,73
5	2986,57	1443,48
6	3023,18	1443,63
7	3047,37	1453,63
8	3060,42	1453,63
9	3080,4	1463,48
10	3094,42	1463,48
11	3112,7	1473,53
12	3146,26	1475,53
13	3154,05	1478,46
14	3180,77	1487,95
15	3197,52	1493,53
16	3239,14	1501,53
17	3246,7	1503,53
18	3264,57	1503,53
19	3279,83	1499,53
20	3310,55	1497,53
21	3324,3	1495,53
22	3332,76	1493,53
23	3347,81	1487,95
24	3372,36	1478,46
25	3380,9	1475,03
26	3380,9	1315,6

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	2903,4	1315,6
2	2903,4	1440,87
3	2925,82	1435,44
4	2963,63	1435,73
5	2986,57	1443,48
6	3023,18	1443,63
7	3047,37	1453,63
8	3060,42	1453,63
9	3080,4	1463,48
10	3094,42	1463,48
11	3112,7	1473,53
12	3146,26	1475,53
13	3154,05	1478,46
14	3180,77	1487,95
15	3347,81	1487,95
16	3372,36	1478,46
17	3380,9	1475,03
18	3380,9	1315,6

**Vertici strato .....2**

N	X (m)	y (m)
1	2903,4	1315,6
2	2903,4	1440,87
3	2925,82	1435,44
4	2963,63	1435,73
5	2986,57	1443,48
6	3023,18	1443,63
7	3047,37	1453,63
8	3060,42	1453,63
9	3080,4	1463,48
10	3094,42	1463,48
11	3112,7	1473,53
12	3146,26	1475,53
13	3154,05	1478,46
14	3372,36	1478,46
15	3380,9	1475,03
16	3380,9	1315,6

**Coefficienti parziali azioni**

=====		
===		
Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,3
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	0,0
=====		
==		

**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 <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0		35	1800,00	2100,00		
2	0.3		25	1900	2100		
3	0		31	2000	2100		

**Risultati analisi pendio [[A2+M2+R2]]**

=====	
==	
Fs minimo individuato	1,33
Ascissa centro superficie	3029,32 m
Ordinata centro superficie	1529,02 m
Raggio superficie	85,87 m
=====	
==	

**xc = 3029,32 yc = 1529,016 Rc = 85,868 Fs=1,326**

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
-----											
-----											
1	2,73	-5,0	2,74	751,4	27,65	13,83	0,0	25,7	0,0	776,7	255,9
2	10,14	-0,7	10,145	2059,92	1915,81	957,9	0,0	25,7	0,0	52282,0	17226,1
3	6,43	4,8	6,467	3210,03	2694,13	1347,07	0,0	25,7	0,0	71480,4	23551,7
4	7,61	9,6	7,721	17439,1	4321,76	2160,88	0,0	25,7	0,0	112831,0	37176,1
5	5,25	13,9	5,418	3567,41	3075,28	1537,64	0,0	25,7	0,0	79595,4	26225,5
6	6,43	18,0	6,768	0732,34	2970,95	1485,48	0,0	25,7	0,0	76678,2	25264,3
7	6,43	22,5	6,976	1962,59	2280,22	1140,11	0,0	25,7	0,0	59016,6	19445,1
8	6,43	27,4	7,256	4234,71	2363,84	1181,92	0,0	25,7	0,0	61794,3	20360,3
9	6,43	32,3	7,615	7700,96	2123,4	1061,7	0,0	25,7	0,0	56486,4	18611,4
10	6,43	37,5	8,123	3359,52	1227,63	613,82	0,0	25,7	0,0	33573,3	11061,9

**9.8. Analisi di stabilità VASCHE**

L'analisi è stata condotta sulla base delle precedenti considerazioni analizzando il profilo topografico discretizzato lungo la sezione cautelativa n. 02-02.

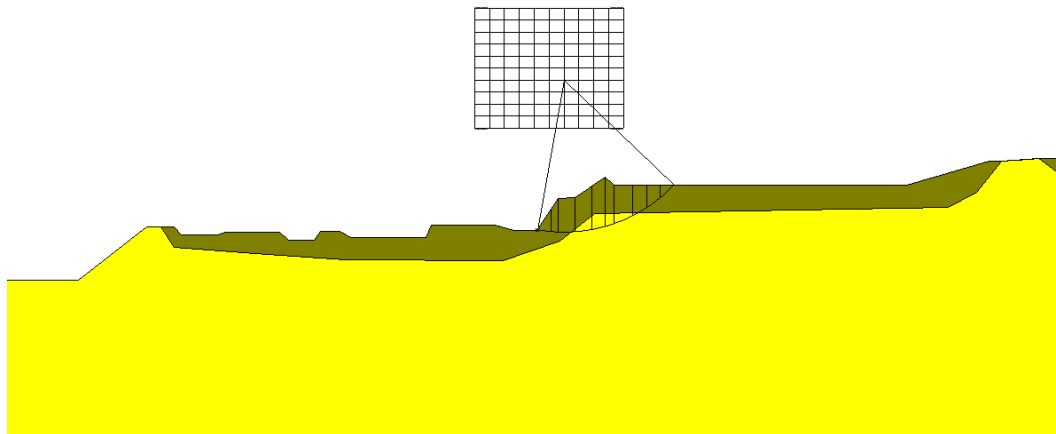


Fig. Discretizzazione del profilo lungo la sez. 02 02 (zona vasche)

#### Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

=====	
==	
Lat./Long.	44,849056/7,980056
Calcolo eseguito secondo	[A2+M2+R2]
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	
=====	
==	

#### Maglia dei Centri

=====	
==	
Ascissa vertice sinistro inferiore xi	3354,87 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	1445,47 m
Ascissa vertice destro superiore xs	3385,78 m
Ordinata vertice destro superiore ys	1470,39 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
=====	
==	

#### Sisma

=====	
==	
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,037
Coefficiente azione sismica verticale	0,018
=====	
==	

#### Vertici profilo

Nr	X	y
----	---	---



	(m)	(m)
1	3232,16	1375,77
2	3232,05	1413,75
3	3272,6	1413,96
4	3286,72	1425,02
5	3289,58	1425,02
6	3292,44	1425,02
7	3293,92	1423,27
8	3301,45	1423,27
9	3303,11	1423,87
10	3314,29	1423,87
11	3316,17	1422,27
12	3321,55	1422,27
13	3322,74	1423,98
14	3326,94	1423,98
15	3329,02	1422,77
16	3344,76	1422,77
17	3345,9	1425,28
18	3359,06	1425,37
19	3363,08	1424,23
20	3367,8	1424,19
21	3372,16	1430,94
22	3375,69	1430,98
23	3381,91	1435,31
24	3383,76	1433,57
25	3444,56	1433,55
26	3461,83	1438,53
27	3464,34	1438,69
28	3470,27	1439,07
29	3471,98	1439,09
30	3517,85	1439,27
31	3526,46	1439,27
32	3550,11	1432,69
33	3550,11	1375,77

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	3232,16	1375,77
2	3232,16	1413,75
3	3272,6	1413,96
4	3286,72	1425,02
5	3289,58	1425,02
6	3292,44	1420,84
7	3309,27	1419,49
8	3327,97	1418,24
9	3360,82	1417,9
10	3372,49	1421,98
11	3379,69	1427,81
12	3453,2	1429,01
13	3459,18	1432,11
14	3464,34	1438,69
15	3471,98	1439,09
16	3479,31	1433,85
17	3496,06	1427,87
18	3505,47	1429,06
19	3514,87	1436,07

20	3517,85	1439,27
21	3526,46	1439,27
22	3550,11	1432,69
23	3550,11	1375,77

**Coefficienti parziali azioni**

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,3
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	0,0

**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 <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	1		0	1800,00	2100,00		
2	0		31	2000	2100		

**Risultati analisi pendio [[A2+M2+R2]]**

Fs minimo individuato	2,1
Ascissa centro superficie	3371,87 m
Ordinata centro superficie	1449,21 m
Raggio superficie	25,23 m

= =

$$xc = 3379,595 \quad yc = 1467,894 \quad Rc = 45,131 \quad Fs=2,99$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	4,26	-12,7	4,3729459,55	1090,0	530,27	0,8	0,0	0,0	0,0	32587,2	10623,7
2	3,94	-6,9	3,9756063,14	2074,34	1009,14	0,0	25,7	0,0	0,0	57501,9	8402,6
3	5,81	-0,8	5,81115135,9	4260,03	2072,45	0,0	25,7	0,0	0,0	115371,5	16859,0
4	2,4	4,5	2,4 51044,5	1888,65	918,8	0,0	25,7	0,0	0,0	50619,5	7396,9
5	4,1	8,4	4,1579902,46	2956,39	1438,24	0,0	25,7	0,0	0,0	79062,9	11553,3
6	4,1	14,2	4,2373363,69	2714,46	1320,55	0,0	25,7	0,0	0,0	72980,5	10664,5
7	4,1	19,1	4,3463254,84	2340,43	1138,59	0,0	25,7	0,0	0,0	63720,8	9311,4
8	4,1	25,2	4,5349643,83	1836,82	893,59	0,0	25,7	0,0	0,0	51346,2	7503,1
9	4,1	30,8	4,77 32564,9	1204,9	586,17	0,8	0,0	0,0	0,0	30988,2	11611,5
10	4,1	37,2	5,1512198,94	451,36	219,58	0,8	0,0	0,0	0,0	5798,3	12530,0

### 9.9. Analisi di stabilità GRADONE DI SCAVO

L'analisi è stata condotta sulla base delle precedenti considerazioni analizzando il profilo topografico discretizzato lungo una sezione tipo del gradone di scavo, avente alzata 3 metri ed inclinazione pari a  $31^\circ$  sull'orizzontale. La presenza di macchine operatrici sulla pedata del gradone è stata simulata con un carico distribuito di  $1,5 \text{ kg/cm}^2$  sulla pedata medesima.

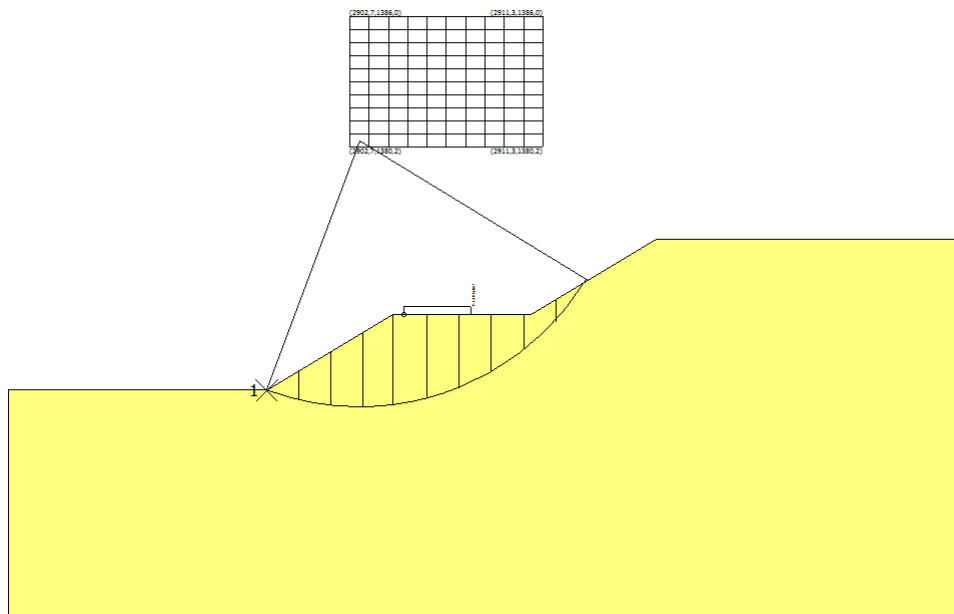


Fig. Discretizzazione del profilo gradone di scavo pendenza  $31^\circ$

#### Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

=====	
==	
Lat./Long.	44,849056/7,980056
Calcolo eseguito secondo	[A2+M2+R2]
Numero di strati	1,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	
=====	
==	

#### Maglia dei Centri

=====	
==	
Ascissa vertice sinistro inferiore xi	2902,73 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	1380,21 m
Ascissa vertice destro superiore xs	2911,31 m
Ordinata vertice destro superiore ys	1386,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
=====	
==	

**Sisma**

=====	
==	
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0368
Coefficiente azione sismica verticale	0,0184
=====	
==	

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	2887,55	1369,43
2	2899,1	1369,43
3	2904,66	1372,78
4	2910,8	1372,78
5	2916,36	1376,13
6	2929,91	1376,13

**Coefficienti parziali azioni**

=====	
===	
Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0 1,3
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0 0,0
=====	
==	

**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 <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0		31	2000	2100,00		

**Carichi distribuiti**

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)
1	2905,13	1372,78	2908,13	1372,78	1,5

**Risultati analisi pendio [[A2+M2+R2]]**

==	
Fs minimo individuato	1,33
Ascissa centro superficie	2902,73 m
Ordinata centro superficie	1380,21 m
Raggio superficie	11,41 m
==	
==	

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.

**xc = 2902,726 yc = 1380,212 Rc = 11,408 Fs=1,329**

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,29	-17,2	1,35	1531,43	56,36	28,18	0,0	25,7	0,0	1785,2	586,8
2	1,29	-9,7	1,31	4120,14	151,62	75,81	0,0	25,7	0,0	4429,9	1456,1
3	1,29	0,0	1,29	6586,46	242,38	121,19	0,0	25,7	0,0	6586,5	2164,9
4	1,8	5,6	1,81	12351,61	454,54	227,27	0,0	25,7	0,0	12022,6	3951,7
5	0,79	6,5	0,79	10591,45	389,77	194,88	0,0	25,7	0,0	10275,3	3377,4
6	1,29	19,5	1,37	28379,04	1044,35	522,17	0,0	25,7	0,0	26967,5	8863,9
7	1,29	24,1	1,41	27164,46	999,65	499,83	0,0	25,7	0,0	25943,7	8527,4
8	1,29	30,9	1,5	7698,89	283,32	141,66	0,0	25,7	0,0	7496,5	2464,0
9	1,29	38,3	1,65	3640,24	133,96	66,98	0,0	25,7	0,0	3683,1	1210,6
10	1,29	50,0	2,01	1216,06	44,75	22,38	0,0	25,7	0,0	1360,1	447,0

**9.10. Conclusioni**

Le analisi effettuate sono rappresentative dello stadio attuale e finale (fase II) configurabili per il sito.

Analizzando i risultati è evidente che :

- **durante gli scavi** la conformazione del fronte con passate aventi altezze pari a 3 m ed inclinazioni di scavo a 31° sull'orizzontale consente di mantenere un grado di stabilità idoneo, anche in funzione dei carichi esterni agenti (macchine operatrici). Le

analisi sismiche dimostrano che nonostante l'applicazione dei fattori riduttivi sui parametri e sulle resistenze il fattore di sicurezza mantiene valori accettabili. Quanto sopra è certamente relativo ad una condizione di analisi cautelativa, rappresentativa a patto che vengano rispettate le geometrie di scavo discretizzate.

- ***al termine dei lavori*** assumendo condizioni geotecniche cautelative, certamente idonee ad una stima per lunghi termini, il valore minimo di fattore di sicurezza appare accettabile. Quanto sopra è certamente relativo ad una condizione di analisi cautelativa, a patto che vengano rispettate le geometrie di scavo discretizzate.

Concludendo, in funzione dell'attendibilità dei dati disponibili, della relativa complessità di cui alla situazione geologica e geotecnica, delle influenze sui terreni residui degli interventi di coltivazione e delle caratteristiche tecniche specifiche degli stessi è possibile assumere rappresentativi e sufficientemente cautelativi i valori di Fattore di Sicurezza ottenuti nelle due suddette analisi (calcoli condotti con software SPLOPE 2018\_versione 2018.29.6.1359)<sup>1</sup>.

I risultati di tali analisi non potranno essere estrapolati qualora le geometrie di scavo e profilatura dovessero essere condotte difformemente da quanto ipotizzato in tale sede e dal progetto di coltivazione.

## **10 REGIMAZIONE IDRAULICA**

Le geometrie dei circuiti idraulici, riferite alle diverse fasi temporali di coltivazione e predisposte già nei documenti dello S.I.A. per la regimazione superficiale delle acque di ruscellamento, risultano strutturate sulla base delle seguenti finalità, successivamente esplicitate nella descrizione delle diverse fasi temporali di coltivazione.

---

<sup>(1)</sup> Si evidenzia dai test effettuati l'affidabilità del software in oggetto. Si riscontrano scarti minimi nella valutazione del fattore di sicurezza dovuti ad approssimazioni di tipo numerico.

- a)** Separazione delle acque pertinenti l'area di cava, da quelle ruscellanti sulle aree esterne alla stessa, non oggetto del presente studio.

In merito, l'area di cava risulta di per sé già idraulicamente isolata dalle aree esterne, sia sul limite autorizzato nord, sia su quello sud, coincidendo gli stessi con i recettori finali. Sul confine est l'area è naturalmente isolata dalla presenza di impluvi naturali, mentre sul limite ovest le acque di ruscellamento esterne alla cava risultano idraulicamente separate da quelle interne a fronte della presenza di un importante spartiacque superficiale e, secondariamente, da un impluvio naturale.

- b)** Separazione delle acque defluenti su aree di cava, messe a nudo dalle attività di coltivazione, da quelle ruscellanti su aree naturali o comunque già recuperate ai fini ambientali; l'obiettivo è l'isolamento delle acque veicolanti solidi in sospensione generati dall'attività estrattiva.

In tale ottica, si è fatto prevalente ricorso a dossi di interdizione allo scorrimento delle acque, così come di canalette e fossi dedicati esclusivamente alle acque affette da trasporto solido, trattate meccanicamente in vasche di decantazione prima della loro restituzione nei recapiti finali.

- c)** Adozione di circuiti idraulici funzionanti per sola gravità e tali da garantire portate massime adeguate al contesto in esame.

Al riguardo è stata attentamente valutata la morfologia dei fronti di cava, piazzali e quant'altro di competenza al fine di favorire un deflusso idrico per sola gravità verso i recapiti finali, con opportuno dimensionamento delle aste idrauliche, di cui si dirà meglio più avanti.

- d)** Necessità di garantire una situazione finale di coltivazione, al termine del recupero ambientale, morfologicamente equivalente a quella iniziale, ante-operam.

In tale ottica si garantirà in prima approssimazione la presenza dello spartiacque superficiale ad orientamento O-E, ovvero trasversale ai fronti di cava. Quale conseguenza, i circuiti idraulici risulteranno spezzati all'intersezione di tale evidenza morfologica assicurando, peraltro, una equa restituzione delle acque regimate nei recapiti finali (circa pari portate immesse nei due recettori finali).

Le opere idrauliche nel seguito descritte consentiranno di raccogliere le acque di scorrimento superficiale e di convogliarle nei recapiti finali naturali, costituiti dai due fossi ricettori, nord e sud.

Risulta oggettivamente difficoltoso poter prevedere cartograficamente l'esatta evoluzione dell'ubicazione di tali manufatti, rendendosi necessario un adeguamento quasi continuo degli stessi al divenire della morfologia del sito estrattivo: ogni indicazione planimetrica risulta evidentemente valida solo per la conformazione degli scavi simulata in un preciso istante.

Si ritiene pertanto ragionevole indicare, negli elaborati grafici allegati, il contesto idraulico di STATO ATTUALE ed in concomitanza del 5° anno di attività, evidenziando quali opere siano da considerarsi definitive e quali provvisorie, indicando i requisiti a cui dovranno rispondere le stesse:

- la rete idrica esistente dovrà essere mantenuta efficiente nel corso dei lavori, attraverso pulizie periodiche che garantiscano il mantenimento di una sufficiente sezione di deflusso;
- i piazzali di cava dovranno presentare sempre una adeguata pendenza al fine di non creare ristagni ed in modo da convogliare le acque verso le canalette provvisorie;
- a loro volta le canalette provvisorie di raccolta delle acque dovranno essere raccordate, normalmente attraverso fossi collettori, al fosso di raccolta principale;
- le piste di accesso, anche per i tracciati provvisori, dovranno essere completate con almeno una canaletta laterale verso monte, anche con funzione di raccordo di tutti i tronchi del circuito idraulico;
- le canalette saranno realizzate in terra, con sezione semicircolare o idraulicamente equivalente;

Nel seguito sono descritte la planimetrie dei circuiti idraulici alle diverse fasi temporali (quinquenni). Lo stato attuale e la situazione al 5° di anno di coltivazione sono da intendersi quali fasi esecutive per cui si richiede l'autorizzazione. Per i successivi quinquenni (10°, 15° e 20° anno) si rimanda ai documenti già allegati allo S.I.A..



### **10.1 Stato attuale – fase esecutiva**

La planimetria dei circuiti idraulici allo stato attuale (tavola B02) prevede una razionalizzazione delle opere sui fronti di cava e sui piazzali esistenti, tenuto inoltre conto che tale configurazione subirà evoluzioni morfologiche connesse allo sviluppo dei cantieri estrattivi.

Nel complesso il sito estrattivo è idraulicamente suddivisibile in un settore orientale in cui i flussi captati dal sistema di canalette vien regimentato verso la vasca VD4 (disperdente) ovvero in un settore occidentale in cui i flussi captati dal sistema di canalette viene regimentato verso la vasca VD 2 (disperdente) ovvero verso il Rio Gherba.

### **10.2 Situazione al 5° anno – fase esecutiva**

A tale livello di avanzamento (tavola B03) il contesto morfologico di cava risulterà ulteriormente arretrato, mantenendo tuttavia i criteri idraulici attuale garantendo il continuo adeguamento della posizione plano-altimetrica dei dispositivi di regimazione idraulica in funzione della reale modificazione dell'assetto topografico dei luoghi. L'attuale vasca VD4 (disperdente), in funzione dello sviluppo dei cantieri minerari potrà essere convertita in una vera e propria vasca di sedimentazione propedeutica al successivo scarico dei flussi trattati nel Rio della Pietra.

### **10.3 Definizione dei circuiti - approccio metodologico**

#### **a) Calcolo della massima portata**

Data l'impossibilità di riscontri e/o stime dirette delle portate regimate, per il calcolo della portata massima ( $Tr=50$  anni), si è reso necessario utilizzare un metodo di valutazione indiretto, partendo dai dati di afflusso meteorico disponibili e facendo ricorso a formulazioni di tipo razionale (relazione afflussi - deflussi).

I calcoli idrologici possono essere, pertanto, compiuti secondo i criteri stabiliti dalla Regione Piemonte per il "Calcolo della precipitazione massima con tempo di ritorno assegnato, nota la quota sul livello del mare". In particolare, viene adottato un modello probabilistico a doppia componente TCEV, Two-Component Extreme

Value (Rossi et al. 1984, Rossi e Villani 1994), che interpreta gli eventi dei massimi annuali delle portate di piena come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte: la prima produce gli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi; la seconda produce gli eventi massimi straordinari, meno frequenti ma spesso catastrofici.

Si è fatto riferimento ad una procedura di regionalizzazione gerarchica, in cui i diversi parametri del modello probabilistico vengono valutati a scale regionali differenti, in funzione dell'ordine statistico del parametro stesso. In particolare, per parametri di ordine più elevato (forma e scala), si analizzano ampie regioni che si suppongono omogenee nei suoi confronti.

I ordine: Regione Piemonte

II ordine: Sottozona (SZ01, SZ02, SZ03) – fig. 1

III ordine: Area omogenea (A01, A02, A03, A04, AO5, AO6) – fig. 2

Tali settori omogenei sono stati identificati facendo riferimento alla densità spaziale dei pluviometri/pluviografi, e alle serie storiche dei dati di altezze di precipitazione giornaliere, rilevate alle stesse stazioni di monitoraggio.

Per i dettagli relativi ai parametri del modello si faccia riferimento alla sintesi riportata in fig. 3.

FIG. 1

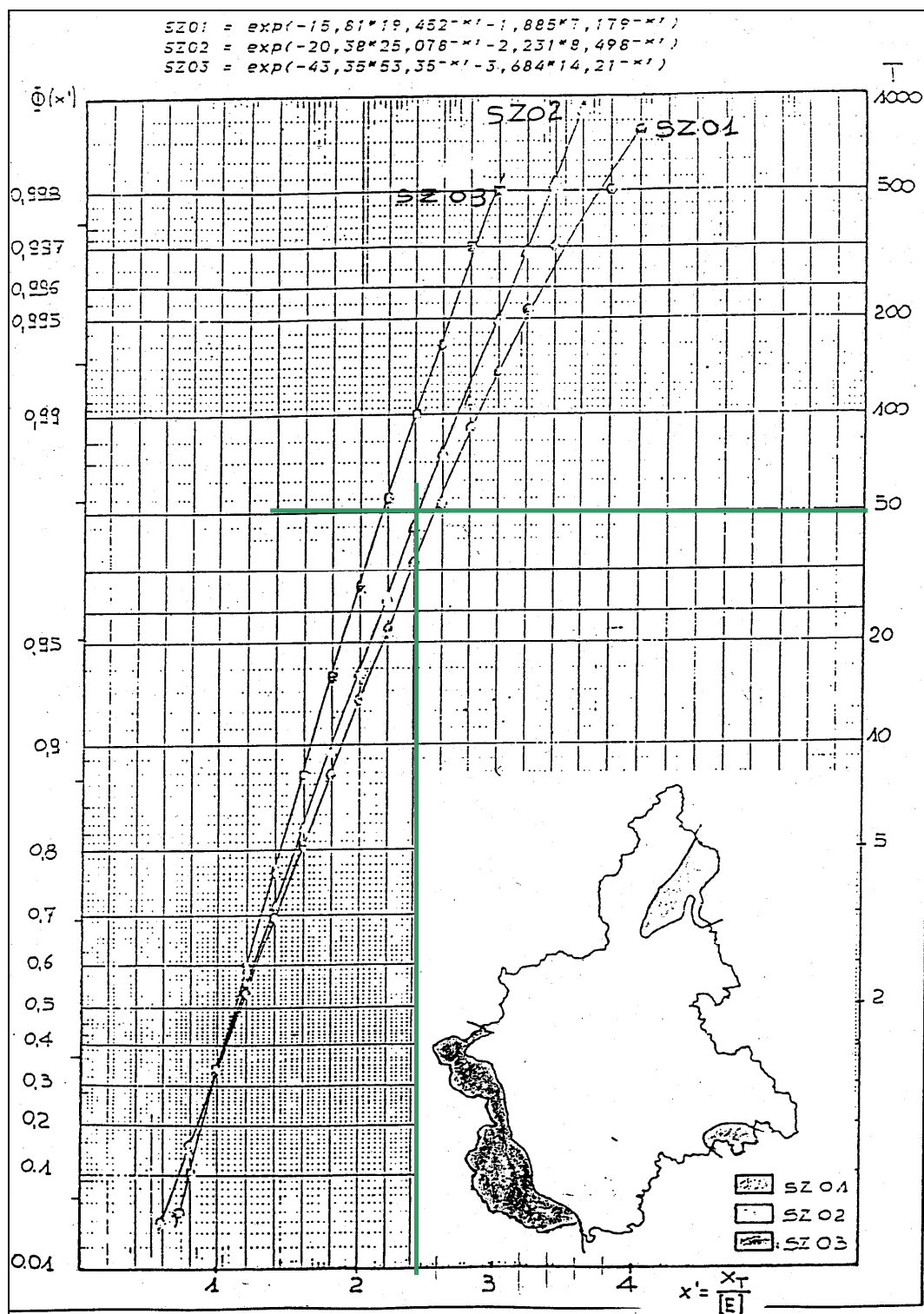


FIG. 2

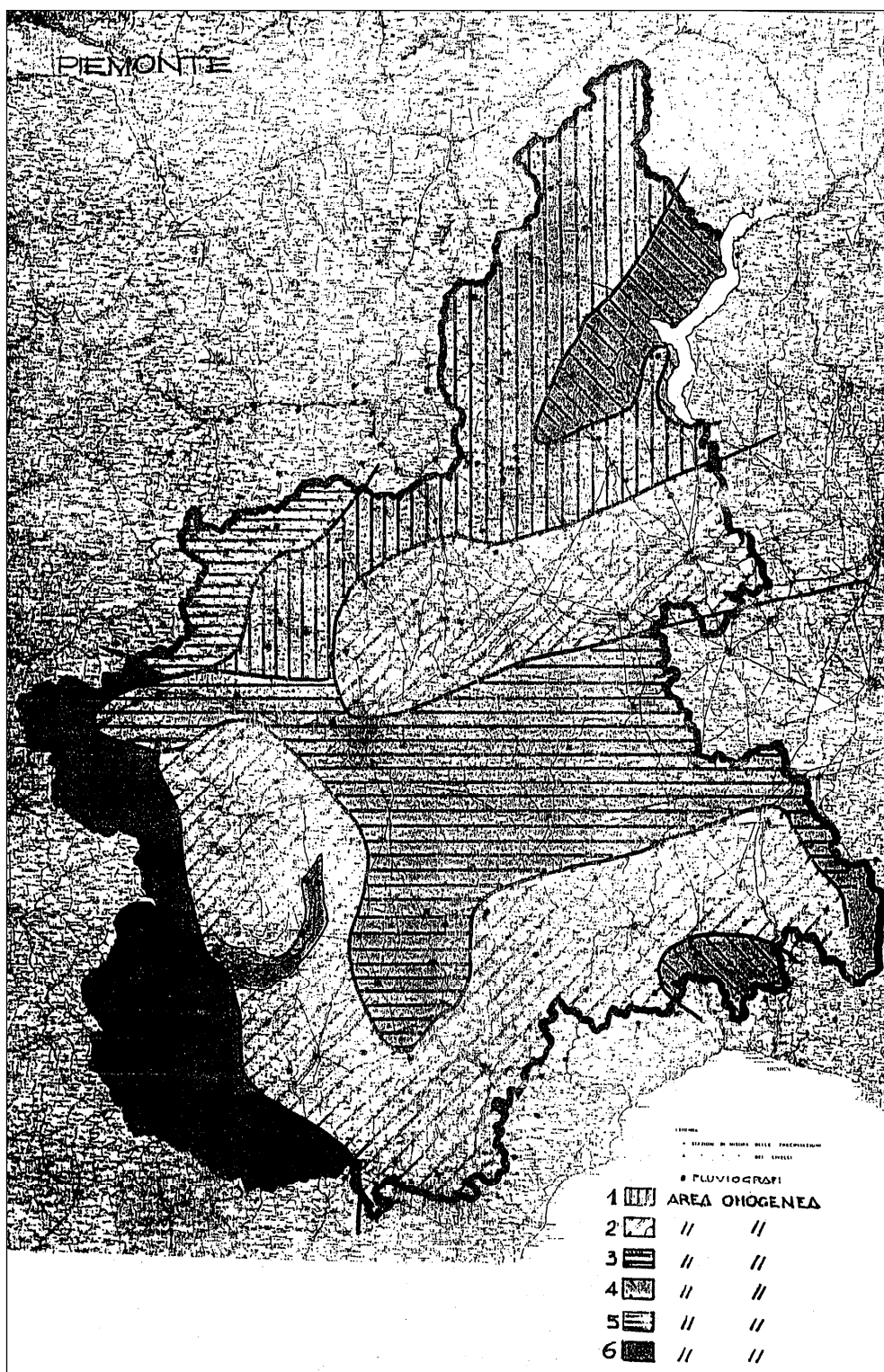
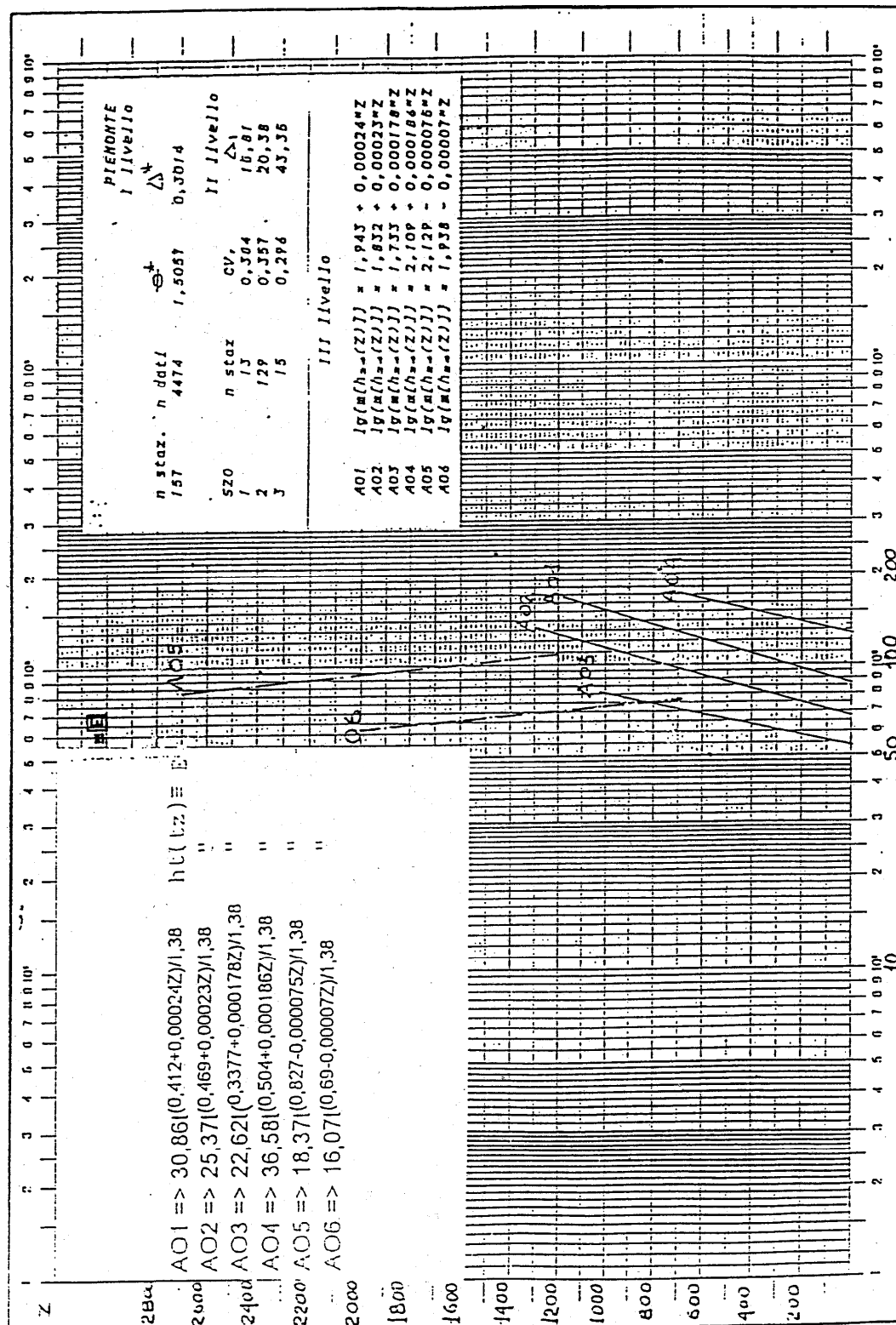


FIG. 3



In base a quanto stabilito dalla Regione Piemonte, il comune di Cisterna (AT) ricade nella sottozona SZ02 (fig. 1), area omogenea AO3 (fig. 2).

Se ne ricava una curva di possibilità pluviometrica (fig. 3) pari a:

$$E=22,62*t^{(0,3377+0,000178Z)/1,30}$$

dove:

$E$ : rappresenta l'altezza di pioggia calcolata per un dato evento pluviometrico di durata  $t$ ;

$t$ : durata dell'evento;

$Z$ : la quota di calcolo (altezza media del bacino).

Il parametro  $E$  (inteso come valore medio annuo) può essere ricondotto ad altezza di pioggia ragguagliata, in base alla curva di crescita precedentemente individuata (fig. 2), secondo la seguente espressione:

$$h=E*X'$$

dove:

$X'$  = coefficiente probabilistico di crescita (dedotto da abaco in fig. 1).

Il calcolo della portata defluente (secondo formula razionale) deriva dalla seguente espressione:

$$Q_{\max}=\varphi*h*S/t_c$$

dove:

$\varphi$ : coefficiente di deflusso (rapporto tra il deflusso alla sezione considerata e l'afflusso meteorico lordo dipendente dalla litologia e dall'uso del suolo). I valori indicativi sono stati desunti sulla base di quanto esposto in fig. 4.

$h$ : altezza di pioggia per un tempo  $t = t_c$

$S$ : superficie del bacino in km<sup>2</sup>

**FIG. 4**

Valori del coefficiente di deflusso				
<i>Tipo di terreno</i>	<i>nudo</i>	<i>coltivato</i>	<i>cespu- gliato</i>	<i>boscoso</i>
Impermeabile	0,90	0,87	0,84	0,80
Poco permeabile (al 30%)	0,80	0,77	0,74	0,70
Abbastanza permeabile (al 60%)	0,60	0,57	0,54	0,50
Assai permeabile (al 90%)	0,50	0,47	0,44	0,40

Tabella 5-6 Valori del coefficiente C. proposti da C. LOTTI (1971).

La determinazione del tempo di corrivazione di un bacino può essere fatta, per bacini con caratteristiche analoghe a quelle in esame, mediante l'utilizzo della formulazione di Giandotti (1934 – 1940):

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{(H - h)}} \text{ (ore)}$$

dove:

*S*: rappresenta l'estensione del bacino (km<sup>2</sup>)

*L*: rappresenta la lunghezza dell'asta principale (km)

*H*: rappresenta l'altitudine media del bacino imbrifero sotteso (m)

*h*: rappresenta la quota della sezione considerata (m).

## **b) Dimensionamento delle canalette**

Al fine di stabilire il comportamento idrodinamico delle canalette in esame, è stata successivamente stimata una sezione idraulica di calcolo sulla quale eseguire i calcoli di verifica per il dimensionamento.

Occorre, pertanto, valutare la massima portata smaltibile dalla canaletta così dimensionata (portata defluente) mediante la formula di Chezy (moto uniforme), con adozione di sezione semicircolare e determinazione del diametro :

$$Q_{MAX}=k*A*R^{2/3}*i^{1/2}$$

dove:

$k$ : coefficiente di scabrezza alla Strickler, espresso in  $[m^{1/3}/s]$  che si può assumere, dalla letteratura, per sezioni in terra con vegetazione = 50.

$A$ : sezione bagnata (sezione liquida)  $[m^2]$ ;

$R$ : raggio idraulico della sezione considerata  $[m] = (Area\ sezione\ bagnata)/(Perimetro\ bagnato)$ ;

$i$ : pendenza del fondo scorrevole;

#### **10.4 Definizione dei circuiti – calcolo dei diametri**

La scelta dei diametri relativi ai tronchi idraulici semicircolari di seguito illustrati, è avvenuta per confronto della portate attese con quelle massime scolmabili, imponendo sistematicamente un opportuno margine di sicurezza (incremento del 20% delle portate attese).

##### **10.4.1. Stato attuale**

###### *Canalette provvisorie C1*

Si tratta di una canaletta "modello" provvisoria in terra che viene realizzata lungo lo sviluppo dei vari gradoni e raccoglie le acque di competenza regimando verso Est e verso Ovest i flussi captati ed evitando processi di ruscellamento sul fronte gradonato.

Le varie canalette C1 scaricano i flussi regimati nelle canalette laterali C5 e C6.

I calcoli di dimensionamento sono riportati nelle tabelle in allegato.

Da questi si evidenzia quanto segue:



Parametri geometrici canaletta di progetto: C1		
Diametro canaletta:	<i>H</i>	<b>0,50m</b>
La		
<i>portata massima defluente (Tr=50anni):</i>	<i>Q</i> =	<b>0,06m<sup>3</sup>/s</b>
risulta congruentemente inferiore alla		
<i>portata massima smaltibile dalla canaletta</i>	<i>Q</i> =	<b>0,12m<sup>3</sup>/s</b>

### Canaletta C2

Si tratta di canalette in terra che regimano le acque competenti alla fronte oggetto di recupero ambientale e che consentono di trasferire i flussi alla VD 2. analoga alla precedente, la quale si immetterà nella vasca di decantazione VD1. Anch'essa verrà impostata lungo le piste di arroccamento e recapiterà le acque della scarpata superiore attuale.

I calcoli di dimensionamento sono riportati nelle tabelle in allegato.

Da questi si evidenzia quanto segue:

Parametri geometrici canaletta di progetto: C2		
Diametro canaletta:	<i>H</i>	<b>0,90m</b>
La		
<i>portata massima defluente (Tr=50anni):</i>	<i>Q</i> =	<b>0,36m<sup>3</sup>/s</b>
risulta congruentemente inferiore alla		
<i>portata massima smaltibile dalla canaletta</i>	<i>Q</i> =	<b>0,59m<sup>3</sup>/s</b>

### Canaletta C5

Canaletta in terra ubicata al margine occidentale del fronte gradonato oggetto di scavo raccoglie i flussi competenti ai vari (5) gradoni idraulicamente connessi, prima dell'immissione alla VD2. Inoltre nell'ultimo tratto la C5 raccoglie anche i flussi della C2.

I calcoli di dimensionamento sono riportati nelle tabelle in allegato.

Da questi si evidenzia quanto segue:

Parametri geometrici canaletta di progetto: C5		
Diametro canaletta:	<i>H</i>	<b>1,00m</b>
La		
<i>portata massima defluente (Tr=50anni):</i>	<i>Q</i> =	<b>1,15m<sup>3</sup>/s</b>
risulta congruentemente inferiore alla		
<i>portata massima smaltibile dalla canaletta</i>	<i>Q</i> =	<b>1,74m<sup>3</sup>/s</b>

### Canaletta C6

Canaletta in terra ubicata al margine orientale del fronte gradonato oggetto di scavo raccoglie i flussi competenti ai vari (12) gradoni idraulicamente connessi, prima dell'immissione alla VD4.

I calcoli di dimensionamento sono riportati nelle tabelle in allegato.

Da questi si evidenzia quanto segue:

Parametri geometrici canaletta di progetto: C6		
Diametro canaletta:	<i>H</i>	<b>1,00m</b>
La		
<i>portata massima defluente (Tr=50anni):</i>	<i>Q</i> =	<b>0,91m<sup>3</sup>/s</b>
risulta congruentemente inferiore alla		
<i>portata massima smaltibile dalla canaletta</i>	<i>Q</i> =	<b>1,74m<sup>3</sup>/s</b>

### **10.4.2 Coltivazione al termine 2° FASE**

Le canalette tipo C1, C2, C5 e C6 saranno adeguatamente localizzate in funzione del reale stato di avanzamento dei lavori, mantenendo i caratteri dimensionali sopra indicati e ritenibili rappresentativi anche della conformazione al termine della II FASE.

Si precisa che le ex canalette C3 e C4 sono state cautelativamente uniformate agli altri modelli di canaletta sopra indicati al fine di rendere più omogenei e pratici i macroinsiemi di dispositivi da realizzare e da gestire.

### **10.5. Trattamento dei solidi trasportati dalle acque – le vasche di drenanti (VD)**

Attualmente i flussi regimati dal sistema sopra illustrato vengono fatti confluire presso la vasca VD4 e vasca VD2 che agiscono da aree di drenaggio nel sottosuolo.

Il sistema di drenaggio può essere verificato in funzione della legge di Darcy che regola l'infiltrazione dell'acqua nel terreno, in base alla seguente formulazione:

$$Q = K J A \text{ [m}^3\text{/s]}$$

dove:

Q = portata di infiltrazione (m<sup>3</sup>/s)

K = coeff. Di permeabilità (m/s)

J = cadente piezometrica (m/m)

A = superficie netta d'infiltrazione (m<sup>2</sup>)

Il valore medio di permeabilità K in funzione della natura litologica del sito viene assunto pari a  $1 \cdot 10^{-2}$  m/s, così come suggerito dalla letteratura tecnica per terreni sabbiosi e sabbioso ghiaiosi.

La cadenza piezometrica rappresenta invece la quota da cui l'acqua precipita nel pozzo perdente. Viene anche detta altezza utile ed è funzione della quota tra il fondo del pozzo perdente e la tubazione di alimentazione. In funzione della geometria dei luoghi viene assunta una altezza utile pari a H=1 metri.

La superficie netta d'infiltrazione dipende dalla geometria del pozzo perdente è funzione dell'altezza utile e del diametro del pozzo perdente. L'area di dispersione delle vasche, assimilabile geometricamente ad un pozzo circolare, è pari all'area della corona circolare seguente:

$$A = \pi (R_2^2 - R_1^2)$$

dove

$R_1$  = diametro del pozzo/2

$R_2 = R_1 + Z/2$

Assumendo un pozzo (equivalente alle vasche VD4 e VD 2) con diametro pari a 36 metri ed un'altezza utile pari a 4 metri si ottiene una superficie di dispersione pari a ca. 240 m<sup>2</sup>. Applicando la legge di Darcy si riscontra una capacità disperdente pari a 2,40 m<sup>3</sup>/s.

Tale valore risulta superiore alla capacità di deflusso totale competente alle canalette affluenti (C5 e C6) avente valore massimo pari a 1,74 m<sup>3</sup>/s.

In caso di flussi eccezionali la VD2 è comunque dotata di sfioratore (prosecuzione della C5) che consente lo scarico lungo il Rio Gherba.

Nel momento in cui le capacità disperdenti delle VD2 e VD4 venissero a mancare si passerà alla realizzazione delle vere e proprie vasche di decantazione per i cui dimensionamenti si rimanda ai documenti specifici allegati allo S.I.A.. Segue tuttavia la verifica idraulica dei corpi ricettori finali nel caso di scarico dei flussi idraulici competenti all'area di cava nei ricettori finali esterni medesimi.

#### **10.6. Verifica idraulica dei corpi ricettori finali**

In riferimento alla verifica idraulica dei corpi ricettori finali, come già ampiamente descritto negli elaborati progettuali di cui al progetto di VIA, l'area di cava s'innesta su una dorsale collinare avente direzione Nord Sud, delimitata tra due vallecole laterali incise da corsi d'acqua che hanno azione drenante per le acque superficiali relazionabili ai relativi bacini idrografici di competenza. L'asse della suddetta dorsale costituisce lo spartiacque superficiale per i flussi zenitali.

Ad ovest dell'area di cava si riscontra l'asta riconducibile al Rio Gherba, ad est dell'area di cava si riscontra l'asta riconducibile al Rio della Pietra. Trattasi di corsi d'acqua minorile cui aste corrono lungo i fondovalle incisi; nei tratti boscati la sezione defluente coincide pressochè con l'incisione su cui s'innesta la viabilità bianca. Una effettiva sagomatura della sezione di deflusso avviene più a valle della cava Bricco Toni, ove i suddetti rii attraversano i centri abitati.

Su tali ricettori insistono da sempre, ed adducono la propria portata, sia gli impluvi naturali, sia la superficie complessiva di ruscellamento, sia le numerose cunette stradali presenti, del tutto indipendenti dall'area di cava.

L'alterazione morfologica indotta dagli scavi minerari, non ha di fatto sino ad oggi e non comporterà per il futuro, visto il progetto di coltivazione, alterazione delle superfici di competenza ai diversi bacini idrografici originari. Inoltre appare importante precisare che la medesima scopertura del banco sabbioso altera, per lo più solo temporaneamente, in maniera non significativa l'entità del coefficiente di deflusso, pertanto le considerazioni di vasta scala possono essere ritenute rappresentative anche dello stato alterato dei luoghi ad opera delle attività estrattive.

Ne consegue pertanto che per addivenire ad una verifica idraulica dei corpi ricettori possano essere assunte valide le seguenti considerazioni:

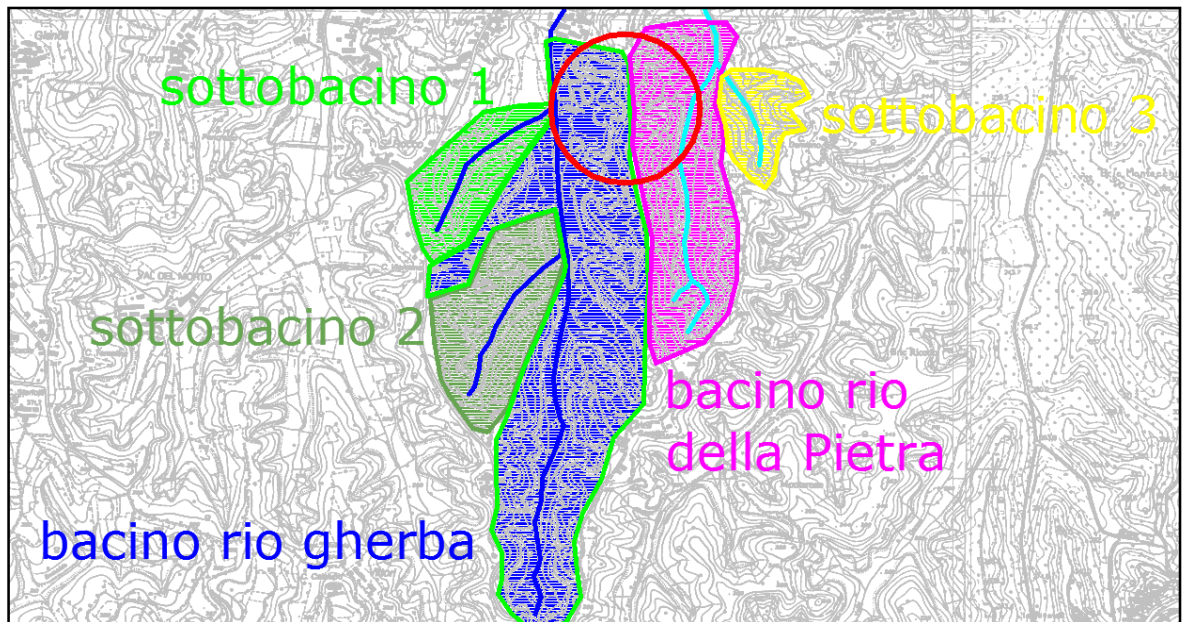
- l'attività estrattiva, conformemente condotta secondo quanto previsto dal progetto di coltivazione generale, insiste su aree attualmente competenti ai bacini idrografici competenti al Rio Gherba (Ovest) ed al Rio della Pietra (Est);
- l'impostazione dei lavori prevede il mantenimento delle competenze idrauliche originarie garantendo attraverso opportune pendenze delle aree di scavo l'originario deflusso sia verso il Rio della Pietra (verso Est) sia verso il Rio Gherba (verso Ovest).

Pertanto si evince che la verifica idraulica dei corpi ricettori può essere cautelativamente condotta a grande scala, successivamente evidenziando la quota parte di competenza al sistema di regimazione idraulico interno, senza tuttavia poter individuare a carico del medesimo una potenziale alterazione, visto il suddetto mantenimento delle condizioni originarie intonse.

### **Parametri idraulici**

L'altimetria del territorio è stata valutata consultando le planimetrie di dettaglio progettuali derivanti da un apposito rilievo planoaltimetrico e per le aree vaste le cartografie CTR (fg. 174160).

Mediante digitalizzazione, è possibile la valutazione dei parametri morfometrici dei seguenti bacini, individuabili nella planimetria allegata:



#### *Sottobacino 1*

- Superficie (A)=0.10 km<sup>2</sup>
- Lunghezza asta principale (L)=0.670 km
- Quota massima del bacino (h<sub>max</sub>)= 326.00 m s.l.m.
- Quota della sezione di chiusura(h<sub>c</sub>)=270.0 m s.l.m.
- Quota media del bacino (h<sub>m</sub>)= 298.00 m s.l.m. (vedi considerazioni successive)

#### *Sottobacino 2*

- Superficie (A)=0.13 km<sup>2</sup>
- Lunghezza asta principale (L)=0.620 km
- Quota massima del bacino (h<sub>max</sub>)= 360.00 m s.l.m.
- Quota della sezione di chiusura (h<sub>c</sub>)= 277.00 m s.l.m.
- Quota media del bacino (h<sub>m</sub>)= 318.00 m s.l.m. (vedi considerazioni successive)

#### *Bacino asta Rio Gherba*

- Superficie (A)=0.67 km<sup>2</sup>
- Lunghezza asta principale (L)=2.2 km
- Quota massima del bacino (h<sub>max</sub>)= 367.00 m s.l.m.
- Quota della sezione di chiusura(h<sub>c</sub>)=260.00 m s.l.m.
- Quota media del bacino (h<sub>m</sub>)= 313.5 m s.l.m. (vedi considerazioni successive)

#### *Sottobacino 3*

- Superficie (A)=0.09 km<sup>2</sup>
- Lunghezza asta principale (L)=0.390 km
- Quota massima del bacino (h<sub>max</sub>)= 310.00 m s.l.m.
- Quota della sezione di chiusura (h<sub>c</sub>)= 260.00 m s.l.m.
- Quota media del bacino (h<sub>m</sub>)=285.00 m s.l.m. (vedi considerazioni successive)

<i>Bacino asta Rio della Pietra</i>
-------------------------------------

- |   |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"><li>-Superficie (A)=0.37 km<sup>2</sup></li><li>-Lunghezza asta principale (L)=1.3 km</li><li>-Quota massima del bacino (h<sub>max</sub>)= 368.00 m s.l.m.</li><li>-Quota della sezione di chiusura (h<sub>c</sub>)= 260.00 m s.l.m.</li><li>-Quota media del bacino (h<sub>m</sub>)=314.00 m s.l.m. (vedi considerazioni successive)</li></ul> |
|---|

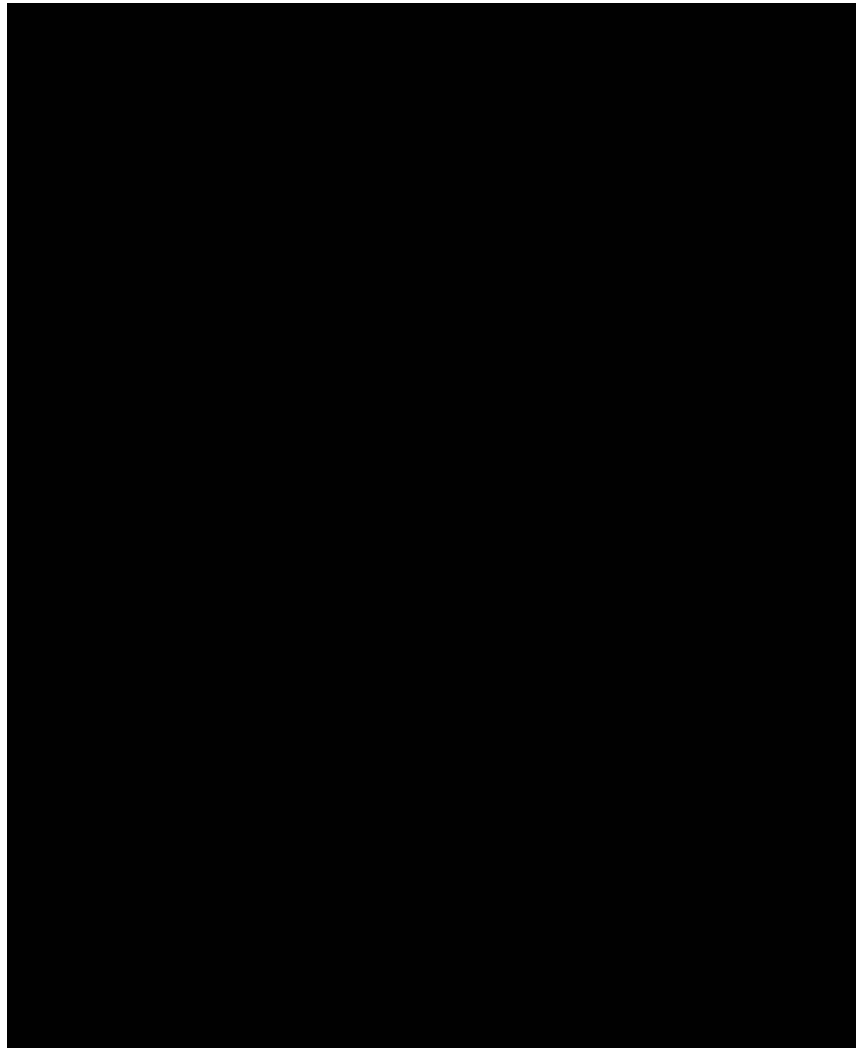
I criteri di delimitazione dei bacini sono basati sull'assetto morfologico del sito.

Tutti le aste abbracciano idraulicamente un'area definita con "Superficie (A)" ed uno sviluppo definito con "Lunghezza asta principale (L)" e scaricano le portate in esercizio nel dispositivo di scolo principale (Rio) a cui si associa a sua volta uno specifico bacino.

Tali considerazioni numeriche sono relative alla verifica delle sezioni di chiusura del Rio Gherba e della Pietra all'altezza del bacino coincidente con il margine più settentrionale dell'area di cava.

***Calcolo delle portate affluenti***

Adottando il metodo TCEV, ampiamente descritto nei paragrafi precedenti, è possibile addivenire alle portate affluenti alle singole aste. Le calcolazioni sono riassunte nella seguente tabella.



Si evince pertanto che per un tempo di ritorno considerato pari a  $TR = 50$  anni le portate massime che competono, nella sezione di chiusura coincidente con il lato settentrionale della cava Bricco Toni (coincidente con gli innesti delle canalette di scolo interne alla cava) si evincono complessivamente le seguenti portate di deflusso:

$$Q_{50\text{-Rio GherbaT}} = Q_{50\text{-sottobacino1}} + Q_{50\text{-sottobacino2}} + Q_{50\text{-Rio Gherba}} = 10,50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{50\text{-Rio della PietraT}} = Q_{50\text{-sottobacino3}} + Q_{50\text{-Rio della Pietra}} = 6,49 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si precisa che le suddette portate, per cui occorre verificare nelle sezioni di chiusura analizzate la effettiva capacità di deflusso, sono comprensive anche della



quota parte di cui alle aree di cava idraulicamente competenti ai due ricettori finali analizzati.

Stando alle calcolazioni effettuate in sede di progetto di VIA e successive integrazioni si evince che le portate competenti alle aree di cava idraulicamente scolanti verso il rio Gherba comportano per TR=50 anni portate dell'ordine di circa  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , in riferimento alla condizione intermedia di cui al primo quinquennio in cui attualmente ci si trova, ovvero un afflusso circa pari al 10 % dell'intero afflusso competente al Rio Gherba medesimo.

Analogo discorso può essere verificato per gli afflussi di competenza delle aree di cava nel ricettore finale Rio della Pietra con portate riferite a TR=50 anni pari a  $0,55 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### Verifiche Idrauliche

Le sezioni di deflusso del rio Gherba e della Pietra coincidenti con le sezioni di chiusura dei bacini analizzati sopra sono state oggetto di apposita verifica topografica al fine di rendicontarne l'attuale geometria e dimensioni.

Dai rilevamenti condotti si evincono le seguenti sezioni di deflusso caratteristiche:





Noto che la portata defluibile  $Q$  ( $m^3/s$ ) di un canale a sezione trapezia, in regime di moto uniforme, è calcolabile con la seguente espressione:

$$Q = A \cdot V$$

dove:

$A$  rappresenta la superficie di deflusso data dalla sezione della condotta

$V$  rappresenta la velocità del fluido nella condotta.

la velocità di smaltimento per un canale a pelo libero viene invece stabilita con la formula di Kutter :

$$V = c (Ri * p)^{1/2}$$

dove:

$c$  rappresenta il coefficiente d'attrito pari a  $c = (100 * Ri^{1/2}) / (m + Ri^{1/2})$

$Ri$  rappresenta il raggio idraulico ( $m$ )

$p$  rappresenta la pendenza del fondo (%).

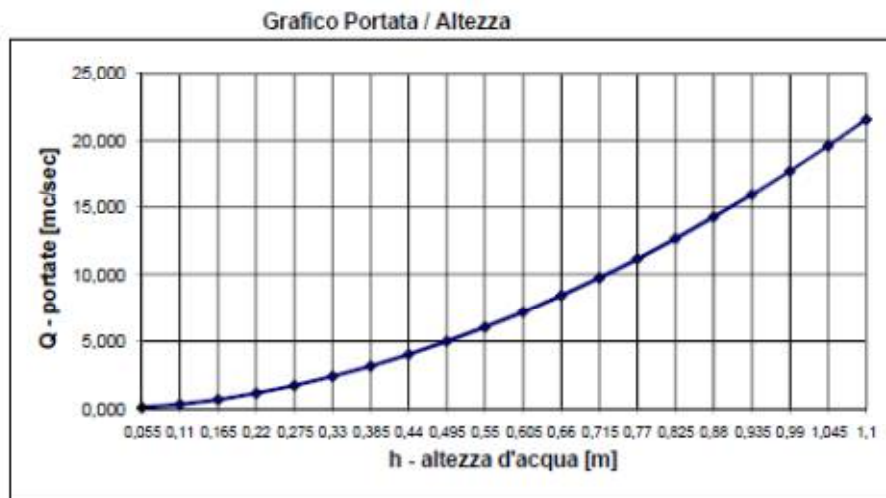
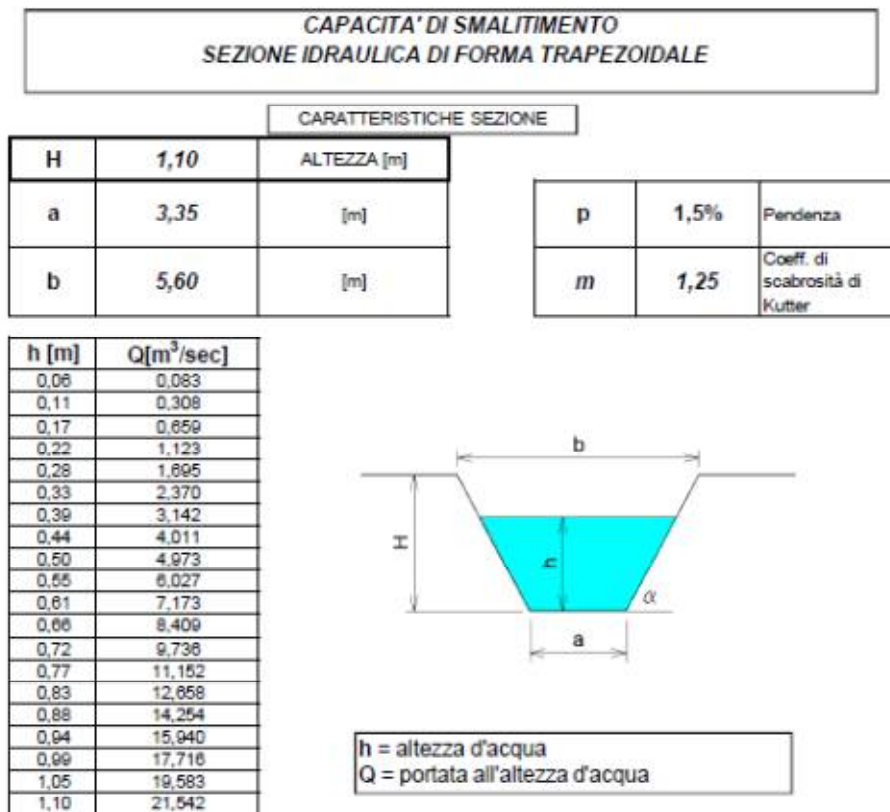
$m$  rappresenta il coefficiente di scabrosità di Kutter.

Per la definizione del coefficiente di scabrosità è possibile fare riferimento alla seguente tabella (colonna  $m$ ), in cui sono state evidenziati i valori dei parametri adottati nei calcoli in funzione della natura delle pareti considerate.

NATURA DELLE PARETI	$\gamma$	$m$
1. Pareti di cemento perfettamente lisciate o di tavole piallate o tubazioni di eternit . . . . .	0,06	0,12
2. Pareti di cemento lisciate o di tavole piallate o tubazioni di acciaio senza saldatura . . . . .	0,10	0,15
3. Pareti di intonaco ordinario, grès ceramico, lamiera sottile con chiodature poco sporgenti, ghisa nuova . . . . .	0,16	0,20
4. Tubazioni in cem. lisciate, con diametro $> 0,40$ m, o tubazioni in lamiera con molte chiodature . . . . .	0,18	—
5. Calcestruzzo piano, tubi di cem. con giunture frequenti, ghisa in servizio corrente . . . . .	0,23	0,25
6. Pareti in cem. non bene lisciate, o pareti di tavole grezze, o di muratura ordinaria molto accurata, o in terra molto regolare, o tubi di ghisa in servizio da molti anni, o tubi in lamiera con moltissime chiodature. . . . .	0,36	—
7. Pareti di cemento male lisciate, o di pietrame ordinario	0,46	0,55
8. Terra irregolare, calcestruzzo grezzo o vecchio, cement-gun, ghisa vecchia . . . . .	0,85	0,75
9. Canali in terra con lievi depositi di sabbia sul fondo, o con pareti di muratura in cattive condizioni, o con pareti <del>metalliche o rivestite di lamiera con chiodatura ordinaria</del> . . . . .	1,00	1,25
10. Terra a sez. irregolare con erbe sporgenti, fiumi naturali in letto regolare . . . . .	1,30	1,75
11. Canali in terra in cattive condizioni, vegetazione sul fondo e sulle sponde, o depositi irregolari di massi e ghiaia . . . . .	1,75	2,50
12. Canali di terra in abbandono, con sezione quasi interamente ostruita dalla vegetazione, o corsi naturali con alveo in ghiaia . . . . .	2,30	3,00

#### ricettore lato Rio Gherba

Stando ad una pendenza media longitudinale pari al 1,5 %, la natura delle pareti in terra con depositi sabbiosi sul fondo e vegetazione ovvero alla sezione caratteristica sopra descritta si evince , in funzione dell'altezza d'acqua nel canale la seguente capacità di deflusso:



Si evince che per un'altezza d'acqua pari a 85 cm ( franco pari a 25 cm) la portata defluibile da ricettore analizzato è pari a circa 13 m<sup>3</sup>/s, pertanto maggiore alla portata di competenza all'intero bacino risultata pari a 10,50 m<sup>3</sup>/s.

#### **ricettore Rio della Pietra**

Stando ad una pendenza media longitudinale pari al 1,0 %, la natura delle pareti in terra con depositi sabbiosi sul fondo e vegetazione ovvero alla sezione

caratteristica sopra descritta si evince, in funzione dell'altezza d'acqua nel canale la seguente capacità di deflusso:

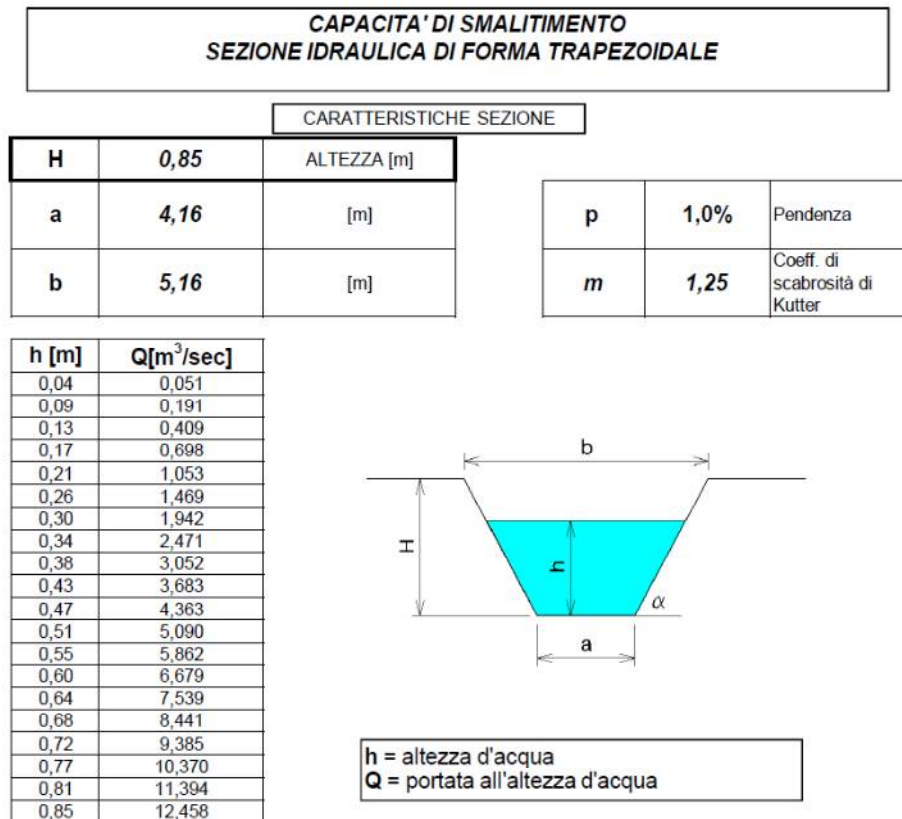
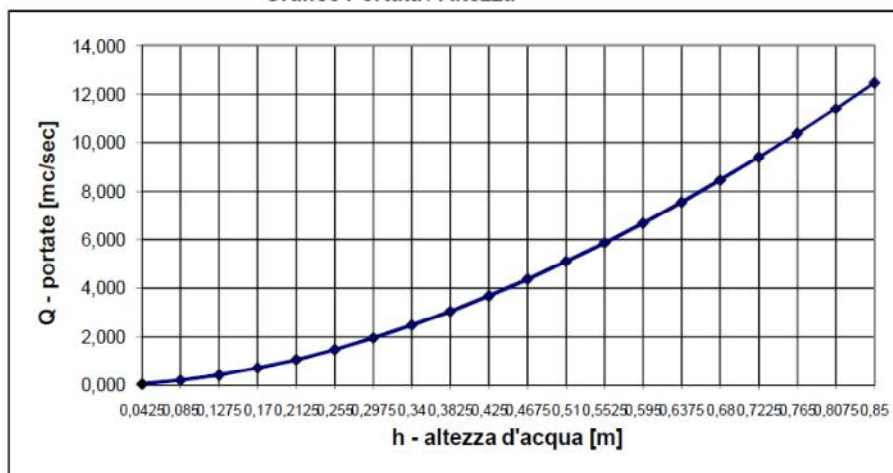


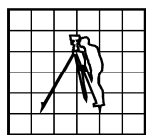
Grafico Portata / Altezza



Si evince che per un'altezza d'acqua pari a 65 cm ( franco pari a 20 cm) la portata defluibile dal ricettore analizzato è pari a circa 7,80 m<sup>3</sup>/s, pertanto maggiore alla portata di competenza all'intero bacino risultata pari a 6,49 m<sup>3</sup>/s.

## **11 ALLEGATI**

- Relazione prove in situ Geo.Test Snc
- TAV B02 \_ CIRCUITI IDRAULICI STATO ATTUALE
- TAV B03\_ CIRCUITI IDRAULICI FINE SECONDA FASE
- TAV B04 \_ CARTA GEOLOGICA
- CALCOLI IDRAULICI



**esagon sas**  
Topografia & Fotogrammetria  
Servizi per l'ingegneria e l'architettura

<b>Cliente:</b>	SIMAR S.r.l.
<b>Località:</b>	Cisterna (AT) - Bricco Toni
<b>Oggetto:</b>	Dimensionamento dei circuiti idraulici
<b>Canaletta:</b>	<b>C5</b>
<b>Note:</b>	

### Calcolo della massima portata defluente (Tr = 50 anni)

#### Parametri relativi alla sezione di chiusura considerata:

Superficie bacino sotteso:	S	<b>0,003</b>	km <sup>2</sup>
Quota media del bacino:	Z	<b>300</b>	m s.l.m.
Quota della sezione di chiusura:	$h_c$	<b>267</b>	m s.l.m.
Lunghezza asta principale:	L	<b>0,2</b>	km

#### Calcolo del tempo di corrivazione $t_c$

Tempo di corrivazione (Giandotti, 1934 - 1940):	$t_c$	<b>0,109</b>	h (ore)
---	-------	--------------	---------

#### Regionalizzazione gerarchica:

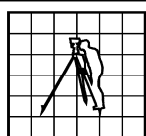
<b>I Ordine:</b>	Regione:		<b>Piemonte</b>
<b>II Ordine:</b>	Sottozona:		<b>SZ02</b>
	Coefficiente probabilistico di crescita:	$X'$	<b>2,4</b>
<b>III Ordine:</b>	Area pluviometrica omogenea:	AO3	▼
	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <math>AO1 \Rightarrow 30,86[(0,412+0,00024Z)/1,38 \quad h(t) \equiv E]</math>  <math>AO2 \Rightarrow 25,37[(0,469+0,00023Z)/1,38 \quad "</math>  <math>AO3 \Rightarrow 22,62[(0,3377+0,000178Z)/1,38 \quad "</math>  <math>AO4 \Rightarrow 36,58[(0,504+0,000186Z)/1,38 \quad "</math>  <math>AO5 \Rightarrow 18,37[(0,827-0,000075Z)/1,38 \quad "</math>  <math>AO6 \Rightarrow 16,07[(0,69-0,00007Z)/1,38 \quad "</math> </div>		
	Altezza di pioggia (valore medio annuo)	E	<b>12,06</b> mm

#### Altezza di pioggia

Altezza di pioggia (Tr=50 anni):	h	<b>28,95</b>	mm
----------------------------------	---	--------------	----

#### Portata massima

Coefficiente di ruscellamento	c	<b>0,7</b>	
Portata massima (Tr=50anni):	Q	<b>0,13</b>	m <sup>3</sup> /s



**esagon sas**  
Topografia & Fotogrammetria  
Servizi per l'ingegneria e l'architettura

<b>Cliente:</b>	SIMAR S.r.l.
<b>Località:</b>	Cisterna (AT) - Bricco Toni
<b>Oggetto:</b>	Dimensionamento dei circuiti idraulici
<b>Canaletta:</b>	<b>C5</b>
<b>Note:</b>	

### Dimensionamento canaletta semicircolare (Tr = 50 anni)

#### Dimensionamento canalette (massimo smaltimento)

<b>Sezione:</b>	<b>Semicircolare</b>			
	Diametro:	<i>b</i>	<b>1</b>	m
	Tirante idrico:	<i>h</i>	<b>500</b>	m
	Area bagnata:	<i>A</i>	<b>0,393</b>	m <sup>2</sup>
	Perimetro bagnato:	<i>P</i>	<b>1,571</b>	m
	Raggio idraulico:	<i>R</i>	<b>0,25</b>	m
	Pendenza media canaletta:	<i>i</i>	<b>0,05</b>	
	Scabrezza (Strickler):	<i>k</i>	<b>50</b>	m <sup>1/3</sup> /s
	Velocità:	<i>v</i>	<b>4,44</b>	m/s
	Portata:	<i>Q</i>	<b>1,74</b>	m <sup>3</sup> /s

### SINTESI RISULTATI

#### Parametri geometrici canaletta di progetto

	Diametro:	<i>H</i>	<b>1,00</b>	m

La

*portata massima defluente (Tr=50anni):*

*Q =* **1,15** m<sup>3</sup>/s

risulta congruentemente inferiore alla

*portata massima smaltibile dalla canaletta*

*Q =* **1,74** m<sup>3</sup>/s

#### Parametri geometrici canaletta di progetto: C5

Diametro canaletta: *H* **1,00** m

La

*portata massima defluente (Tr=50anni):*

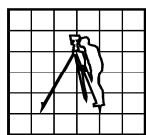
*Q =* **1,15** m<sup>3</sup>/s

risulta congruentemente inferiore alla

*portata massima smaltibile dalla canaletta*

*Q =* **1,74** m<sup>3</sup>/s





**esagon sas**  
Topografia & Fotogrammetria  
Servizi per l'ingegneria e l'architettura

<b>Cliente:</b>	SIMAR S.r.l.
<b>Località:</b>	Cisterna (AT) - Bricco Toni
<b>Oggetto:</b>	Dimensionamento dei circuiti idraulici
<b>Canaletta:</b>	C6
<b>Note:</b>	

### Calcolo della massima portata defluente (Tr = 50 anni)

#### Parametri relativi alla sezione di chiusura considerata:

Superficie bacino sotteso:	S	0,004	km <sup>2</sup>
Quota media del bacino:	Z	300	m s.l.m.
Quota della sezione di chiusura:	$h_c$	275	m s.l.m.
Lunghezza asta principale:	L	0,2	km

#### Calcolo del tempo di corrivazione $t_c$

Tempo di corrivazione (Giandotti, 1934 - 1940):	$t_c$	0,141	h (ore)
---	-------	-------	---------

#### Regionalizzazione gerarchica:

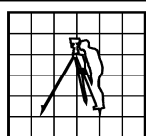
<b>I Ordine:</b>	Regione:		Piemonte
<b>II Ordine:</b>	Sottozona:		SZ02
	Coefficiente probabilistico di crescita:	$X'$	2,4
<b>III Ordine:</b>	Area pluviometrica omogenea:	AO3	▼
	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <math>AO1 \Rightarrow 30,86[(0,412+0,00024Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO2 \Rightarrow 25,37[(0,469+0,00023Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO3 \Rightarrow 22,62[(0,3377+0,000178Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO4 \Rightarrow 36,58[(0,504+0,000186Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO5 \Rightarrow 18,37[(0,827-0,000075Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO6 \Rightarrow 16,07[(0,69-0,00007Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math> </div>		
	Altezza di pioggia (valore medio annuo)	E	12,99 mm

#### Altezza di pioggia

Altezza di pioggia (Tr=50 anni):	h	31,18	mm
----------------------------------	---	-------	----

#### Portata massima

Coefficiente di ruscellamento	c	0,7	
Portata massima (Tr=50anni):	Q	0,19	m <sup>3</sup> /s



**esagon sas**  
Topografia & Fotogrammetria  
Servizi per l'ingegneria e l'architettura

<b>Cliente:</b>	SIMAR S.r.l.
<b>Località:</b>	Cisterna (AT) - Bricco Toni
<b>Oggetto:</b>	Dimensionamento dei circuiti idraulici
<b>Canaletta:</b>	<b>C6</b>
<b>Note:</b>	

### Dimensionamento canaletta semicircolare (Tr = 50 anni)

#### Dimensionamento canalette (massimo smaltimento)

<b>Sezione:</b>	<b>Semicircolare</b>			
	Diametro:	<i>b</i>	<b>1</b>	m
	Tirante idrico:	<i>h</i>	<b>500</b>	m
	Area bagnata:	<i>A</i>	<b>0,393</b>	m <sup>2</sup>
	Perimetro bagnato:	<i>P</i>	<b>1,571</b>	m
	Raggio idraulico:	<i>R</i>	<b>0,25</b>	m
	Pendenza media canaletta:	<i>i</i>	<b>0,05</b>	
	Scabrezza (Strickler):	<i>k</i>	<b>50</b>	m <sup>1/3</sup> /s
	Velocità:	<i>v</i>	<b>4,44</b>	m/s
	Portata:	<i>Q</i>	<b>1,74</b>	m <sup>3</sup> /s

### SINTESI RISULTATI

#### Parametri geometrici canaletta di progetto

	Diametro:	<i>H</i>	<b>1,00</b>	m

La

*portata massima defluente (Tr=50anni):*

*Q =* **0,91** m<sup>3</sup>/s

risulta congruentemente inferiore alla

*portata massima smaltibile dalla canaletta*

*Q =* **1,74** m<sup>3</sup>/s

#### Parametri geometrici canaletta di progetto: C6

Diametro canaletta: *H* **1,00** m

La

*portata massima defluente (Tr=50anni):*

*Q =* **0,91** m<sup>3</sup>/s

risulta congruentemente inferiore alla

*portata massima smaltibile dalla canaletta*

*Q =* **1,74** m<sup>3</sup>/s



**GEO.TEST s.n.c.**

Via Ivrea 20, 10016 Montalto Dora (TO)  
PIVA 09264950016

Tel/fax 0125/650475

e-mail [info@geo-test.net](mailto:info@geo-test.net)

web [www.geo-test.net](http://www.geo-test.net)

**CANTIERE:**

**COMUNE DI CISTERNA D'ASTI  
LOCALITA' BRICCO TONI  
CAVA DI SABBIE SILICEE SIMAR srl**

**Aprile 2018**

**PROVE CPT/DPSH**

**Redattori :**

Dott. Geol. Marco Novo

Dott. Geol. Secondo Accotto

**COMMITTENTE: SIMAR srl**

Loc. Bricco Toni, 27/29  
14010 CISTERNA  
D'ASTI

PIVA CF 00877440057

## **Premessa**

Su incarico della committenza in data 23 aprile 2018 è stata eseguita un'indagine geognostica presso la cava di proprietà in Località Bricco Toni 27/29, comune di Cisterna d'Asti.

L'indagine è consistita in n. 1 prova CPT (prova statica standard a punta conica) spinta sino alla profondità di 5,40 m ed in n. 1 prova DPSH (prova dinamica super pesante) sino a 4,00 m, eseguite con un penetrometro statico-dinamico Pagani TG 63-100. Le ubicazioni delle due prove sono riportate sulla planimetria di figura 1.

**La prova DPSH 1 è stata realizzata in sostituzione della prova CPT programmata sulla stessa localizzazione, dopo aver verificato l'impossibilità di produrre un efficiente immorsamento del sistema di infissione in sabbie asciutte incoerenti; le elevate resistenze alla penetrazione registrate nel corso della prova dinamica sostitutiva (tali da confermare l'inidoneità dei terreni alla realizzazione di una prova statica), hanno evidenziato che tale prova è comunque idonea a fornire una affidabile caratterizzazione geotecnica.**

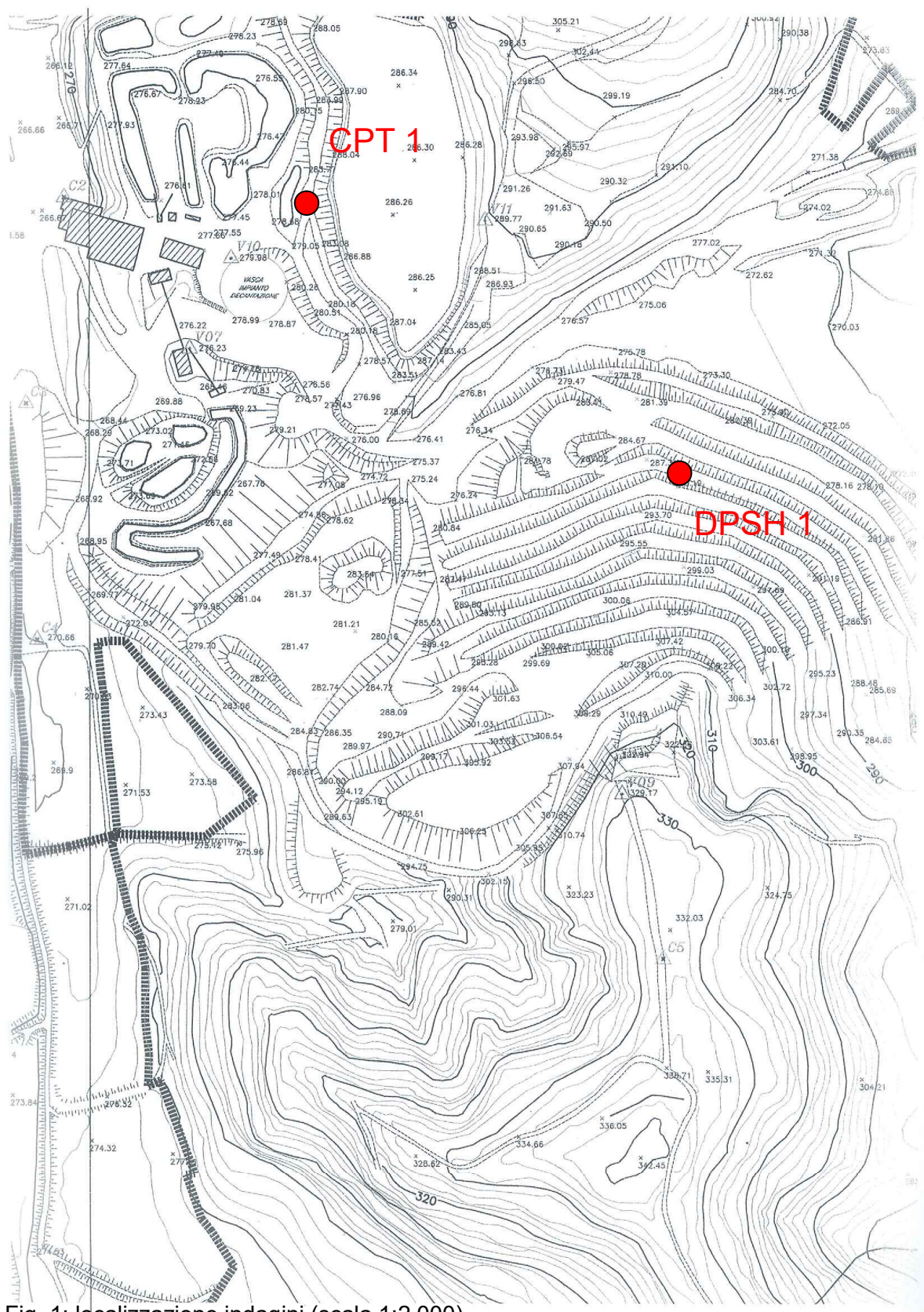


Fig. 1: localizzazione indagini (scala 1:2.000)

## **Prova statica CPT**

La **prova penetrometrica statica CPT** (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante (2 cm/sec).

Nella prova, realizzata con punta meccanica Begemann, le grandezze  $Q_c$  (resistenza di punta),  $F_s$  (attrito laterale) e  $Q_t$  (resistenza totale) vengono misurate per mezzo di una cella di carico.

La prova è eseguibile essenzialmente in terreni fini (limi e argille) che consentono un adeguato immorsamento al terreno della macchina, mentre è solitamente quasi impossibile la penetrazione in terreni sabbiosi addensati o contenenti ghiaia.

La punta Begemann, consentendo la ripartizione tra resistenza alla punta e resistenza per attrito laterale, fornisce una buona ricostruzione stratigrafica.

La prova CPT1 ha evidenziato la presenza di argille sature; la loro caratterizzazione geotecnica viene pertanto definita in termini di Resistenza al taglio non drenata ( $C_u$ ).

# PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: SIMAR srl  
Cantiere: Cava sabbie silicee  
Località: Bricco Toni - Cisterna d'Asti

## Caratteristiche Strumentali PAGANI 100 kN

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica (mm)	35.7
Angolo di apertura punta (°)	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

OPERATORE  
RESPONSABILE  
Accotto Secondo  
Novo Marco



**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato...  
Prova eseguita in data  
Profondità prova

PAGANI 100 kN  
23/04/2018  
5.40 mt  
Falda Nr. 1: Quota iniziale=0.00 Quota finale=5.40 mt

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm²)	Lettura laterale (Kg/cm²)	qc (Kg/cm²)	fs (Kg/cm²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	5.0	15.0	5.138	0.4667	11.01	9.08
0.40	7.0	14.0	7.138	0.4667	15.29	6.54
0.60	9.0	16.0	9.138	0.4667	19.58	5.11
0.80	12.0	19.0	12.138	0.7333	16.55	6.04
1.00	19.0	30.0	19.138	0.8	23.92	4.18
1.20	24.0	36.0	24.276	1.0667	22.76	4.39
1.40	20.0	36.0	20.276	0.7333	27.65	3.62
1.60	10.0	21.0	10.276	0.4667	22.02	4.54
1.80	7.0	14.0	7.276	0.4667	15.59	6.41
2.00	5.0	12.0	5.276	0.2667	19.78	5.05
2.20	8.0	12.0	8.414	0.7333	11.47	8.72
2.40	8.0	19.0	8.414	0.5333	15.78	6.34
2.60	12.0	20.0	12.414	0.8	15.52	6.44
2.80	7.0	19.0	7.414	0.4667	15.89	6.29
3.00	5.0	12.0	5.414	0.3333	16.24	6.16
3.20	5.0	10.0	5.552	0.3333	16.66	6.0
3.40	4.0	9.0	4.552	0.2667	17.07	5.86
3.60	5.0	9.0	5.552	0.2667	20.82	4.8
3.80	4.0	8.0	4.552	0.2667	17.07	5.86
4.00	4.0	8.0	4.552	0.2667	17.07	5.86
4.20	4.0	8.0	4.69	0.2667	17.59	5.69
4.40	4.0	8.0	4.69	0.3333	14.07	7.11
4.60	4.0	9.0	4.69	0.2	23.45	4.26
4.80	8.0	11.0	8.69	0.5333	16.29	6.14
5.00	4.0	12.0	4.69	0.3333	14.07	7.11
5.20	5.0	10.0	5.828	0.3333	17.49	5.72
5.40	6.0	11.0	6.828	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm²)	fs Media (Kg/cm²)	Gamma Medio (t/m³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.80	8.388	0.5334	1.82	Coesivo	Argille
1.60	18.4915	0.7667	1.95	Coesivo	Argille
5.40	6.2888	0.3684	1.76	Coesivo	Argille

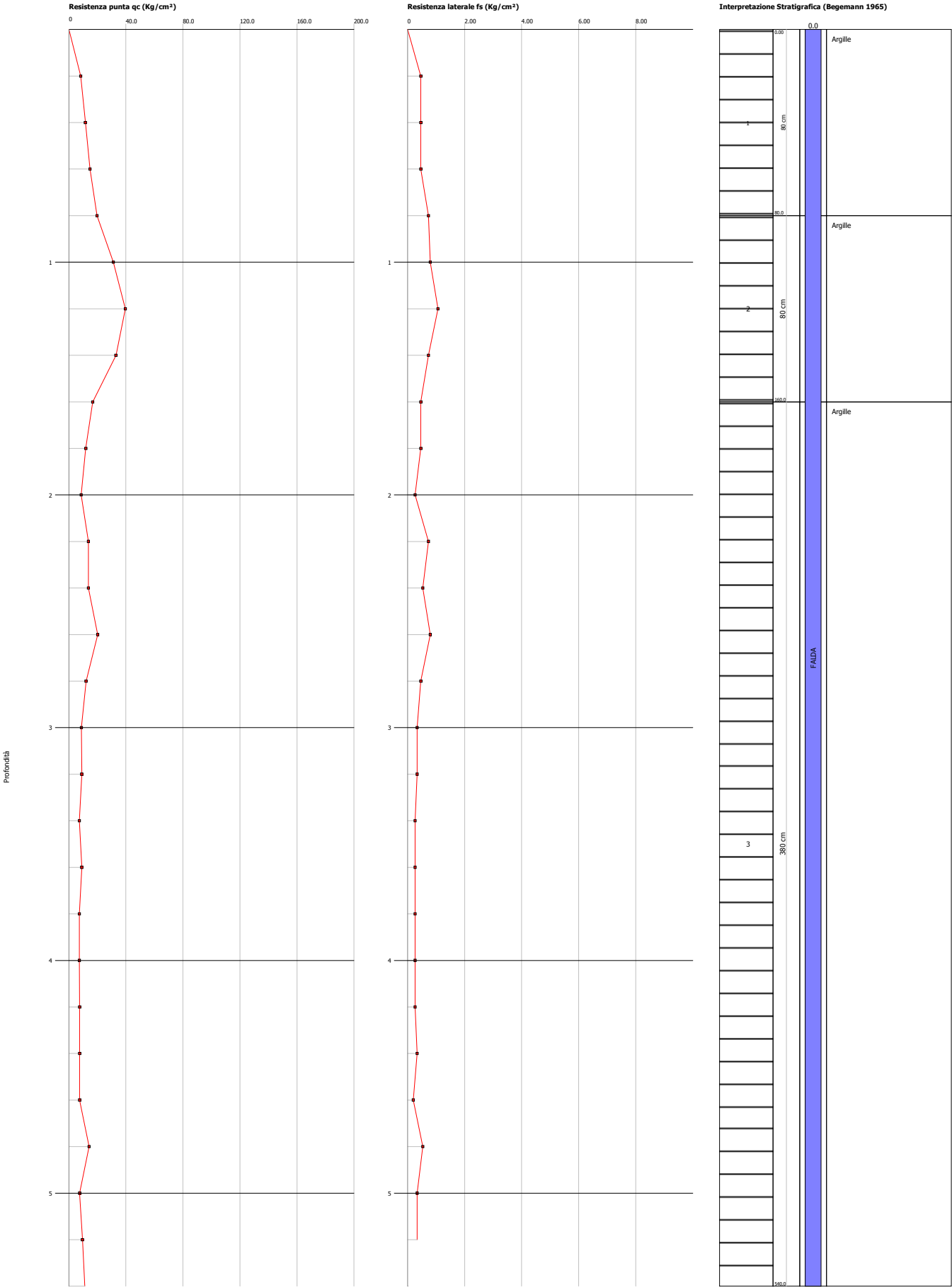


Probe CPT - Cone Penetration Nr.1  
Strumento utilizzato... PAGANI 100 kN  
Diagramma Resistenze qc fs

Committente :SIMAR srl  
Cantiere : Cava sabbie silicee  
Località : Bricco Tori - Cisterna d'Asti

Data :23/04/2018

Scala 1:23



## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

### TERRENI COESIVI

#### Coesione non drenata

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 1	0.80	8.388	0.5334	0.07	0.07	Begemann	0.59
Strato 2	1.60	18.4915	0.7667	0.22	0.22	Begemann	1.3
Strato 3	5.40	6.2888	0.3684	0.64	0.64	Begemann	0.4

#### Modulo Edometrico

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Eed (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 1	0.80	8.388	0.5334	0.07	0.07	Metodo generale del modulo Edometrico	39.57
Strato 2	1.60	18.4915	0.7667	0.22	0.22	Metodo generale del modulo Edometrico	45.1
Strato 3	5.40	6.2888	0.3684	0.64	0.64	Metodo generale del modulo Edometrico	32.65

#### Modulo di deformazione non drenato Eu

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Eu (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 1	0.80	8.388	0.5334	0.07	0.07	Cancelli 1980	311.82
Strato 2	1.60	18.4915	0.7667	0.22	0.22	Cancelli 1980	685.05
Strato 3	5.40	6.2888	0.3684	0.64	0.64	Cancelli 1980	211.98

#### Modulo di deformazione a taglio

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 1	0.80	8.388	0.5334	0.07	0.07	Imai & Tomauchi	102.69
Strato 2	1.60	18.4915	0.7667	0.22	0.22	Imai & Tomauchi	166.45
Strato 3	5.40	6.2888	0.3684	0.64	0.64	Imai & Tomauchi	86.12

#### Grado di sovraconsolidazione

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Ocr
Strato 1	0.80	8.388	0.5334	0.07	0.07	P.W.Mayne 1991	3.69
Strato 2	1.60	18.4915	0.7667	0.22	0.22	P.W.Mayne 1991	8.75
Strato 3	5.40	6.2888	0.3684	0.64	0.64	P.W.Mayne 1991	2.64

**Peso unità di volume**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	0.80	8.388	0.5334	0.07	0.07	Meyerhof	1.83
Strato 2	1.60	18.4915	0.7667	0.22	0.22	Meyerhof	1.96
Strato 3	5.40	6.2888	0.3684	0.64	0.64	Meyerhof	1.76

**Fattori di compressibilità C Crm**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	C	Crm
--	---------------------	-----------------------------	-----------------------------	--	--	---	-----

**Peso unità di volume saturo**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato 1	0.80	8.388	0.5334	0.07	0.07	Meyerhof	1.91
Strato 2	1.60	18.4915	0.7667	0.22	0.22	Meyerhof	2.04
Strato 3	5.40	6.2888	0.3684	0.64	0.64	Meyerhof	1.84

**Permeabilità**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	K (cm/s)
Strato 1	0.80	8.388	0.5334	0.07	0.07	Piacentini-Righi 1988	1.00E-11
Strato 2	1.60	18.4915	0.7667	0.22	0.22	Piacentini-Righi 1988	5.36E-08
Strato 3	5.40	6.2888	0.3684	0.64	0.64	Piacentini-Righi 1988	6.99E-11

**Coefficiente di consolidazione**

	Prof. Strato (m)	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica totale (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Correlazione	Coefficiente di consolidazione (cm <sup>2</sup> /s)
Strato 1	0.80	8.388	0.5334	0.07	0.07	Piacentini-Righi 1988	2.5164E-07
Strato 2	1.60	18.4915	0.7667	0.22	0.22	Piacentini-Righi 1988	2.974394E-03
Strato 3	5.40	6.2888	0.3684	0.64	0.64	Piacentini-Righi 1988	1.319344E-06

## Prova dinamica DPSH

La **prova penetrometrica dinamica effettuata (DPSH)** consiste nel misurare il numero di colpi di maglio necessari per un avanzamento di 0,2 m, di una punta sottoposta per tramite di un treno di aste ad un'energia di battuta. La prova è stata realizzata secondo le norme prEN 1997 parte 3, capitolo 6 dell'EUROCODICE7, ovvero secondo lo standard francese (PDB) NF P 94-115 (1990) verificando (con un dinamometro) lo sforzo di rotazione delle aste. In questo modo è possibile stimare che la quota-parte di energia dissipata per attrito laterale, non sia preponderante rispetto a quella realmente fornita alla punta.

Le caratteristiche del sistema di infissione sono riportate di seguito.

Caratteristiche tecniche del penetrometro Pagani TG 63-100:

Massa battente: **63,50 Kg**

Altezza caduta: **0,75 m**

Angolo punta: **90°**

Area punta: **20 cm<sup>2</sup>**

Perimetro punta: **50,5 mm**

Le prove forniscono informazioni con cui ricavare empiricamente i parametri geotecnici del sottosuolo.

La prova è stata interpretata trasformando i valori di  $N_{20}$  in  $N_{SPT}$ .

L'efficienza ER del Penetrometro Pagani in prove DPSH è stata misurata e certificata da ISMES in due siti di differenti caratteristiche ed il rendimento medio calcolato consente di normalizzare il valore di  $N_{20}$ , per semplificare le correlazioni con i dati di altre prove in sito e principalmente di  $N_{SPT}$ . Abbiamo quindi che  $0 < ER_{72\%} < 5m$ ;  $5 < ER_{73\%} < 10m$   $10 < ER_{74\%} < 15m$

Queste verifiche, consultabili su [www.pagani-geotechnical.com](http://www.pagani-geotechnical.com), hanno consentito di evidenziare come il rapporto tra  $N_{SPT}$  ed  $N_{20}$  (DPSH Pagani), normalizzato al 60% di rendimento, varia tra 1,5 per i terreni sabbioso ghiaiosi, ed aumenta con l'aumentare della frazione fine raggiungendo valori superiori a 4 nei terreni argillosi non saturi.

Per procedere alla trasformazione dei dati della prova DPSH da  $N_{20}$  a  $N_{SPT}$  è stata preliminarmente applicata una normalizzazione connessa al rendimento dell'attrezzatura utilizzata e ad una trasformazione in  $N_{20(60)}$ , corrispondente al rendimento medio delle prove SPT, pari al 60%. Essendo il penetrometro Pagani TG63-100 caratterizzato da un rendimento medio del 73% è stata utilizzata la seguente conversione:

$$N_{20(60)} = 1,22 * N_{20}$$

Successivamente, come indicato in Cestari 2005 (pag. 205), sono state utilizzate le seguenti relazioni sperimentali:

$$N_{SPT(60)} = C * N_{20(60)}$$

Con

$C = 1,5 \div 2,0$  in terreni ghiaiosi

$C = 2,0 \div 2,8$  nelle sabbie

$C = 2,8 \div 4,0$  in limi e argille

I valori di C utilizzati sono stati i seguenti:

Strato 1 sabbie  $C = 2,0$

Della stessa vengono forniti i risultati valutando la resistenza dinamica alla punta  $R_d$ , che consente, paragonando l'energia fornita, al carico ultimo di rottura del terreno (Sanglerat 1972). Con tale rappresentazione della prova, tanto più affidabile quanto più il coefficiente di sicurezza è alto e la conoscenza del sito è buona, è possibile correlare la resistenza dinamica  $R_d$  alla  $R_p$  (resistenza alla punta) del penetrometro statico (CPT).

Si allegano di seguito i certificati delle prove penetrometriche effettuate.

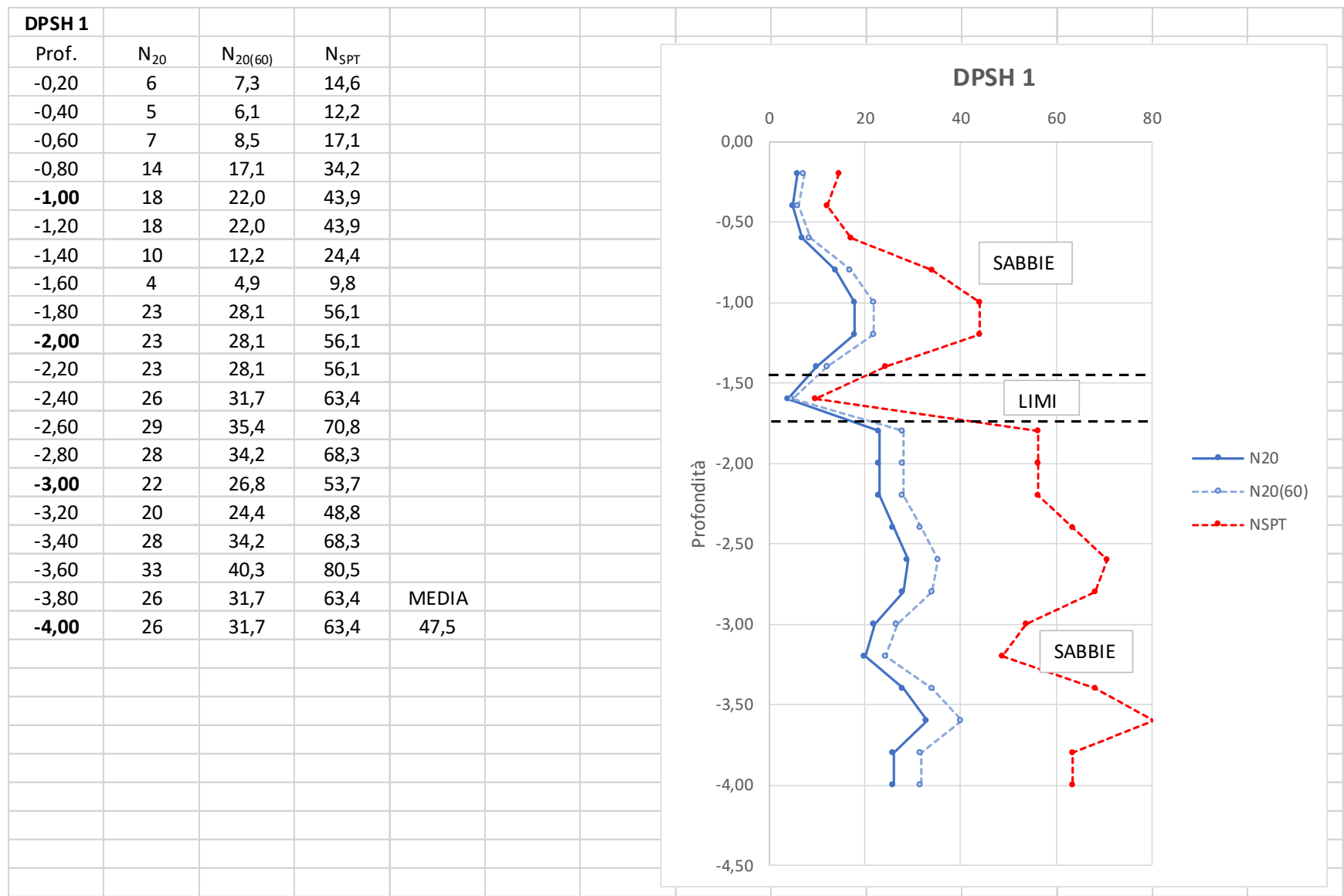
Per la determinazione del valore caratteristico della resistenza al taglio degli strati individuati, a partire dai valori di  $N_{spt}$  sono stati utilizzati i seguenti metodi di correlazione diretta con le relative relazioni:

Road Bridge Specification	$\varphi = \sqrt{15N_{spt}} + 15$
Japanese National Railway	$\varphi = 0,3 N_{spt} + 27$
De Mello	$\varphi = 19 - 0,38\sigma + 8,73\text{Log}(N_{spt})$
Owasaki & Iwasaki	$\varphi = \sqrt{20N_{spt}} + 15$
Sowers	$\varphi = 28 + 0,28N_{spt}$
Peck-Hanson & Thorburn	$\varphi = 27,2 + 0,28N_{spt}$
Meyerhof	$\varphi = 29,47 + 0,46 N_{spt} - 0,004 N_{spt}^2$

Dai valori di resistenza in corrispondenza alla prova realizzata è stata valutato preliminarmente il valore medio per ogni profondità, derivante dalle stime effettuate con i sette metodi e successivamente calcolato il parametro caratteristico dello strato (rappresentato dal 5° percentile), sulla base della seguente relazione:

$$\phi'_k = \phi'_m (1 - 1,645 V\phi^\circ)$$

In cui  $\phi'_m$  = media dei valori  
 $V\phi^\circ$  = coefficiente di variazione, pari al rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media dei valori.



STRATO GEOTECNICO (SABBIE)											
STIMA PARAMETRO RESISTENZA AL TAGLIO CARATTERISTICA											
	N20	Nspt	$\sigma_{vo}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	RBS	JNR	DE MELLO	OWASAKI & IWASAKI	SOWERS	PECK-HANSON & THORBURN	MEYERHOF	MEDIA
z	DPSH 1	DPSH 1									
0,2	6	15	0,37	30	31	29	32	32	31	35	32
0,4	5	12	0,73	29	31	28	31	31	31	34	31
0,6	7	17	1,10	31	32	29	33	33	32	36	32
0,8	14	34	1,46	38	37	31	41	38	37	41	37
1	18	44	1,83	41	40	32	45	40	39	42	40
1,2	18	44	2,20	41	40	32	45	40	39	42	40
1,4	10	24	2,56	34	34	30	37	35	34	38	35
1,6	4	10	2,93	27	30	26	29	31	30	34	29
1,8	23	56	3,29	44	44	32	49	44	43	43	43
2	23	56	3,66	44	44	32	49	44	43	43	43
2,2	23	56	4,03	44	44	32	49	44	43	43	43
2,4	26	63	4,39	46	46	32	51	46	45	43	44
2,6	29	71	4,76	48	48	33	53	48	47	42	45
2,8	28	68	5,12	47	47	32	52	47	46	42	45
3	22	54	5,49	43	43	31	48	43	42	43	42
3,2	20	49	5,86	42	42	31	46	42	41	42	41
3,4	28	68	6,22	47	47	32	52	47	46	42	45
3,6	33	81	6,59	50	51	32	55	51	50	41	47
3,8	26	63	6,95	46	46	31	51	46	45	43	44
4	26	63	7,32	46	46	31	51	46	45	43	44
											$\phi'_m$
											38,1
											$\phi'_k$
											31

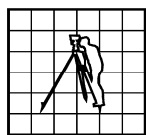




Foto 1: la prova CPT1



Foto 2: la prova DPSH1



**esagon sas**  
Topografia & Fotogrammetria  
Servizi per l'ingegneria e l'architettura

<b>Cliente:</b>	SIMAR S.r.l.
<b>Località:</b>	Cisterna (AT) - Bricco Toni
<b>Oggetto:</b>	Dimensionamento dei circuiti idraulici
<b>Canaletta:</b>	<b>C1</b>
<b>Note:</b>	

### Calcolo della massima portata defluente (Tr = 50 anni)

#### Parametri relativi alla sezione di chiusura considerata:

Superficie bacino sotteso:	S	<b>0,003</b>	km <sup>2</sup>
Quota media del bacino:	Z	<b>300</b>	m s.l.m.
Quota della sezione di chiusura:	$h_c$	<b>298</b>	m s.l.m.
Lunghezza asta principale:	L	<b>0,15</b>	km

#### Calcolo del tempo di corrivazione $t_c$

Tempo di corrivazione (Giandotti, 1934 - 1940):	$t_c$	<b>0,393</b>	h (ore)
---	-------	--------------	---------

#### Regionalizzazione gerarchica:

<b>I Ordine:</b>	Regione:		<b>Piemonte</b>
<b>II Ordine:</b>	Sottozona:		<b>SZ02</b>
	Coefficiente probabilistico di crescita:	$X'$	<b>2,4</b>
<b>III Ordine:</b>	Area pluviometrica omogenea:	AO3	▼
	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <math>AO1 \Rightarrow 30,86[(0,412+0,00024Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO2 \Rightarrow 25,37[(0,469+0,00023Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO3 \Rightarrow 22,62[(0,3377+0,000178Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO4 \Rightarrow 36,58[(0,504+0,000186Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO5 \Rightarrow 18,37[(0,827-0,000075Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math>  <math>AO6 \Rightarrow 16,07[(0,69-0,00007Z)/1,38]^{ht(tz) \equiv E}</math> </div>		
	Altezza di pioggia (valore medio annuo)	E	<b>17,35</b> mm

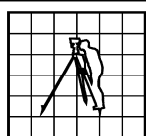
#### Altezza di pioggia

Altezza di pioggia (Tr=50 anni):	h	<b>41,65</b>	mm
----------------------------------	---	--------------	----

#### Portata massima

Coefficiente di ruscellamento	c	<b>0,7</b>	
Portata massima (Tr=50anni):	Q	<b>0,06</b>	m <sup>3</sup> /s





**esagon sas**  
Topografia & Fotogrammetria  
Servizi per l'ingegneria e l'architettura

<b>Cliente:</b>	SIMAR S.r.l.
<b>Località:</b>	Cisterna (AT) - Bricco Toni
<b>Oggetto:</b>	Dimensionamento dei circuiti idraulici
<b>Canaletta:</b>	<b>C1</b>
<b>Note:</b>	

### Dimensionamento canaletta semicircolare (Tr = 50 anni)

#### Dimensionamento canalette (massimo smaltimento)

<b>Sezione:</b>	<b>Semicircolare</b>			
	Diametro:	<i>b</i>	<b>0,5</b>	m
	Tirante idrico:	<i>h</i>	<b>250</b>	m
	Area bagnata:	<i>A</i>	<b>0,098</b>	m <sup>2</sup>
	Perimetro bagnato:	<i>P</i>	<b>0,785</b>	m
	Raggio idraulico:	<i>R</i>	<b>0,13</b>	m
	Pendenza media canaletta:	<i>i</i>	<b>0,01</b>	
	Scabrezza (Strickler):	<i>k</i>	<b>50</b>	m <sup>1/3</sup> /s
	Velocità:	<i>v</i>	<b>1,25</b>	m/s
	Portata:	<i>Q</i>	<b>0,12</b>	m <sup>3</sup> /s

### SINTESI RISULTATI

#### Parametri geometrici canaletta di progetto

	Diametro:	<i>H</i>	<b>0,50</b>	m

La

*portata massima defluente (Tr=50anni):*

*Q =* **0,06** m<sup>3</sup>/s

risulta congruentemente inferiore alla

*portata massima smaltibile dalla canaletta*

*Q =* **0,12** m<sup>3</sup>/s

#### Parametri geometrici canaletta di progetto: C1

Diametro canaletta: *H* **0,50** m

La

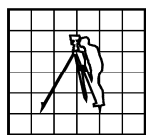
*portata massima defluente (Tr=50anni):*

*Q =* **0,06** m<sup>3</sup>/s

risulta congruentemente inferiore alla

*portata massima smaltibile dalla canaletta*

*Q =* **0,12** m<sup>3</sup>/s



**esagon sas**  
Topografia & Fotogrammetria  
Servizi per l'ingegneria e l'architettura

<b>Cliente:</b>	SIMAR S.r.l.
<b>Località:</b>	Cisterna (AT) - Bricco Toni
<b>Oggetto:</b>	Dimensionamento dei circuiti idraulici
<b>Canaletta:</b>	<b>C2</b>
<b>Note:</b>	

### Calcolo della massima portata defluente (Tr = 50 anni)

#### Parametri relativi alla sezione di chiusura considerata:

Superficie bacino sotteso:	S	<b>0,010</b>	km <sup>2</sup>
Quota media del bacino:	Z	<b>295</b>	m s.l.m.
Quota della sezione di chiusura:	$h_c$	<b>276</b>	m s.l.m.
Lunghezza asta principale:	L	<b>0,15</b>	km

#### Calcolo del tempo di corrivazione $t_c$

Tempo di corrivazione (Giandotti, 1934 - 1940):	$t_c$	<b>0,179</b>	h (ore)
---	-------	--------------	---------

#### Regionalizzazione gerarchica:

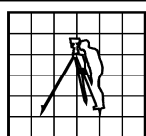
<b>I Ordine:</b>	Regione:		<b>Piemonte</b>
<b>II Ordine:</b>	Sottozona:		<b>SZ02</b>
	Coefficiente probabilistico di crescita:	$X'$	<b>2,4</b>
<b>III Ordine:</b>	Area pluviometrica omogenea:	AO3	▼
	$AO1 \Rightarrow 30,86[(0,412+0,00024Z)/1,38 \quad h(t) \equiv E]$ $AO2 \Rightarrow 25,37[(0,469+0,00023Z)/1,38 \quad "$ $AO3 \Rightarrow 22,62[(0,3377+0,000178Z)/1,38 \quad "$ $AO4 \Rightarrow 36,58[(0,504+0,000186Z)/1,38 \quad "$ $AO5 \Rightarrow 18,37[(0,827-0,000075Z)/1,38 \quad "$ $AO6 \Rightarrow 16,07[(0,69-0,00007Z)/1,38 \quad "$		
	Altezza di pioggia (valore medio annuo)	E	<b>13,91</b> mm

#### Altezza di pioggia

Altezza di pioggia (Tr=50 anni):	h	<b>33,39</b>	mm
----------------------------------	---	--------------	----

#### Portata massima

Coefficiente di ruscellamento	c	<b>0,7</b>	
Portata massima (Tr=50anni):	Q	<b>0,36</b>	m <sup>3</sup> /s



**esagon sas**  
Topografia & Fotogrammetria  
Servizi per l'ingegneria e l'architettura

<b>Cliente:</b>	SIMAR S.r.l.
<b>Località:</b>	Cisterna (AT) - Bricco Toni
<b>Oggetto:</b>	Dimensionamento dei circuiti idraulici
<b>Canaletta:</b>	<b>C2</b>
<b>Note:</b>	

### Dimensionamento canaletta semicircolare ( $T_r = 50$ anni)

#### Dimensionamento canalette (massimo smaltimento)

<b>Sezione:</b>	<b>Semicircolare</b>			
	Diametro:	$b$	<b>0,9</b>	m
	Tirante idrico:	$h$	<b>450</b>	m
	Area bagnata:	$A$	<b>0,318</b>	m <sup>2</sup>
	Perimetro bagnato:	$P$	<b>1,414</b>	m
	Raggio idraulico:	$R$	<b>0,23</b>	m
	Pendenza media canaletta:	$i$	<b>0,01</b>	
	Scabrezza (Strickler):	$k$	<b>50</b>	m <sup>1/3</sup> /s
	Velocità:	$v$	<b>1,85</b>	m/s
	Portata:	$Q$	<b>0,59</b>	m <sup>3</sup> /s

### SINTESI RISULTATI

#### Parametri geometrici canaletta di progetto

	Diametro:	$H$	<b>0,90</b>	m

La

*portata massima defluente ( $T_r=50$ anni):*

$Q =$  **0,36** m<sup>3</sup>/s

risulta congruentemente inferiore alla

*portata massima smaltibile dalla canaletta*

$Q =$  **0,59** m<sup>3</sup>/s

#### Parametri geometrici canaletta di progetto: C2

Diametro canaletta:  $H$  **0,90** m

La

*portata massima defluente ( $T_r=50$ anni):*

$Q =$  **0,36** m<sup>3</sup>/s

risulta congruentemente inferiore alla

*portata massima smaltibile dalla canaletta*

$Q =$  **0,59** m<sup>3</sup>/s