



PROGETTO DI AMPLIAMENTO DELLA DISCARICA  
PER RIFIUTI NON PERICOLOSI "CA' DEI LADRI"  
MEDIANTE COMPLETAMENTO DEL III E IV SETTORE  
E REALIZZAZIONE DEL V SETTORE CON VARIANTE AL  
PSC ED AL POC DEL COMUNE DI GAGGIO MONTANO (BO)  
INTEGRAZIONI E MODIFICHE

*PROGETTO DEFINITIVO*

Redazione:

STUDIO DI INGEGNERIA CIVILE  
dott. ing. Mauro De Gennaro  
via Torre 19/b Cantù (CO)  
tel. e fax: 031.712549

Ing. Mauro De Gennaro



Committente:

**CO.SE.A**

Responsabile del Progetto  
Dott. Gian Galeazzo Giunta

Responsabile dell'Impianto  
Dott. Christian Marin

Elaborato:

**C1**

Oggetto:

ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE A MONTE DEL REALIZZANDO  
V SETTORE DELLA DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI/  
"CA' DEI LADRI"

RELAZIONE

## **ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE A MONTE DEL REALIZZANDO V SETTORE DELLA DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI "CA' DEI LADRI"**

### **1.- INTRODUZIONE**

Su incarico di CoSea è stata svolta la seguente Consulenza Geotecnica riguardante essenzialmente l'Analisi di stabilità del versante a monte del V Settore previsto come prossimo ampliamento della discarica RSU sita in località Ca' Dei Ladri nel Comune di Gaggio Montano (BO).

Il presente lavoro è stato sviluppato principalmente sulla base dei dati e delle indagini presenti nelle Relazioni Geologica e Geotecnica a corredo del primo **PROGETTO DEFINITIVO** DI AMPLIAMENTO DELLA DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI "CA' DEI LADRI" MEDIANTE COMPLETAMENTO DEL III E IV SETTORE E REALIZZAZIONE DEL V SETTORE CON VARIANTE AL PSC ED AL POC DEL COMUNE DI GAGGIO MONTANO (BO).

Nel corso della consulenza sono stati acquisiti i risultati di recenti indagini di campagna e seguite le informazioni ricevute dai Progettisti TecnoAppennino, così come poi riassunto e riportato dagli stessi sulle sezioni stratigrafiche 4bis e K trasmesse.

Sulle suddette sezioni sono state condotte le Analisi di stabilità di versante protagoniste della presente consulenza. La perimetrazione dell'area soggetta a consolidamento è riportata sulla Relazione Geologica Allegato B1 (2012) cui si rimanda.

### **2.- PROGRAMMI DI ANALISI AUTOMATICA IMPIEGATI**

Per indagare la stabilità del versante sono stati impiegati 2 programmi di calcolo automatico:

**A.- SSAP 2010 Versione 4.0.8(2012)**, software completo per la verifica della stabilità dei pendii naturali e artificiali o con elementi di rinforzo, sviluppato dal Dr. Lorenzo Borselli, Geol., Ph.D Professor of Geotechnics and Applied Geology Instituto de Geologia / Fac. De Ingegneria Universidad Autonoma de San Luis Potosí (UASLP), Av. Dr. Manuel Nava 5, 78240 San Luis Potosí, S.L.P. – MEXICO già ricercatore presso CNR IRPI (National Research Council) -Research Institute for Geo-Hydrogeological Protection.

Nel programma SSAP viene utilizzato l'algoritmo di calcolo proposta da Zhu (2005) per il calcolo di  $F_s$  sviluppato per il metodo di calcolo Morgenstern & Price (1965). In SSAP2010 l'autore del software ha sviluppato durante la sua attività di ricerca una ulteriore generalizzazione del metodo consentendo di usare l'algoritmo di Zhu (2005) con i vari metodi di calcolo rigorosi adottati più diffusamente nelle verifiche di stabilità:

Janbu rigoroso(1973);

Spencer (1973)

Sarma I (1973);

Morgenstern & Price (1965);

Correia (1988)

Sarma II (1979).

I metodi rigorosi consentono di applicare il metodo dell'equilibrio limite in modo che la soluzione cercata sia staticamente garantita. ovvero sia garantito sia l'equilibrio delle forze (verticali e orizzontali) sia dei momenti. Questi metodi di calcolo permettono un notevole salto qualitativo verso uno standard solitamente

offerto da pacchetti software commerciali estremamente più costosi presenti sul mercato internazionale, mantenendo tuttavia nel programma delle caratteristiche originali come: tre motori di ricerca diversi per la ricerca delle superfici con minor FS, come l'originale "sniff random search", e l'algoritmo di ricerca con "range dinamico", tutti sviluppati in modo originale dall'autore.

In particolare il motore di ricerca "sniff random search", esclusiva del programma SSAP, è nato da una idea originale dell'autore e permette di superare tutte le incertezze che caratterizzano i metodi classici di ricerca in particolari situazioni con pendii molto complessi. Tutti i test condotti sopra i pendii di riferimento, utilizzati nella letteratura scientifica, indicano che il metodo, pur nella semplicità e facilità di uso che lo contraddistingue, fornisce risultati paragonabili, e in qualche caso migliori, ai più sofisticati e potenti metodi esistenti, come quelli di minimizzazione multidimensionale, nella ricerca delle superfici critiche.

In particolare si evidenzia che nel presente lavoro SSAP 2010 è stato impiegato secondo il metodo di Janbu rigoroso (completo) con motore di ricerca delle superfici "sniff random search" per individuare le superfici con minore valore di FS passanti in prossimità delle quote di spostamento indicate dagli inclinometri installati attualmente lungo il pendio.

B.- **AZTEC STAP FULL ver. 11.00**, impiega la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare basata sul concetto dell'equilibrio limite globale. In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate, ovvero la superficie di rottura è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive.

Nel modulo terreni si adotta il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il programma consente di inserire degli interventi di stabilizzazione che, nel presente elaborato, intervengono come elementi resistenti a taglio equivalente.

L'analisi sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

Nelle analisi condotte con ricerca automatica della superficie con minimo FS e di FS con superficie imposta è stato adottato il seguente metodo:

#### **Metodo di Janbu (semplificato)**

Simbologia:

$l$	lunghezza della base della striscia
$\alpha$	angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
$b$	larghezza della striscia $b=l \times \cos(\alpha)$
$\phi$	angolo di attrito lungo la base della striscia
$c$	coesione lungo la base della striscia
$\gamma$	peso di volume del terreno
$u$	pressione neutra
$W$	peso della striscia

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di **Janbu semplificato** si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum [c_i b_i + (N_i / \cos(\alpha_i) - u_i b_i) \tan \phi_i]}{\sum [W_i \tan \alpha_i]}$$

dove il termine  $N_i$  è espresso da

$$N_i = [W_i - c_i l_i \sin \alpha_i / \eta + u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F] / m$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{esima}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{esima}$ ,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia. L'espressione del coefficiente di sicurezza di **Janbu semplificato** contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $F$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $F$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto. La semplificazione del metodo rispetto al procedimento completo consiste nel trascurare le forze tangenziali di interstriscia.

In particolare si evidenzia che nel presente lavoro STAP FULL Ver. 11.00 è stato impiegato secondo il metodo di Janbu semplificato per verificare la stabilità del pendio con le opere di consolidamento e di drenaggio già eseguite ed efficienti. Infatti si ipotizzano gli andamenti di piezometriche da mantenere per ottenere un coefficiente di sicurezza minimo  $F_s = 1,1$ .

## 2.1.- PROGRAMMA DI CALCOLO AUTOMATICO (Dichiarazione secondo NTC 2008-punto 10.2)

### Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di consulente geotecnico per la verifica di stabilità del pendio a monte del realizzando V settore della Discarica per RSU Ca' dei Ladri, dichiara quanto segue.

### Tipo di analisi svolta

L'analisi e le verifiche di stabilità sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

I metodi di calcolo implementati sono i classici metodi delle strisce, basati sul concetto dell'equilibrio limite globale. La superficie di rottura è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive. Nel modulo terreni si adotta il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il programma consente di inserire degli interventi di stabilizzazione, che possono intervenire secondo due modalità diverse: variazione delle forze di interstriscia o resistenza a taglio equivalente.

L'analisi sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

### Origine e caratteristiche del codice di calcolo

Titolo	STAP - Stabilità Pendii Terreni e Rocce
Versione	11.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	ING. DE GENNARO MAURO
Licenza	AIU167132

### **Affidabilità dei codici di calcolo**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

### **Modalità di presentazione dei risultati**

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

### **Informazioni generali sull'elaborazione**

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

### **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

## **3.- NORMATIVA ADOTTATA**

- Legge nr. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. 16 Gennaio 1996 Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009 Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Le analisi di stabilità sono state condotte in condizioni sismiche allo Stato Limite Ultimo Vita e Collasso, adottando per la caratterizzazione dei terreni i Valori Caratteristici.

Il coefficiente di sicurezza minimo ricercato ( $F_s$ ) è pari a 1,1.

#### **4.- ANALISI DELLO STATO DI FATTO**

L'analisi dello stato di fatto di seguito condotta, riporta oltre alla descrizione dello stato attuale del pendio a monte del V settore di ampliamento previsto, anche una illustrazione degli aspetti geologici, idrogeologici, geotecnici e sismici considerati.

##### **4.1 - STATO DI FATTO DEL PENDIO**

Il pendio a monte del previsto ampliamento (V settore) mostra morfologia blanda, attestata su pendenze medie di 12°-15°.

In corrispondenza del settore sommitale, posto tra le quote di 460 m s.l.m. e 530 m s.l.m. si osserva lieve incremento delle pendenze a causa della presenza di orlo di degradazione. In tale settore le coperture detritiche sono esposte a causa dell'azione di processi superficiali tipo colamento lento di terra. In tale ambito si presenta pertanto morfologia locale articolata a causa dell'instaurarsi di lenti movimenti superficiali, cui, una volta degradata la copertura vegetazionale, si associano fenomeni di erosione superficiale alimentati dalle acque di ruscellamento, che hanno facile azione sui terreni presenti con permeabilità molto bassa. Analoghe morfologie si riscontrano in area posta al confine Nord dell'ampliamento della discarica in progetto tra le quote di 390 m s.l.m. e 415 m s.l.m..

La porzione medio-sommitale del versante oggetto di consolidamento mostra copertura vegetazionale stabile. Localmente si possono leggere lievi ondulazioni longitudinali del versante riconducibili a movimenti superficiali della coltre detritica di origine gravitativa.

A valle dell'ampliamento della discarica si ricava ulteriore smorzamento delle energie del rilievo, che si attestano su valori di 7° circa. In tale settore è presente copertura di tipo boschivo.

La morfologia generale del pendio è articolata su alternanze di dossi poco pronunciati ed ampi impluvi secondari, privi di aste di drenaggio consolidate. Tali morfologie ricalcano sovente l'assetto strutturale del substrato roccioso e delle coperture detritiche, risultano inoltre determinate dalla presenza dei lenti movimenti superficiali sopra descritti.

##### **4.2 - ASPETTI GEOLOGICI**

I caratteri geologici dell'area, nonché i parametri geotecnici sono definiti nella Relazione Geologica a supporto del progetto definitivo di ampliamento della discarica, cui si rimanda per una esaustiva trattazione delle tematiche.

La presente analisi si riferisce in particolare al progetto di consolidamento di porzione di versante interessato dall'ampliamento della discarica.

Il quadro geologico del sito contempla la presenza di substrato roccioso di natura argillitica, costituito da Argille a Palombini, che si caratterizza per la prevalenza di argilliti più o meno fissili, intercalate da calcilutiti con strati da medi a spessi. Tale formazione presenta assetto complesso a causa dell'intenso grado di tettonizzazione e deformazione subita. Il substrato è coperto da spessori assai variabili di coltre di alterazione, costituita da limi argillosi ed argille inglobanti frammenti lapidei. Gli spessori di tali unità variano da pochi metri (2-3 m nei settori sommitali del pendio) sino ai 20 m circa in prossimità della S.S. Porrettana. All'interno di tale coltre di alterazione si possono instaurare movimenti di versante, come ricavato dai dati di monitoraggio inclinometrico disponibili. L'ampliamento in progetto ricade in ambito individuato dalla cartografia ufficiale in frana di tipo complesso attiva. Si tratta cioè di più tipologie di movimento concomitanti. Come indicato nella citata Relazione Geologica, si riconoscono movimenti tipo colate lente di terreno nella porzione superficiale del pendio, associate a limitati movimenti più profondi (come risulta dagli inclinometri installati).

#### 4.3 - ASPETTI IDROGEOLOGICI

La tipologia di dissesto in analisi risulta fortemente influenzata dal regime delle pressioni neutre che si possono sviluppare entro il pendio e pertanto entro il corpo di frana. Per il presente studio si è fatto riferimento al modello geologico - idrogeologico del versante, così come definito nella Relazione Geologica a corredo del primo Progetto Definitivo, di cui si riporta un breve estratto:

##### **3.3 QUADRO IDROGEOLOGICO**

Il substrato argillitico presenta una permeabilità praticamente nulla come evidenziato dalle prove di permeabilità realizzate nell'ambito della discarica, che hanno riscontrato valori di conducibilità idraulica inferiori a  $10^{-9}$  m/s. I materiali infatti che presentano valori inferiori a tale limite vengono definiti come impermeabili, pertanto si esclude la presenza di falde all'interno di questa unità.

Anche i terreni della copertura detritica presentano un grado di permeabilità molto basso vista la natura prevalentemente argillosa. In ragione del carattere eterogeneo dei materiali con la presenza di frammenti e blocchi lapidei sono interessati da una circolazione idrica discontinua e spesso localizzata che si sviluppa attraverso vie di percolazione preferenziale, costituite in particolare da livelli a granulometria più grossolana o da orizzonti ricchi di inclusi lapidei. Si tratta di acque non riconducibili alla presenza di una falda freatica superficiale, ma derivanti da una prima infiltrazione e che di conseguenza risentono significativamente degli apporti meteorici. La circolazione presente è limitata ai terreni della copertura e spesso si concentra alla base dei terreni che costituiscono la coltre dove incontra la soglia di permeabilità descritta in precedenza.

#### 4.4 - ASPETTI GEOTECNICI

Anche per quanto riguarda gli aspetti geotecnici le elaborazioni sono state svolte sulla base della caratterizzazione dei terreni riportate nelle relazioni geologica e geotecnica del primo progetto definitivo e di cui si riportano di seguito alcuni estratti:



SITUAZIONE STRATIGRAFICA GENERALE	
Unità litotecniche	Descrizione
A	Limi argillosi e argille con frammenti e blocchi lapidei, talora abbondanti, di natura calcilutitica o marnosa. Unità ascrivibile alla copertura detritica. L'orizzonte superficiale partendo dal piano campagna fino a circa 2,0 m presentano una consistenza variabile in funzione del grado di umidità pertanto i terreni si presentano soffici a seguito di prolungati periodi piovosi e molto duri per effetto dell'essiccamento estivo. Oltrepassato tale livello il deposito mostra una consistenza da dura a durissima come evidenziano le numerose prove SPT a disposizione. L'unità comprende locali livelli di riporto superficiali, costituiti da materiali di scavo interni all'impianto, e con caratteristiche analoghe ai terreni della coltre.
B	Argille e argilliti a consistenza durissima riconducibili al substrato alterato. Si tratta di un orizzonte posto alla sommità della formazione di base in cui è riconoscibile la struttura originaria ma, pur registrandosi buone proprietà fisico-meccaniche, la degradazione dei materiali ha determinato un decadimento della compattezza dell'ammasso rispetto a quanto osservabile in corrispondenza di termini integri. Questa unità è stata individuata esclusivamente in corrispondenza di alcuni punti di perforazione
C	Argilliti intensamente fratturate ad elevata consistenza, con intercalati livelli calcilutitici a comportamento lapideo. Substrato ascrivibile alle Argille a Palombini (APA)

SITUAZIONE STRATIGRAFICA in corrispondenza di ciascun punto di indagine			
Denominazione	Unità A Coltre detritica	Unità B Substrato alterato	Unità C Substrato
S1	0,0 ÷ -2,0	-	Da -2,0
S3	0,0 ÷ -6,7	-	Da -6,7
S4	0,0 ÷ -5,5	-5,5 ÷ -8,5	Da -8,5
S6	0,0 ÷ -6,0	-	Da -6,0
S7	0,0 ÷ -6,8	-	Da -6,8
S104	0,0 ÷ -6,6	-	Da -6,6
S104bis	0,0 ÷ -10,0	-	Da -10,0
S110	0,0 ÷ -21,0	-	Da -21,0
S112	0,0 ÷ -10,7	-	Da -10,7
S801	0,0 ÷ -3,0	-	Da -3,0
S802	0,0 ÷ -9,0	-	Da -9,0
S804	0,0 ÷ -3,4	-	Da -3,4
S805	0,0 ÷ -6,8	-6,8 ÷ -9,0	Da -9,0
S950	0,0 ÷ -7,7	7,7 ÷ -11,0	Da -11,0
S011 A	0,0 ÷ -3,4	-3,4 ÷ -6,5	Da -6,5
S011 B	0,0 ÷ -2,0	-2,0 ÷ -3,0	Da -3,0
S011 C	0,0 ÷ -2,1	-2,1 ÷ -5,2	Da -5,2
S011 D	0,0 ÷ -5,5	-	Da -5,5
S011 E	0,0 ÷ -3,0	-	Da -3,0
S011 F	0,0 ÷ -3,7	-	Da -3,7



In particolare nelle analisi di stabilità di pendio sono stati assunti per i terreni i Valori Caratteristici:

<b>PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI</b> <b>Verifiche di stabilità</b>				
<b>Descrizione unità</b>	$\gamma_{d\ k}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat\ k}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$c'_k$ [KPa]	$\phi'_k$ [°]
R.S.U.	0,90	1,10	9	29
Coltre detritica	1,80	2,10	5	22
Substrato alterato	2,00	2,10	20	25
Substrato argillitico	2,10	2,20	50	25

$\gamma_{d\ k}$  = peso di volume del terreno [t/m<sup>3</sup>];

$\gamma_{sat\ k}$  = peso di volume saturo del terreno [t/m<sup>3</sup>];

$c_k$  = coesione efficace [KPa];

$\phi'_k$  = angolo d'attrito interno [°].

#### 4.5 - ASPETTI SISMICI

Analogamente per gli aspetti sismici sono stati adottati i parametri già individuati dai Progettisti nelle relazioni di progetto definitivo che di seguito si riportano:

<b>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO B</b>													
<b>Stati limite</b>		<b>P<sub>VR</sub></b>	<b>T<sub>R</sub></b>	<b>a<sub>g</sub></b>	<b>F<sub>o</sub></b>	<b>T<sub>C</sub>*</b>	<b>S<sub>S</sub></b>	<b>C<sub>C</sub></b>	<b>S<sub>T</sub></b>	<b>Coeff. sismici stabilità pendio</b>			
										<b>k<sub>h</sub></b>	<b>k<sub>v</sub></b>	<b>a<sub>max</sub></b>	<b>β<sub>s</sub></b>
SLE	SLO	81%	90	0,098	2,454	0,272	1,20	1,43	1,20	0,028	0,014	1,390	0,200
	SLD	63%	151	0,121	2,445	0,280	1,20	1,42	1,20	0,042	0,021	1,712	0,240
SLU	SLV	10%	1424	0,252	2,516	0,310	1,15	1,39	1,20	0,098	0,049	3,417	0,280
	SLC	5%	2475	0,296	2,545	0,320	1,10	1,38	1,20	0,109	0,055	3,834	0,280

In particolare le analisi di stabilità sono state condotte in condizioni sismiche allo Stato Limite Ultimo Vita e Collasso (SLV e SLC).

## 5.- ANALISI E MODELLAZIONE DEL PENDIO

Definite le caratteristiche idrogeologiche e geotecniche dei terreni costituenti il versante ed acquisite le sezioni di riferimento (Sez. 4bis e Sez. K) su cui eseguire le analisi di stabilità, lo studio è proseguito con l'esame dei rilievi inclinometrici disponibili.

### 5.1.- INCLINOMETRI RITENUTI SIGNIFICATIVI

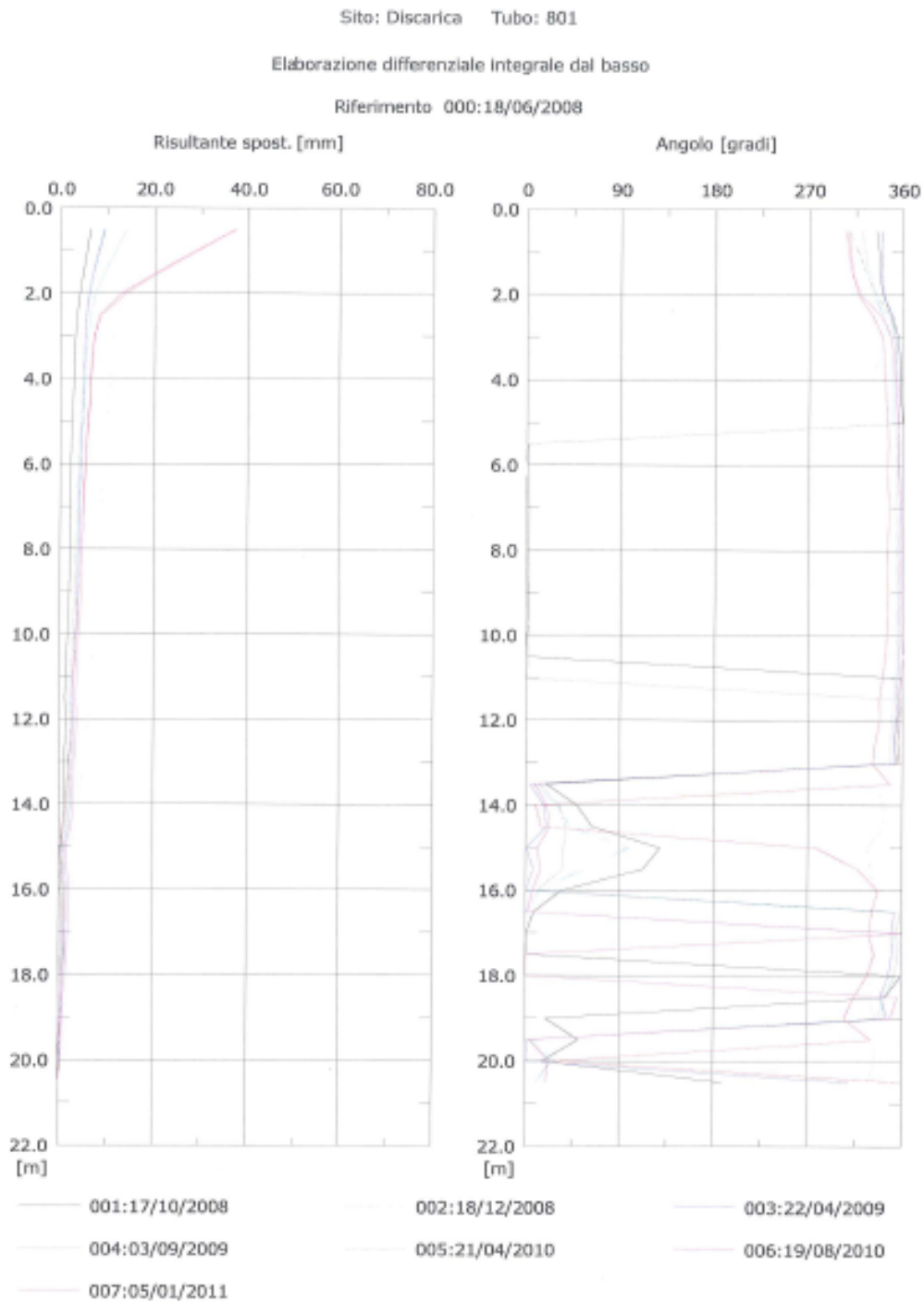
In seguito all'esame dei rilievi inclinometrici presenti come allegato D della Relazione Geologica a corredo del Progetto Definitivo della TecnoAppennino (cui si rimanda), al fine dello svolgimento delle analisi di stabilità sono stati considerati come significativi, in quanto prossimi all'area oggetto di studio, i seguenti inclinometri:

per Sezione 4bis: i S801 – i S802

per Sezione K: i S104bis

Nel mese di Marzo 2012 sono state eseguite nuove letture su alcuni inclinometri tra cui quelli di interesse prima citati. Va segnalato che l' i S801 non è più leggibile.

Di seguito si riportano i rapporti considerati significativi:

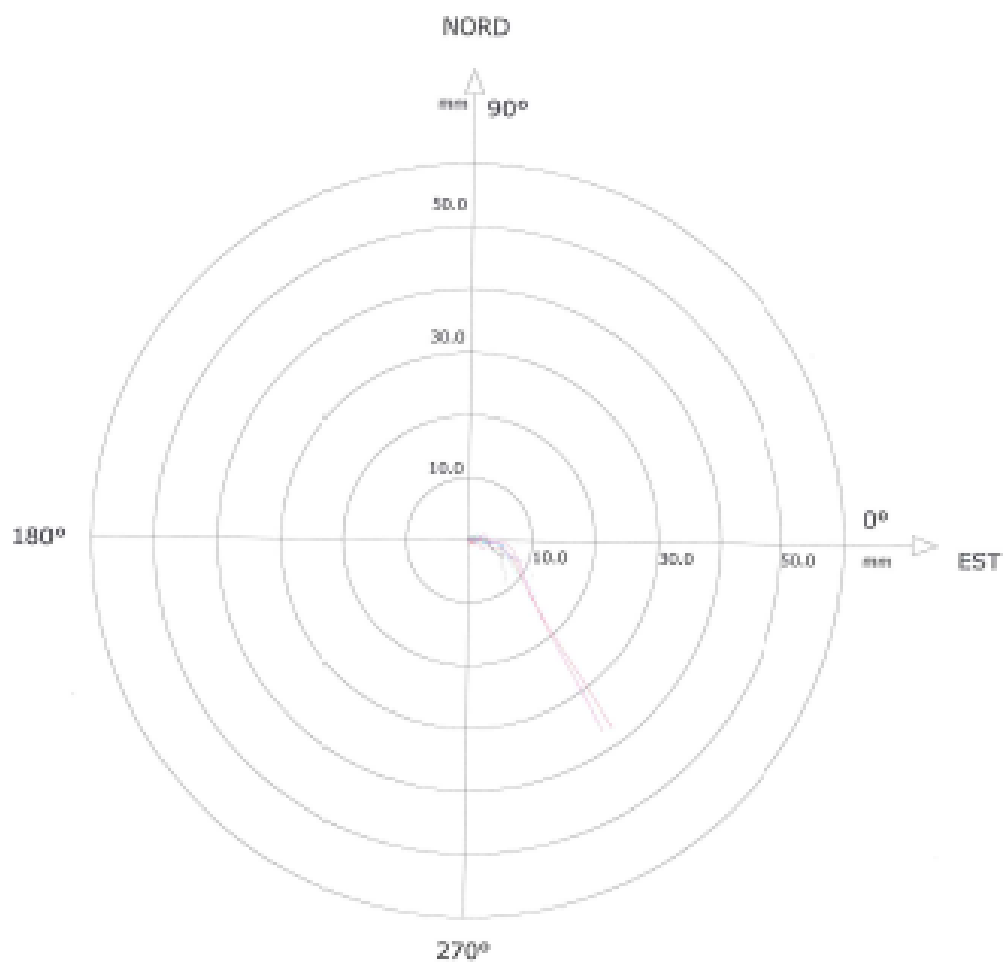


Sito: Discarica Tubo: 801

Elaborazione differenziale integrale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008

Diagramma polare della deviazione



001:17/10/2008

002:18/12/2008

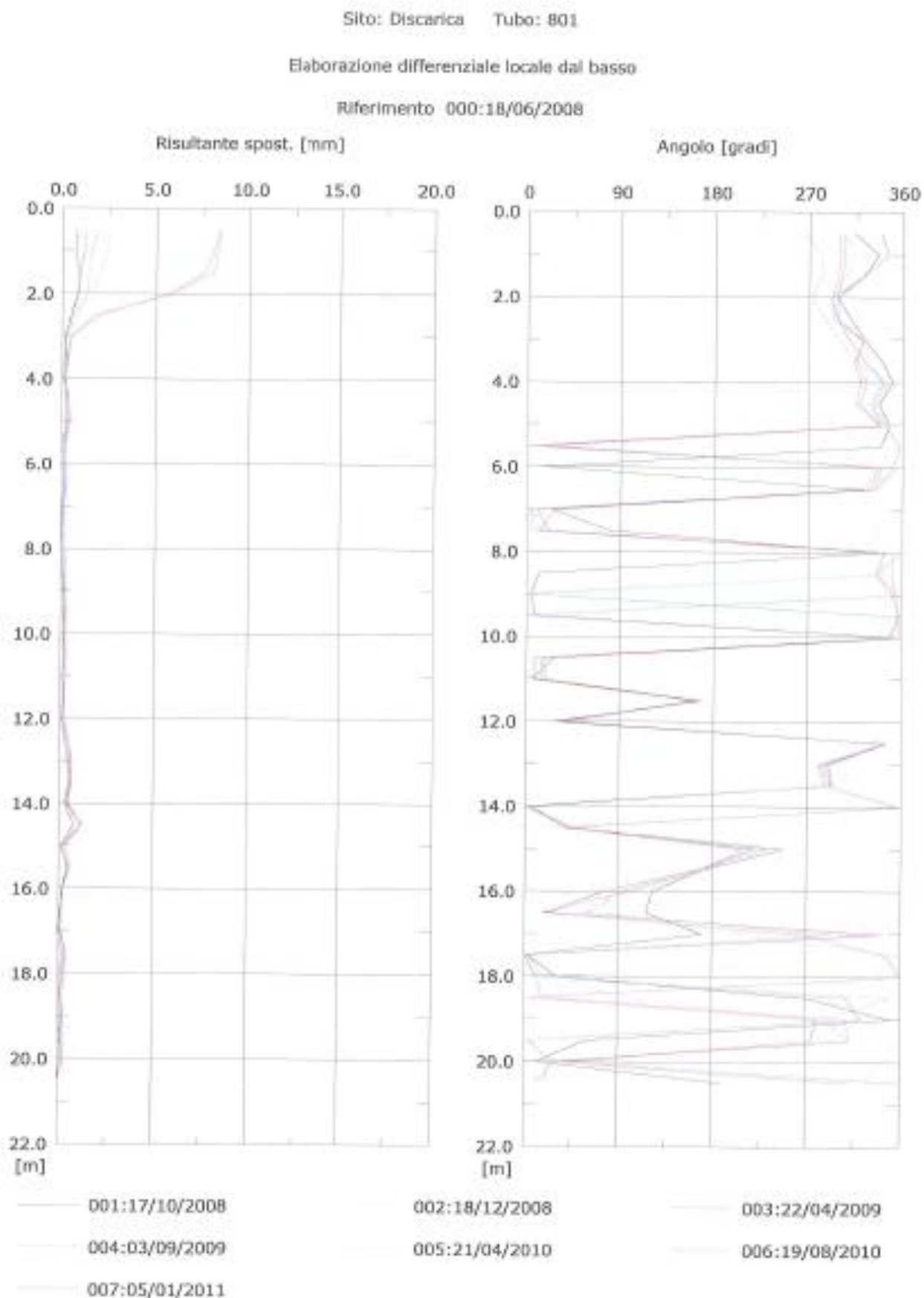
003:22/04/2009

004:03/09/2009

005:21/04/2010

006:19/08/2010

007:05/01/2011

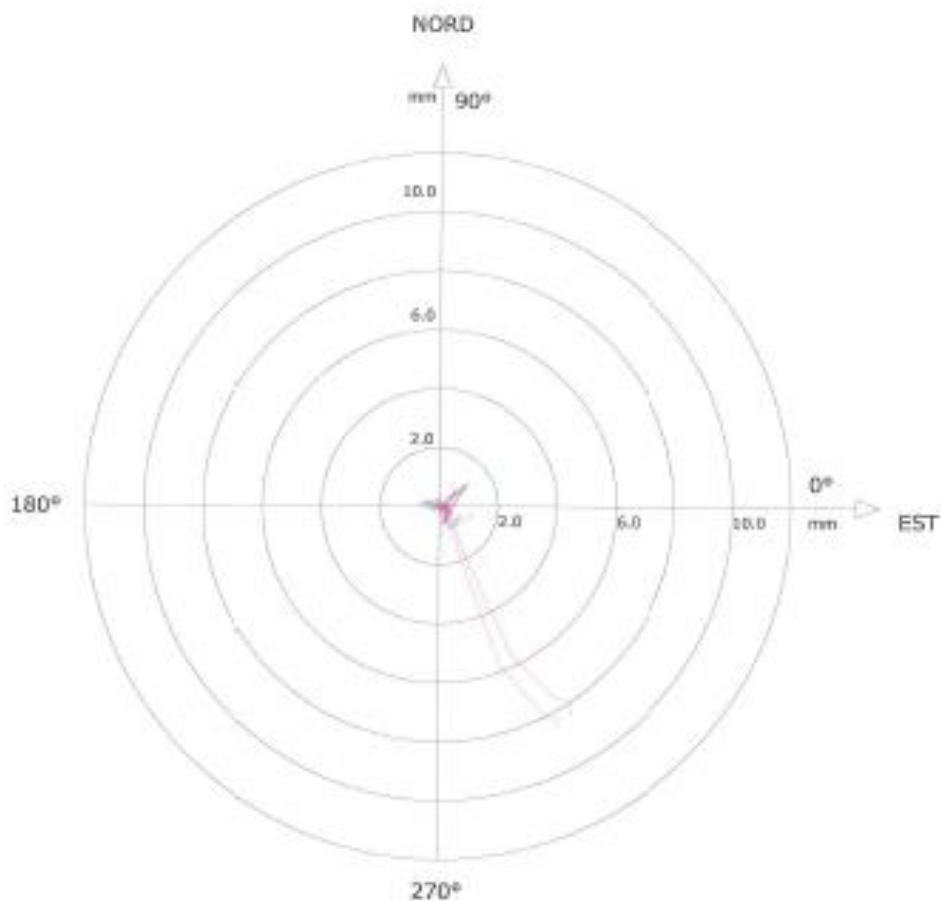


Sito: Discarica Tubo: 801

Elaborazione differenziale locale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008

Diagramma polare della deviazione



001:17/10/2008

002:18/12/2008

003:22/04/2009

004:03/09/2009

005:21/04/2010

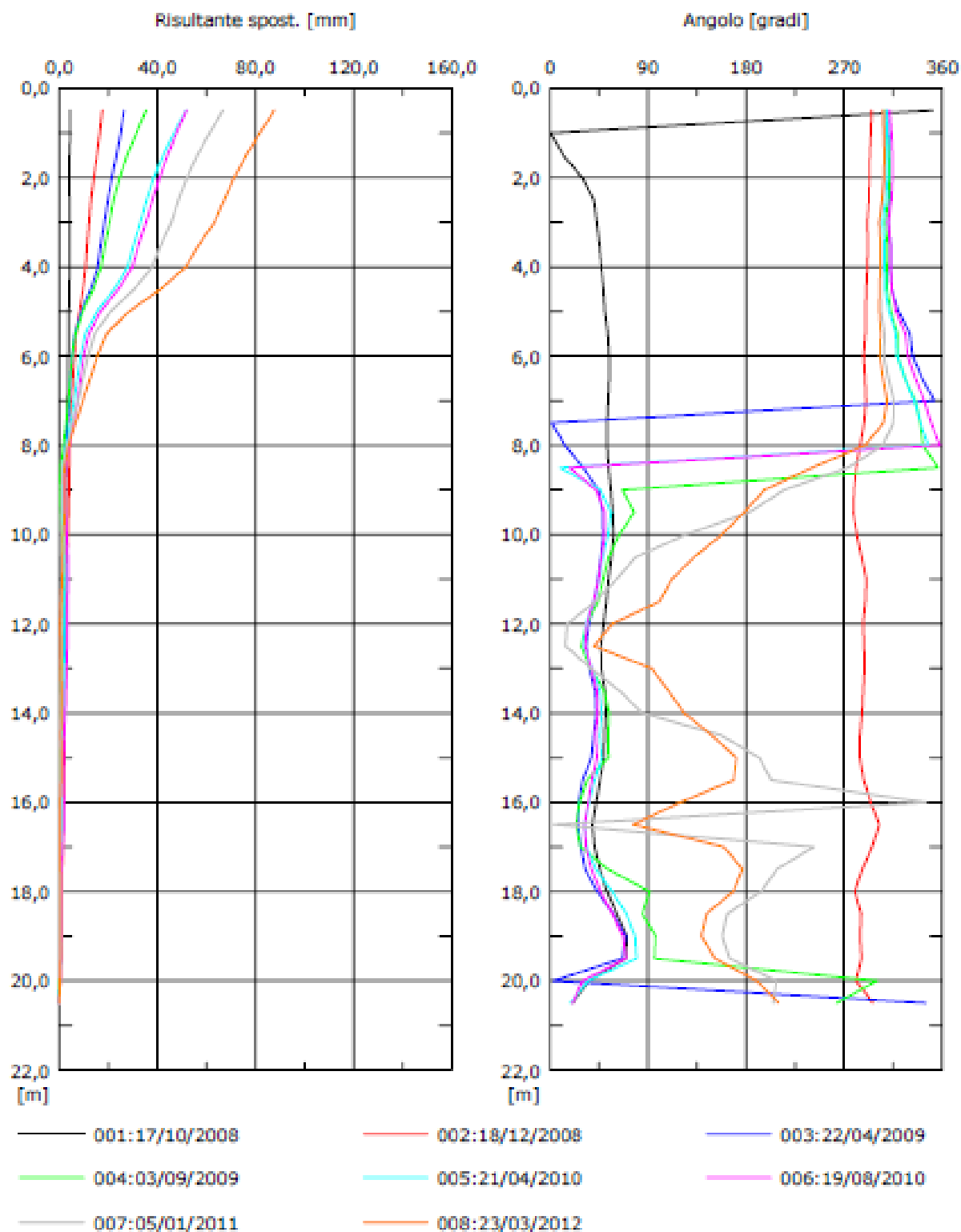
006:19/08/2010

007:05/01/2011

Sito: Discarica Tubo: 802

Elaborazione differenziale integrale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008



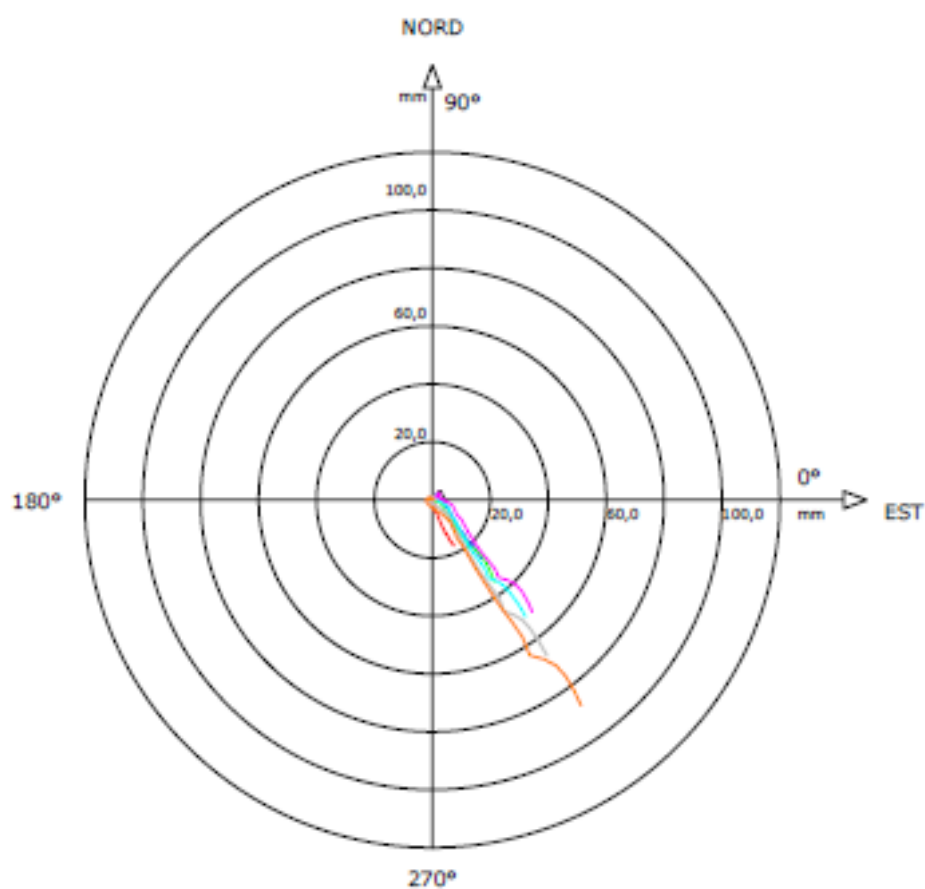
**Tecnospennino s.r.l.**

Sito: Discarica Tubo: 802

Elaborazione differenziale integrale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008

Diagramma polare della deviazione



001:17/10/2008

002:18/12/2008

003:22/04/2009

004:03/09/2009

005:21/04/2010

006:19/08/2010

007:05/01/2011

008:23/03/2012

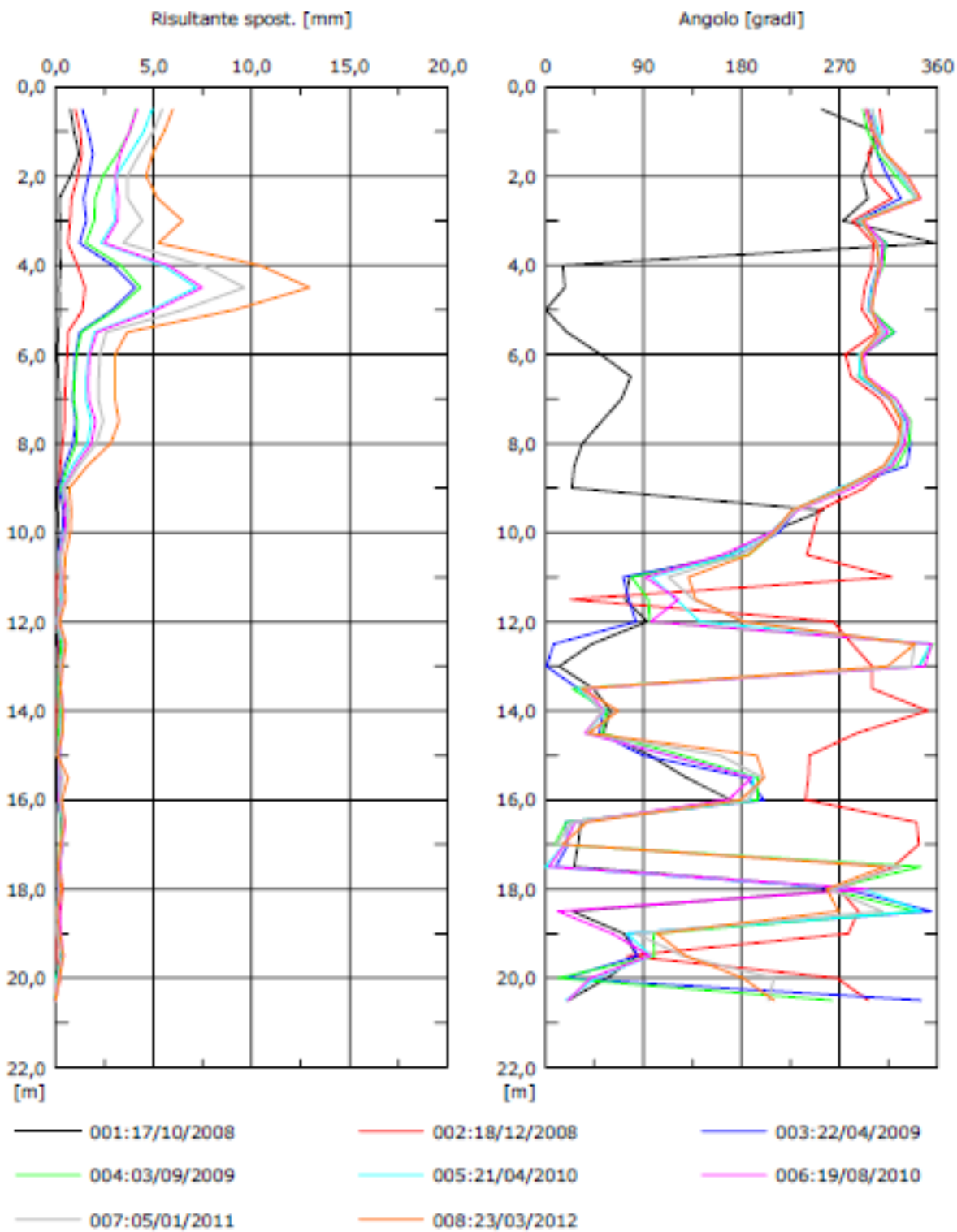
**Tecnospennino s.r.l.**



Sito: Discarica Tubo: 802

Elaborazione differenziale locale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008



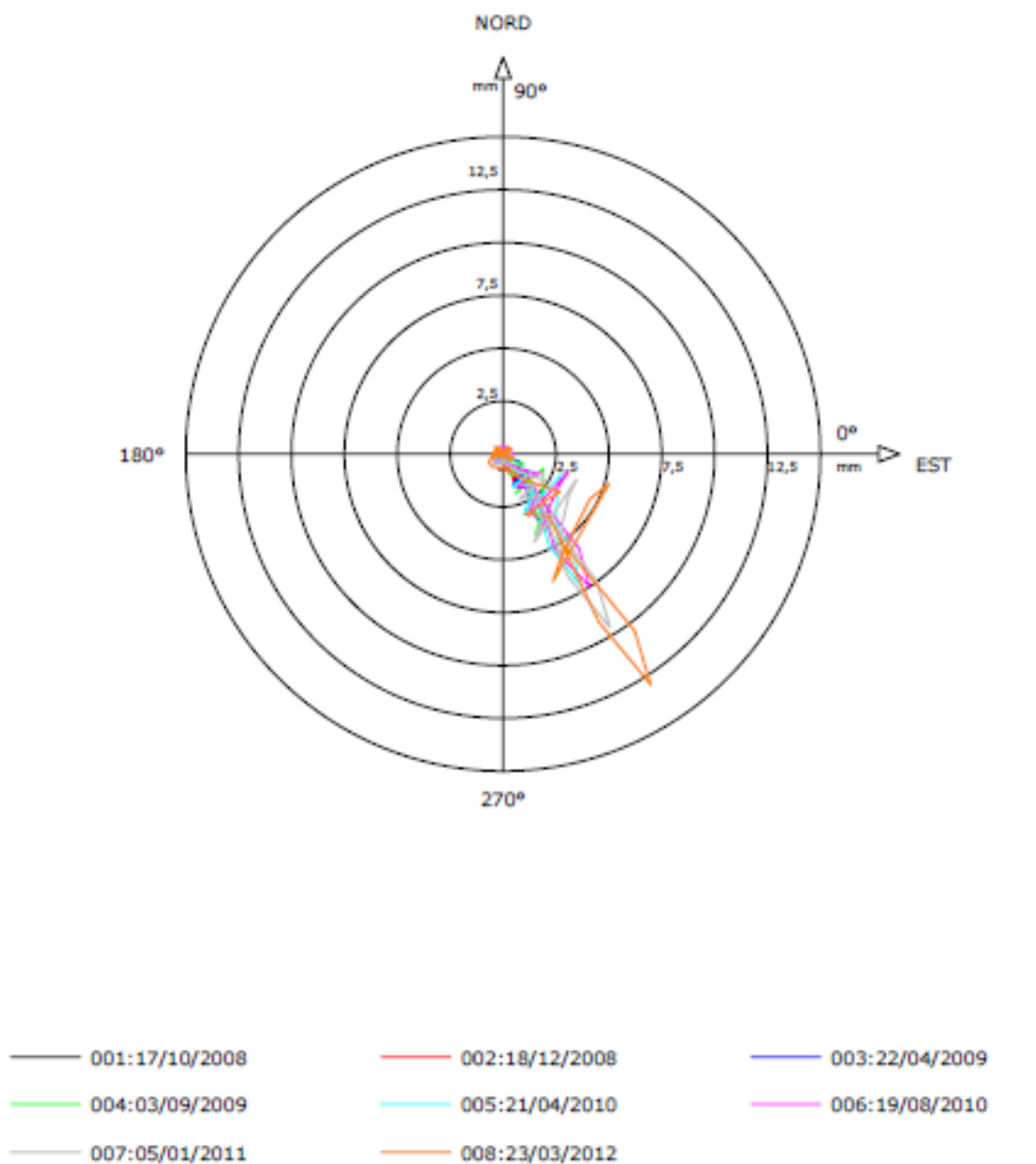
**Tecnosappennino s.r.l.**

Sito: Discarica Tubo: 802

Elaborazione differenziale locale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008

Diagramma polare della deviazione

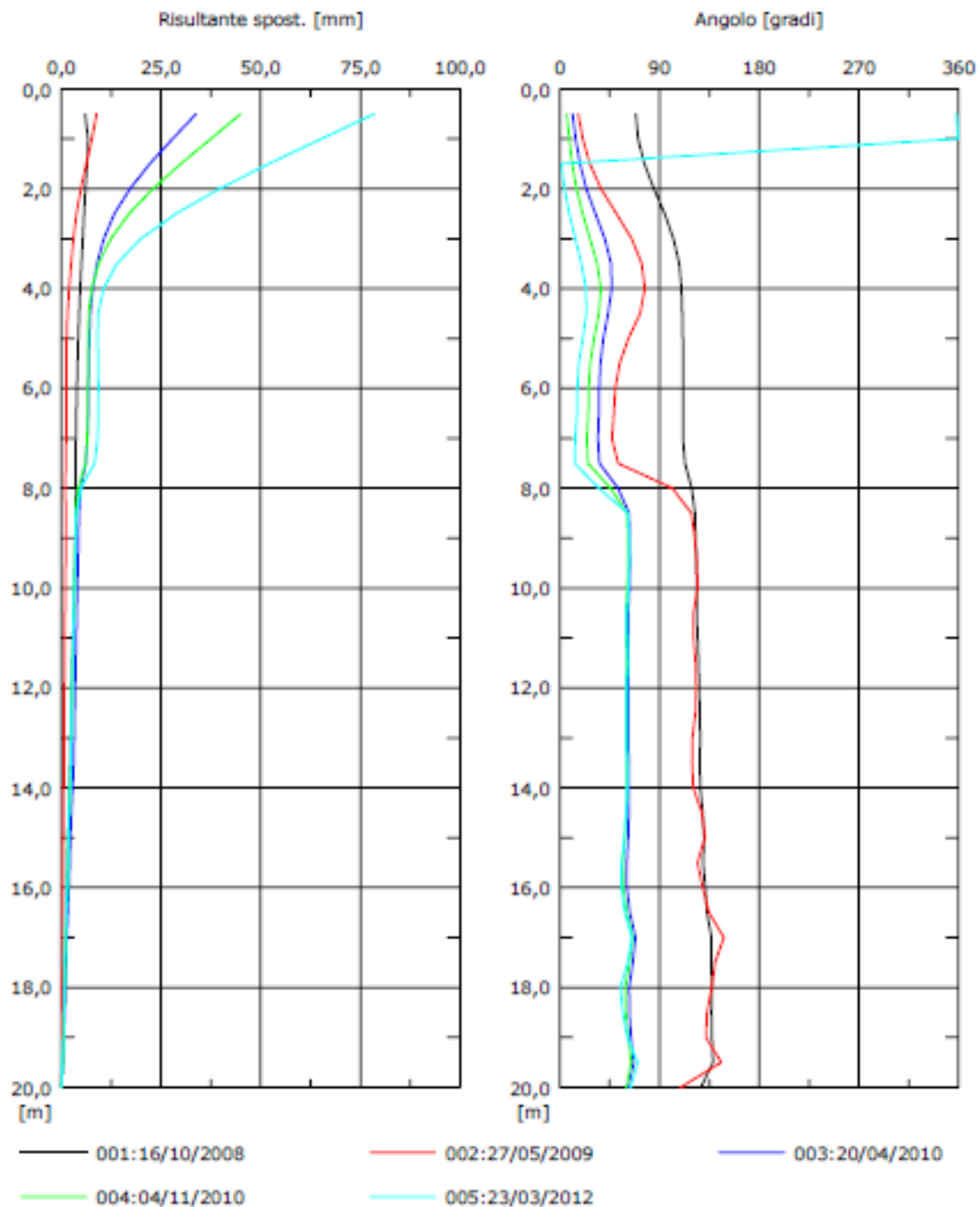


**Tecnospennino s.r.l.**

Sito: Discarica Tubo: 104BIS

Elaborazione differenziale integrale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008



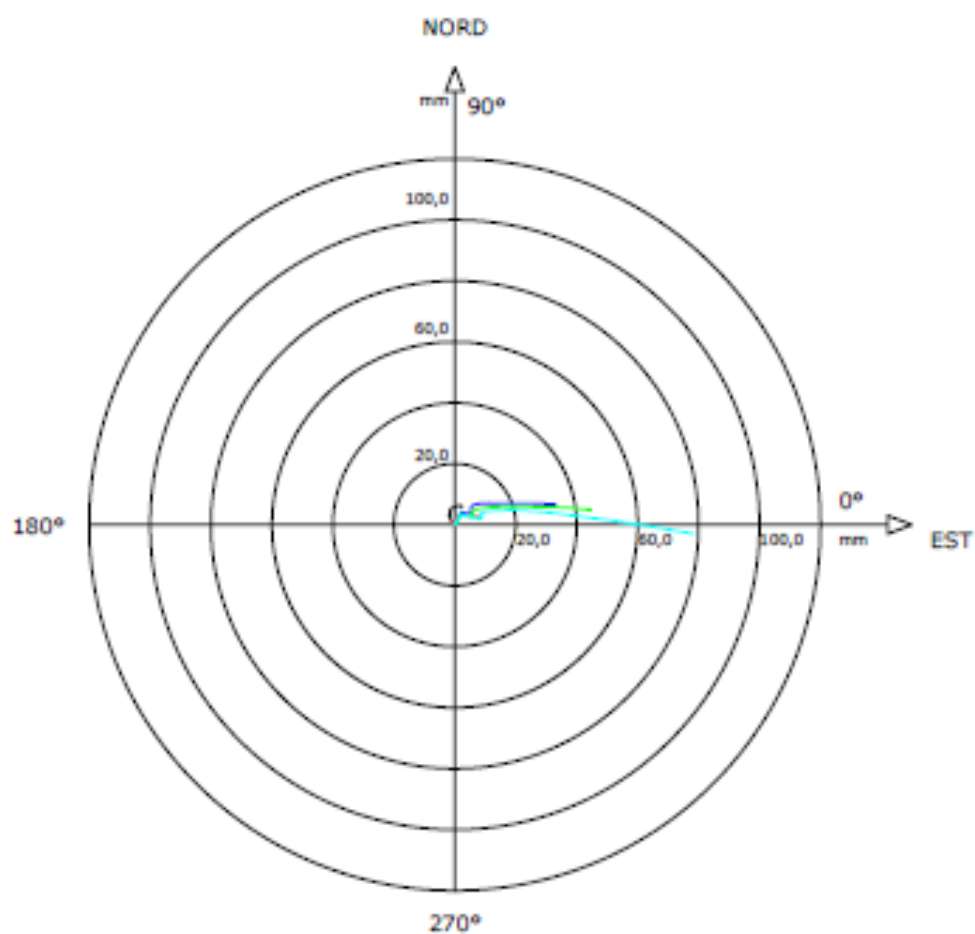
**Tecnoappennino s.r.l.**

Sito: Discarica Tubo: 104BIS

Elaborazione differenziale integrale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008

Diagramma polare della deviazione



— 001:16/10/2008

— 002:27/05/2009

— 003:20/04/2010

— 004:04/11/2010

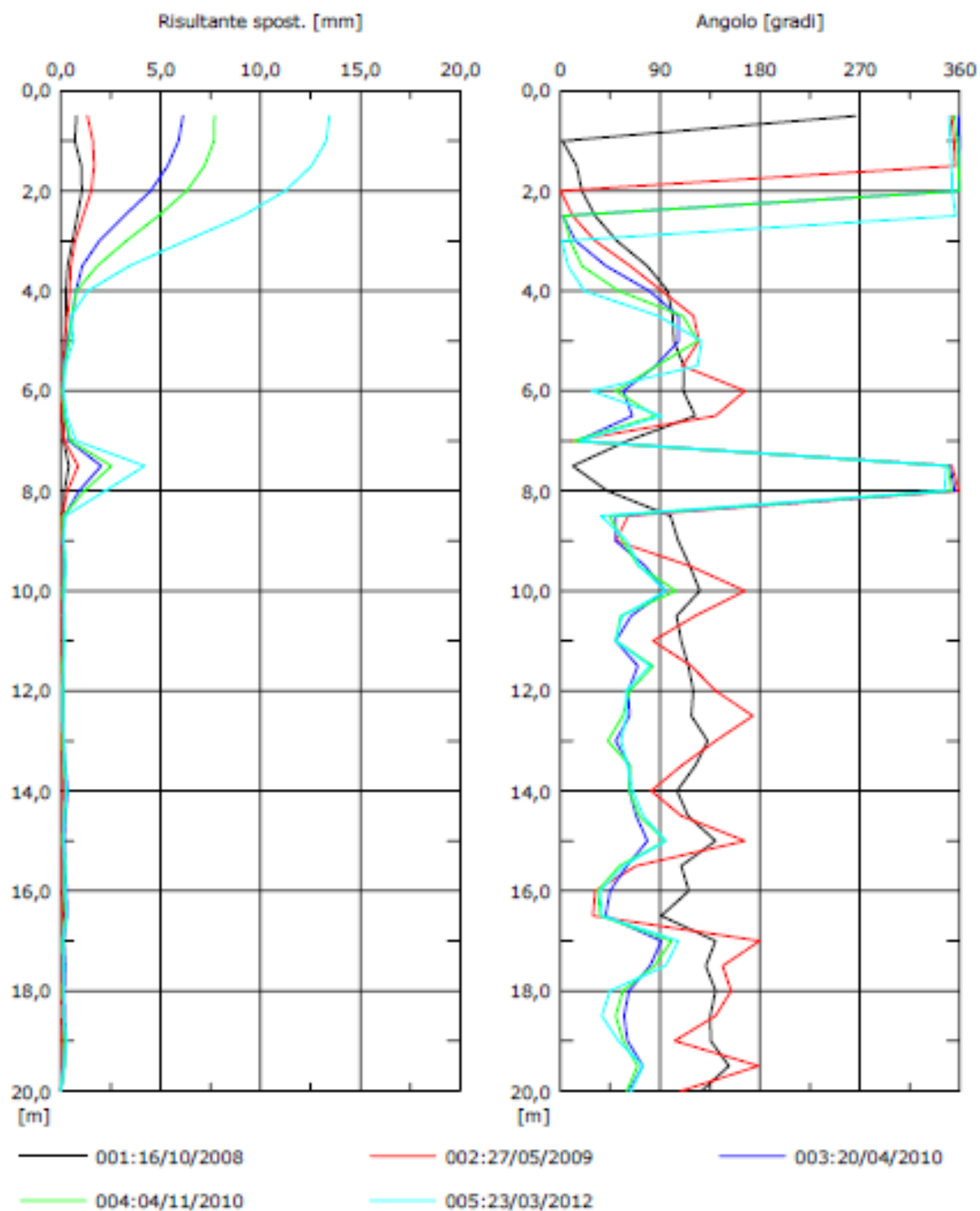
— 005:23/03/2012

**Tecnoappennino s.r.l.**

Sito: Discarica Tubo: 104BIS

Elaborazione differenziale locale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008



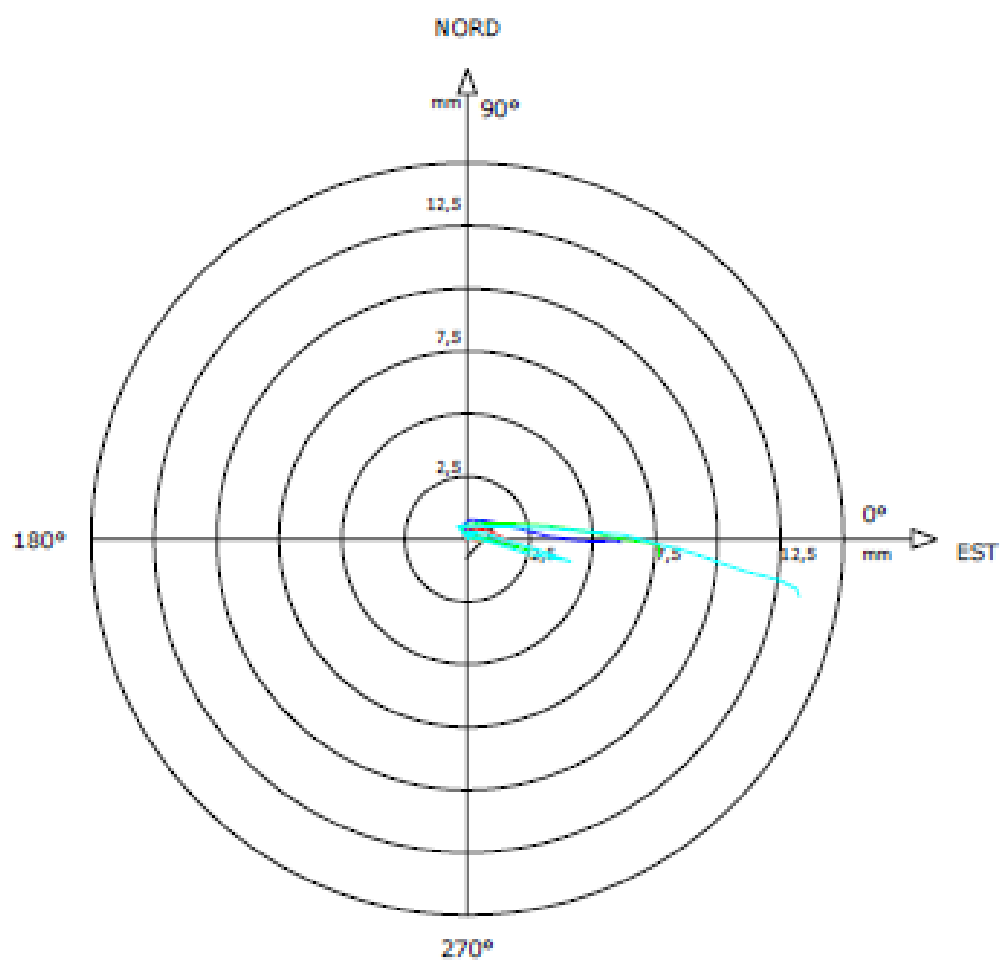
**Tecnoappennino s.r.l.**

Sito: Discarica Tubo: 104BIS

Elaborazione differenziale locale dal basso

Riferimento 000:18/06/2008

Diagramma polare della deviazione



001:16/10/2008

002:27/05/2009

003:20/04/2010

004:04/11/2010

005:23/03/2012

**Tecnoappennino s.r.l.**

La direzione del movimento principale è SUD-EST per quanto riguarda gli inclinometri 801 ed 802, considerati significativi per la sezione 4bis, mentre è EST per l'inclinometro 104bis, quello considerato significativo per la sezione K. Come si nota dalla planimetria allegata alla Tavola 1, il movimento del versante rilevato parrebbe seguire le linee di massima pendenza dell'orografia del pendio.

I movimenti rilevati dagli inclinometri di riferimento per ciascuna sezione in studio appaiono:

**per Sezione 4bis:** i S801 - rileva un movimento superficiale della coltre a circa 3m da p.c. praticamente al contatto tra coltre e substrato.

i S802 – rileva un movimento della coltre superficiale a 4-5m da p.c. e un secondo movimento a 8m da p.c. praticamente al contatto tra coltre e substrato.

**per Sezione K:** i S104bis – rileva un movimento della coltre superficiale a circa 4-5m da p.c. e un secondo movimento a 7-8m da p.c.

## 5.2.- CONFRONTO TRA RILIEVI INCLINOMETRICI E SEZIONI STRATIGRAFICHE

Per opportuno confronto, sulle tavole TAV.2 e TAV.2.1 vengono riportati per le sezioni SEZ. 4bis e SEZ. K i log stratigrafici dei sondaggi disponibili e le “elaborazioni differenziali locali dal basso” estratte dai rapporti inclinometrici ritenuti significativi.

### 5.3.- INFLUENZA SPOSTAMENTI-EVENTI PLUVIOMETRICI

Si è poi proceduto a ricercare l'esistenza o meno di una correlazione tra spostamenti ed eventi meteorici.

Per tale motivo si sono consultati gli ANNALI IDROLOGICI messi a disposizione dal SERVIZIO IDROMETEOROLOGICO-AREA IDROLOGIA della AGENZIA REGIONALE PREVENZIONE E AMBIENTE -REGIONE EMILIA ROMAGNA.

Sono state considerate le stazioni di Porretta e Riola di cui si riportano, sulla seguente tabella, i dati rispettivi e quelli mediati , ovvero quelli impiegati per la costruzione dei diagrammi di confronto riportati sulla tavola **TAV.1**.

Dall'esame dei diagrammi sulla **TAV. 2** si nota che la dinamica dei movimenti è influenzata dagli eventi meteorici più intensi e mostra una lenta tendenza evolutiva tra un evento e l'altro.





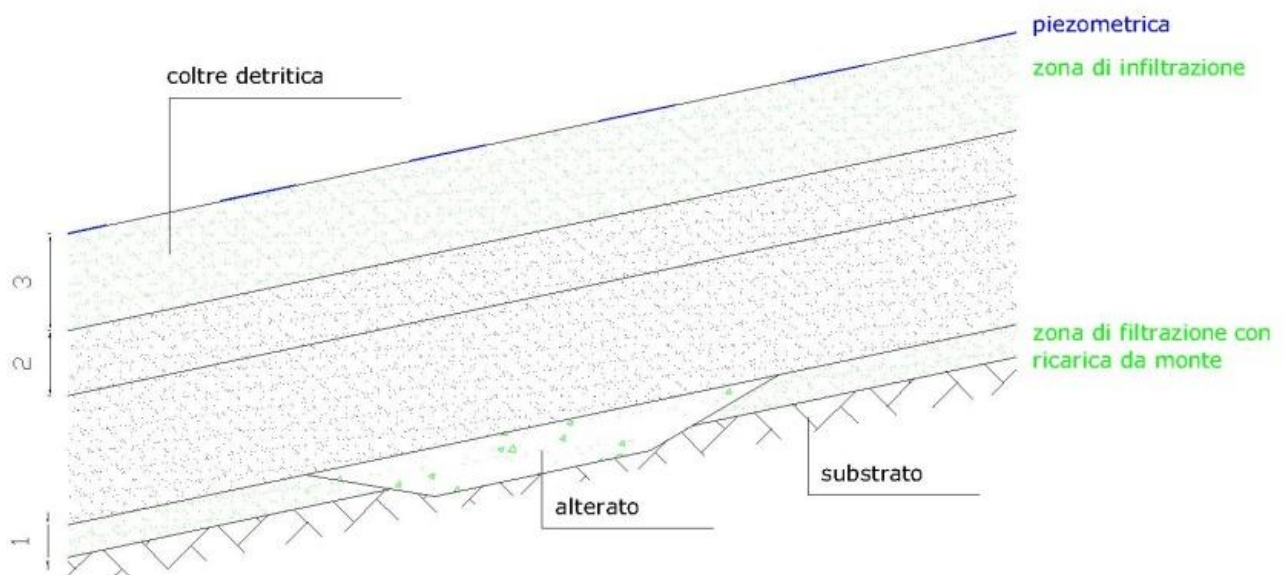
#### 5.4.- MODELLAZIONE PENDIO

Visti l'assetto complesso della formazione, la sua disomogeneità sotto il profilo idrogeologico, la natura argillosa dei terreni costituenti il pendio e quindi la ridotta permeabilità degli stessi, è ragionevole prevedere l'instaurarsi di un certo regime di pressioni neutre che influenzi il livello di deformazione del pendio medesimo.

Considerando che gli inclinometri i S802 e i S104bis mostrano sia un movimento superficiale sia un movimento più profondo nella coltre detritica e che risulta un certo legame tra dinamica degli spostamenti ed eventi pluviometrici, sono stati dapprima elaborati tre modelli che tengono in considerazione gli aspetti sopra citati con particolare riferimento alla Sezione 4bis. Successivamente è stata presa in considerazione la Sezione K che, a differenza della precedente, risulta già stata oggetto di precedenti interventi di consolidamento (gabbioni su pali) e rimaneggiamento morfologico della parte superficiale.

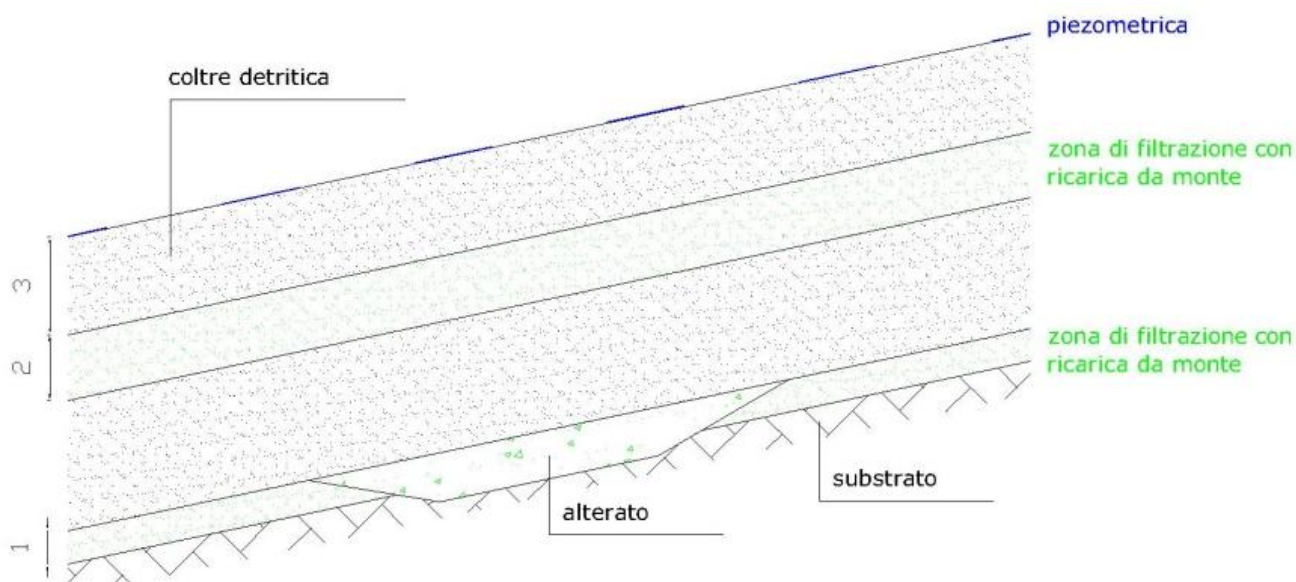
##### MODELLI SEZIONE 4bis

Nel **primo modello (CASO A)** che simula una condizione in periodo piovoso, si considera uno spessore superficiale di coltre soggetto a infiltrazione di acque meteoriche e uno spessore al contatto tra coltre e substrato soggetto a filtrazione con ricarica da monte. Il regime di pressioni neutre è pilotato da una piezometrica ipotizzata a piano campagna.



CASO A

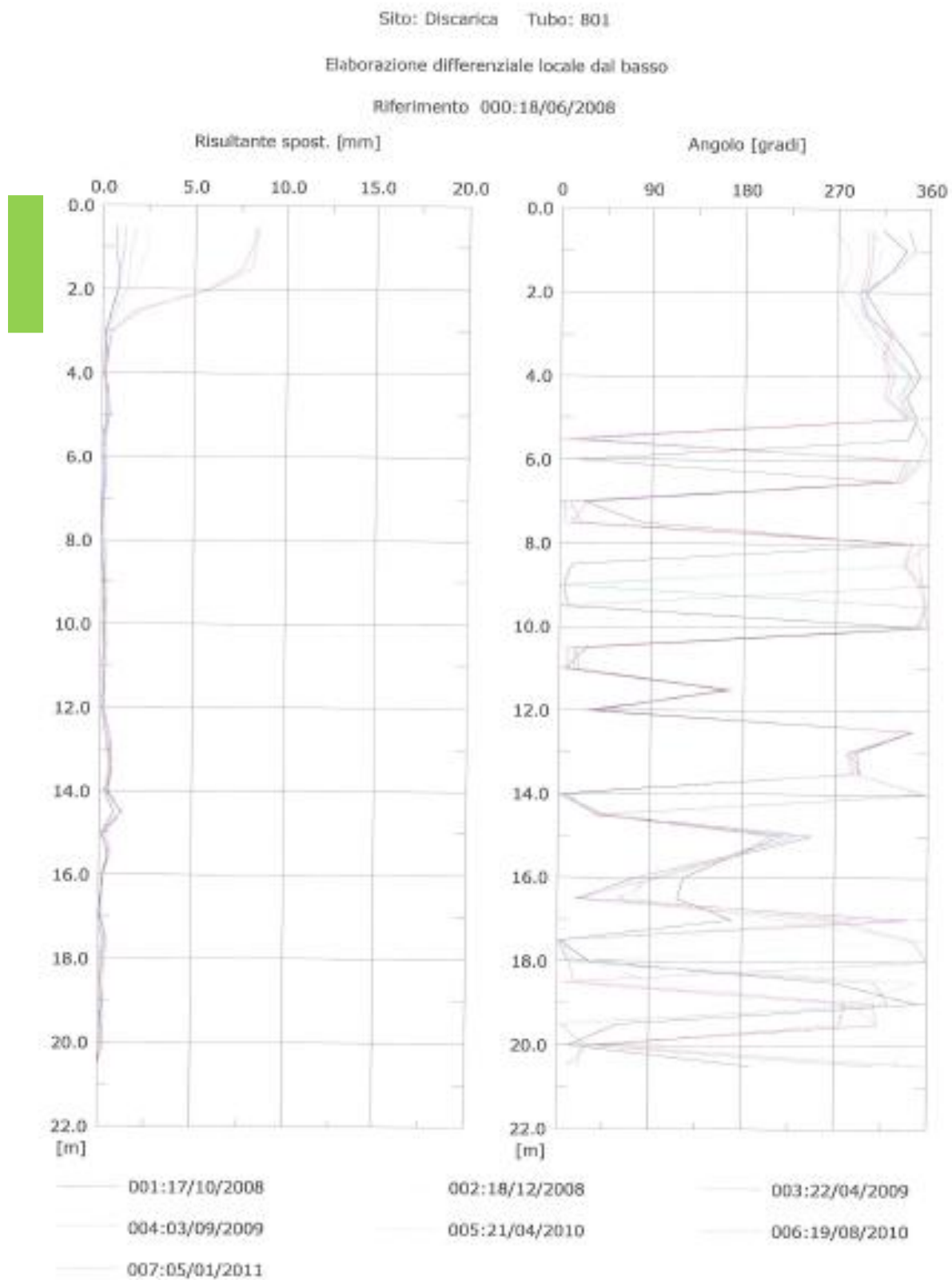
Nel **secondo modello (CASO B)** che simula una condizione post evento piovoso, si considera sia uno spessore intermedio alla coltre sia uno al contatto tra coltre e substrato soggetti entrambi a filtrazione e ricarica da monte. Anche in questo modello Il regime di pressioni neutre è pilotato da una piezometrica ipotizzata a piano campagna.



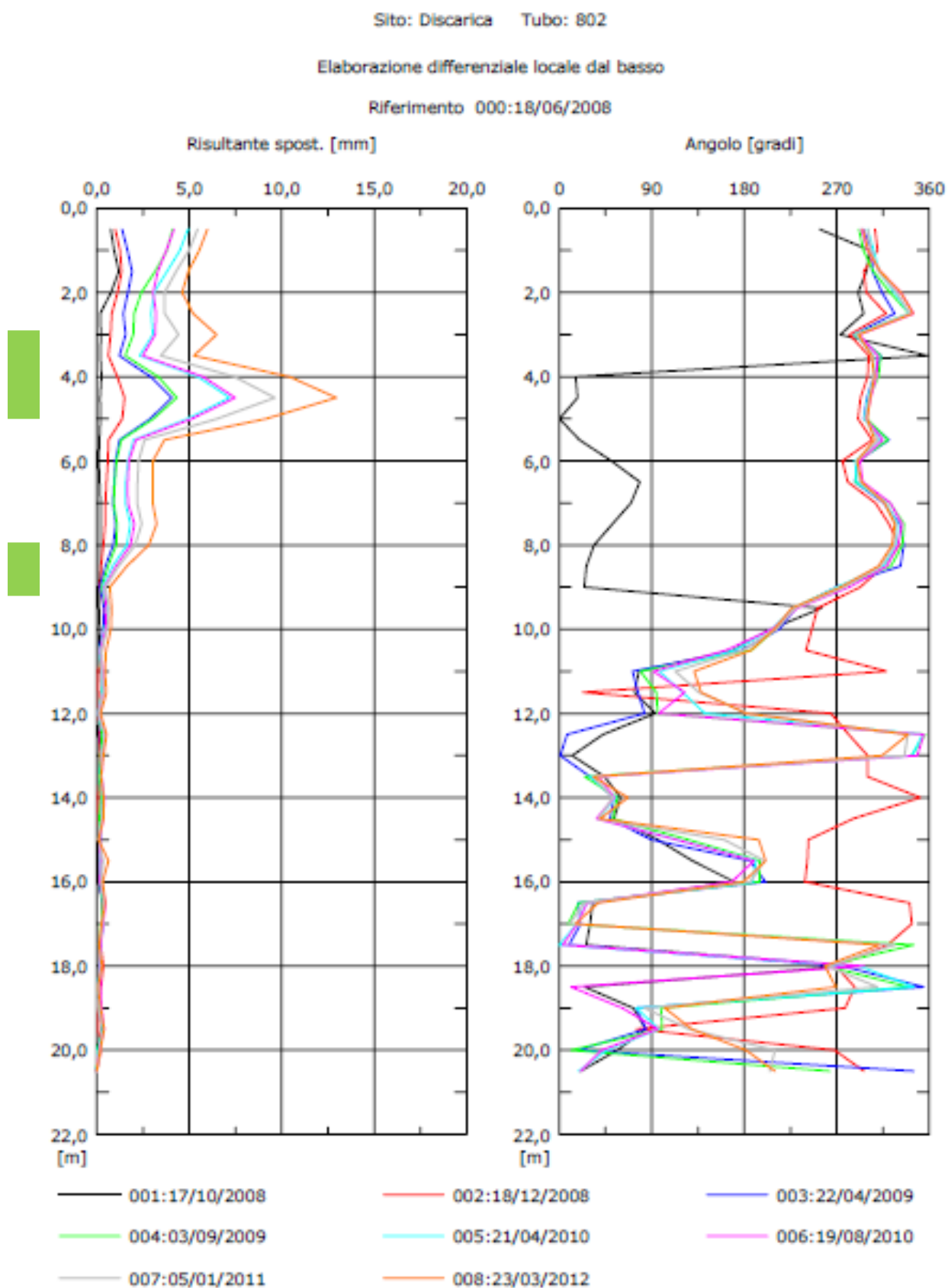
### CASO B

La dimensione degli spessori di coltre interessata da infiltrazione e filtrazione con ricarica da monte sono stati ipotizzati osservando le quote ove i diagrammi inclinometrici indicano movimento. Di seguito si riportano i diagrammi inclinometrici di riferimento:

**Inclinometro 801** in verde segnate le zone di filtrazione/infiltrazione ipotizzate

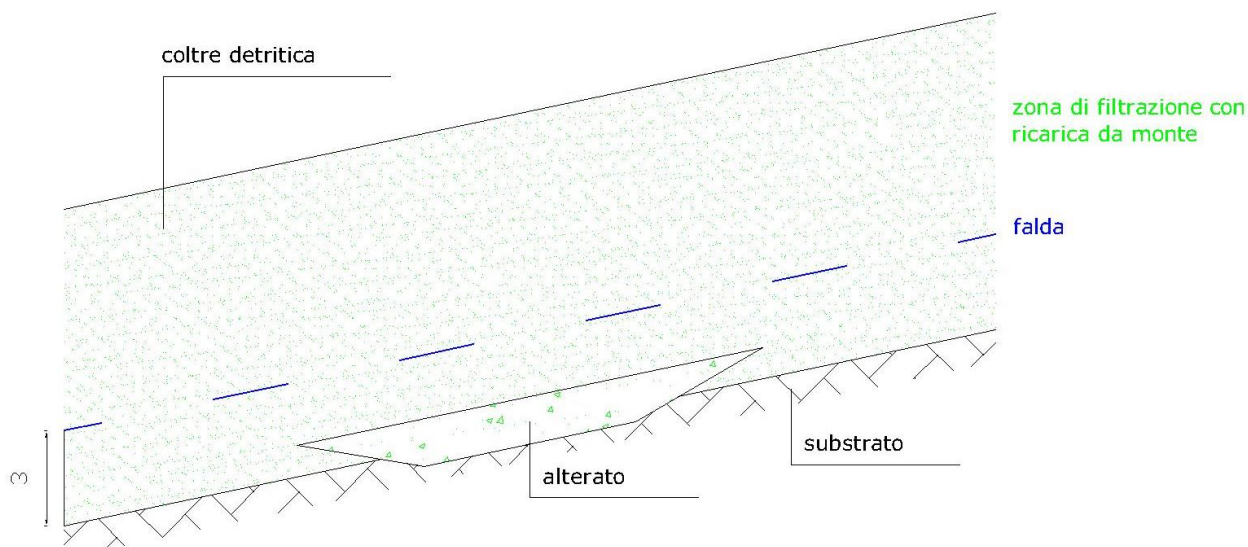


**Inclinometro 802** in verde segnate le zone di filtrazione/infiltrazione ipotizzate



**Tecnospennino s.r.l.**

Nel **terzo modello (CASO C)** si considera solo la presenza di una falda con battente pari a circa 3m da tetto substrato.



CASO C

Tale modello rispecchia la lettura disponibile dei piezometri presenti in sito effettuata il 5 aprile 2012.

Vengono considerati i piezometri S3 ed S4 più prossimi all'area in studio.

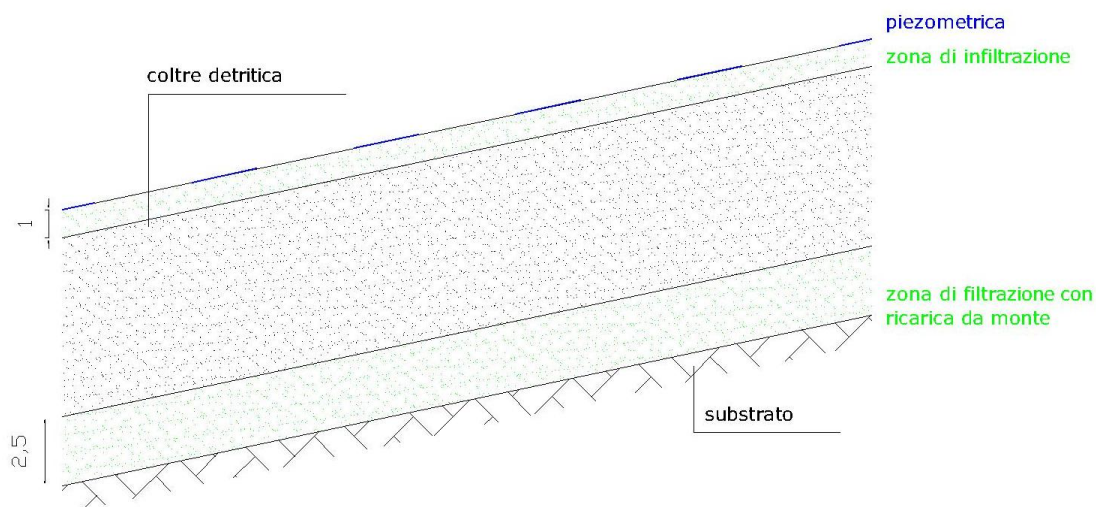
LIVELLI IDRICI AL 5 aprile 2012	
Piezometri	m da p.c.
S3	-7,87
S4	-5,11
S6	-19,06
S7	-3,84

#### MODELLI SEZIONE K

Si premette che i modelli di seguito individuati si discostano da quelli precedentemente descritti per la Sezione 4bis in quanto lungo la sezione K sono già state condotte operazioni di consolidamento con gabbionate e allineamenti di pali nonché movimenti terra per regolarizzazione delle scarpate.

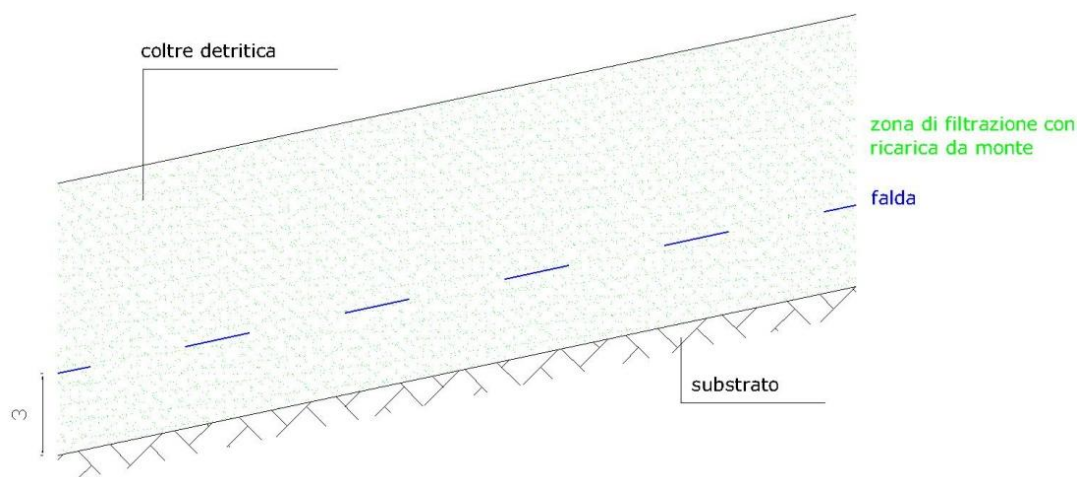
Nel **primo modello (CASO AK)** che simula una condizione in periodo piovoso, si considera uno spessore superficiale di coltre soggetto a infiltrazione di acque meteoriche e uno spessore al contatto tra coltre e substrato soggetto a filtrazione con ricarica da monte. Il regime di pressioni neutre è pilotato da una piezometrica ipotizzata a piano campagna.





CASO AK

Nel **secondo modello (CASO CK)** si considera solo la presenza di una falda con battente pari a circa 3m da tetto substrato (vedasi livelli idrici – piezometri S3 ed S4 – precedentemente riportati).



CASO CK

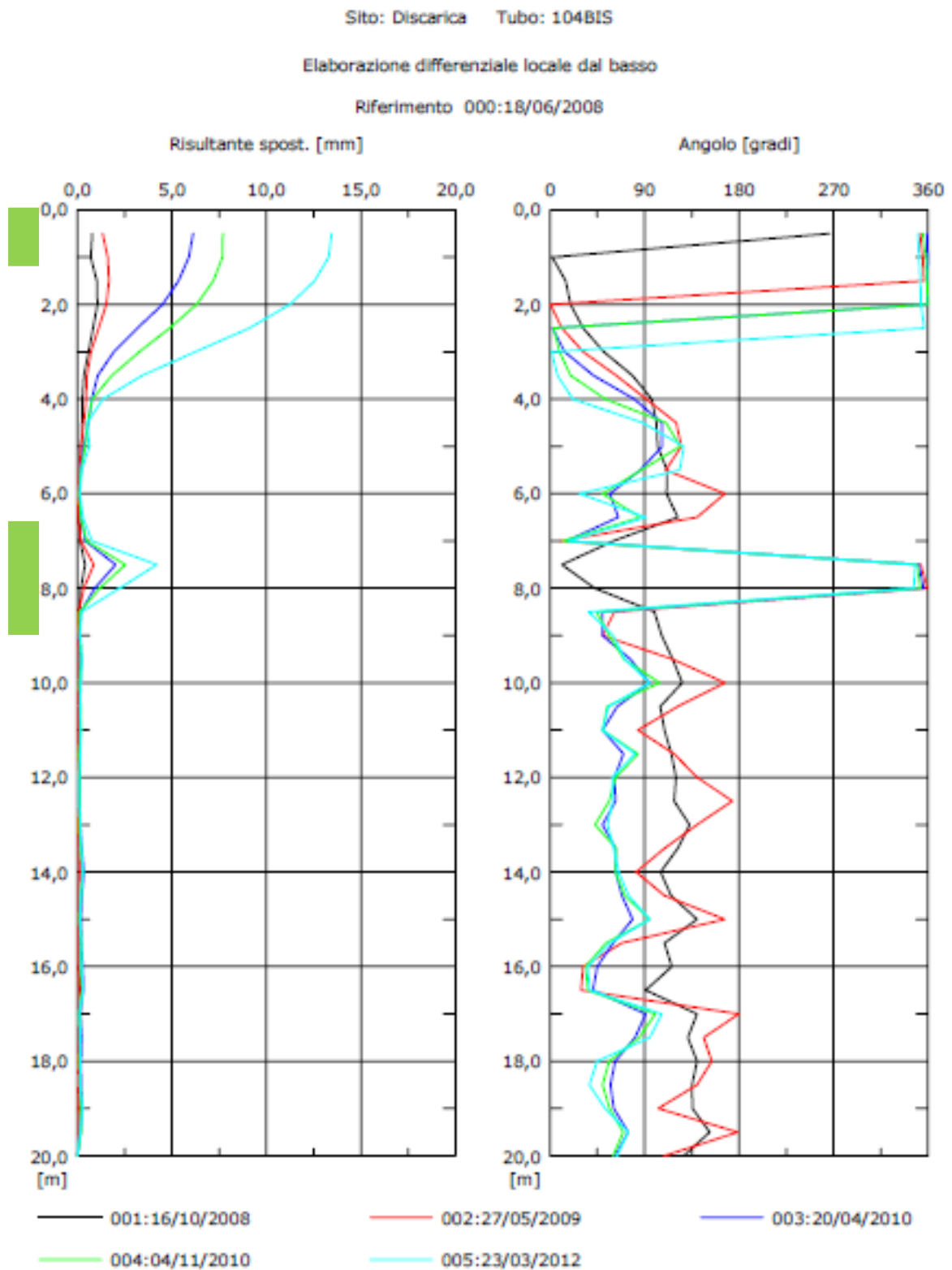
Si precisa che il battente per il modello CASO CK è stato ipotizzato di 3m con criteri analoghi con quelli espressi precedentemente per il modello C adottato per la sezione 4bis.

Invece la dimensione degli spessori di coltre interessata da infiltrazione e filtrazione con ricarica da monte adottati per il modello CASO AK sono stati ipotizzati sia osservando le quote ove i diagrammi inclinometrici indicano movimento sia considerando che il terreno superficiale è stato recentemente rimaneggiato e quindi pur soggetto a infiltrazione risulta proporzionalmente meno incline a trattenere acqua essendo favorito il deflusso sub superficiale.

Di seguito si riporta il diagramma inclinometrico di riferimento:



**Inclinometro 104bis** in verde segnate le zone di filtrazione/infiltrazione (Modello AK – Sezione K)



**Tecnoappennino s.r.l.**

## 6.- ANALISI DI STABILITA'

### 6.1.-INDIVIDUAZIONE SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO ATTUALI (IN ASSENZA DI SISMA, SENZA OPERE DI CONSOLIDAMENTO E DRENAGGIO)

Le sezioni su cui è stata eseguita l'analisi di stabilità sono la SEZ. 4bis (dalla testa del V Settore di ampliamento fino alla sommità di monte del pendio) e la SEZ. K (dalla testa del V Settore di ampliamento fino al piede del tunnel alla base della Vasca 7 esistente); le citate sezioni in analisi sono riportate sulla planimetria della tavola **TAV. 1** e complete di stratigrafia sulla tavola **TAV. 2 e TAV. 2.1**.

Per ricercare le superfici con minore valore di  $F_s$  passanti in prossimità delle quote di spostamento indicate dagli inclinometri installati attualmente lungo il pendio è stato impiegato il software di calcolo automatico SSAP 2010 che adotta il motore di ricerca delle superfici "sniff random search". Il metodo impiegato è quello di Jambu rigoroso (completo).

Implementando nel programma i modelli descritti nel paragrafo precedente dapprima si individuano le rispettive superfici di scivolamento a coefficiente di sicurezza minimo  $F_s$  in condizioni statiche (assenza di sisma) e nello stato attuale senza opere di consolidamento e drenaggio.

Con riferimento alle sezioni stratigrafiche e alle superfici individuate riportate nell'**ALLEGATO 1**, i coefficienti di sicurezza allo scivolamento risultano:

#### Sezione 4bis

CASO A	$F_s = 1,288$
CASO B	$F_s = 1,212$
CASO C	$F_s = 1,703$

#### Sezione K

CASO AK	$F_s = 1,208$
CASO CK	$F_s = 1,729$

*Il pendio risulta quindi verificato all'equilibrio limite. Tale fatto non è da considerare contraddittorio con i movimenti mostrati dagli inclinometri, in quanto le verifiche all'equilibrio limite (LEM), quali quelle effettuate, non danno indicazioni sul livello deformativo del pendio stesso sebbene quest'ultimo sia da aspettarsi crescente al diminuire del coefficiente di sicurezza  $F_s$ .*

Infine si è proceduto, con metodo pseudo statico, alla verifica in condizioni sismiche agli Stati limite Ultimi di Collasso e Vita, ovvero impiegando i seguenti coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticali  $k_v$ :

SLV	$k_h = 0,098$	$k_v = 0,5 \cdot k_h$
SLC	$k_h = 0,109$	$k_v = 0,5 \cdot k_h$

I coefficienti di sicurezza individuati SLV-SLC sono i seguenti:

#### Sezione 4bis

CASO A	$F_s = 0,913 - 0,883$
CASO B	$F_s = 0,849 - 0,821$
CASO C	$F_s = 1,183 - 1,143$

#### Sezione K

CASO AK	$F_s = 0,840 - 0,818$
CASO CK	$F_s = 1,264 - 1,226$

Viste le premesse di cui sopra, rimandando all'**ALLEGATO 1**, si avanzano le seguenti osservazioni:

#### SEZIONE 4bis

- Il **Modello CASO A** simula una condizione in periodo piovoso; considera uno spessore superficiale di coltre soggetto a infiltrazione di acque meteoriche e uno spessore al contatto tra coltre e substrato soggetto a filtrazione con ricarica da monte. Il regime di pressioni neutre è pilotato da una piezometrica ipotizzata a piano campagna. ***In particolare si osserva che la superficie di scivolamento individuata con l'analisi numerica SSAP 2010 è prossima alle quote di movimento individuate dall'inclinometro i S801 posto nella porzione a monte del pendio e dall'inclinometro i S802 (movimento profondo).***
- Il **Modello CASO B** simula una condizione post evento piovoso; considera sia uno spessore intermedio alla coltre sia uno al contatto tra coltre e substrato soggetti entrambi a filtrazione e ricarica da monte. Anche in questo modello Il regime di pressioni neutre è pilotato da una piezometrica ipotizzata a piano campagna. ***In particolare si osserva che la superficie di scivolamento individuata con l'analisi numerica SSAP 2010 è prossima alle quote di movimento individuate dagli inclinometri i S801 e i S802 (movimento superficiale).***
- Il **Modello CASO C** considera solo la presenza di una falda con battente pari a circa 3m da tetto substrato. ***In particolare si osserva che la superficie di scivolamento individuata con l'analisi numerica SSAP 2010 ha un coefficiente di sicurezza all'equilibrio limite molto elevato che meno giustifica le deformazioni rilevate dagli inclinometri .***

Per quanto sopra si è scelto di adottare le superfici globali individuate adottando il Modello Caso A e il Modello Caso B che ricalcano più fedelmente i movimenti segnalati dagli inclinometri.

#### SEZIONE K

- Il **Modello CASO AK** simula una condizione in periodo piovoso; considera uno spessore superficiale di coltre soggetto a infiltrazione di acque meteoriche e uno spessore al contatto tra coltre e substrato soggetto a filtrazione con ricarica da monte. Il regime di pressioni neutre è pilotato da una piezometrica ipotizzata a piano campagna. ***In particolare si osserva che la superficie di scivolamento individuata con l'analisi numerica SSAP 2010, dapprima senza opera esistente (gabbioni su pali) e poi con opera esistente installata (superficie imposta), è prossima alla quota di movimento inferiore individuata dall'inclinometro i S104bis.***
- Il **Modello CASO CK** considera solo la presenza di una falda con battente pari a circa 3m da tetto substrato. ***In particolare si osserva che la superficie di scivolamento individuata con l'analisi numerica SSAP 2010, già con opera esistente installata, è prossima alla quota di movimento superficiale individuata dall'inclinometro i S104bis.***

Si è scelto di adottare il Modello CASO AK dato che è prossimo alla quota dello scivolamento più profondo come individuata dall'inclinometro i S104bis.

I tabulati delle precedenti analisi di stabilità (con SSAP 2010) sono riportati nell'**ALLEGATO 3.1**.

## 6.2.- RICERCA DELLE SUPERFICI A FS MINIMO CON OPERE DI CONSOLIDAMENTO INSTALLATE E DRENAGGI EFFICIENTI

Per verificare la stabilità del pendio, ipotizzando le opere di consolidamento e di drenaggio, proposte dai progettisti, già eseguite ed efficienti, è stata impiegata la procedura di calcolo automatico AZTEC - STAP FULL Ver. 11.00 adottando il metodo di Jambu semplificato nelle condizioni drenate.

Nella seguente analisi di stabilità, come concordato con i Progettisti TecnoAppennino, le opere di consolidamento sono state ipotizzate come allineamenti discontinui di pali (considerati come incremento di resistenza a taglio equivalente) aventi le seguenti caratteristiche:

### Sezione 4bis:

sezione 4bis: opere di consolidamento					
tipo	opera	diam.(m)	passo (m)	L (m)	% armatura (*)
allineamento di pali	P1.1	1	1,5	20,00	1
	P1.2	0,8	1,5	20,00	1
	P1.3	0,8	1,5	20,00	1
allineamento di pali	P2.1	0,8	1,5	20,00	1
	P2.2	0,8	1,5	20,00	1
allineamento di pali	P3	0,8	1,5	20,00	1
allineamento di pali (fondazione gabbionata)	G1	0,4	0,8	10,00	2
	G2	0,4	0,8	10,00	2
	G3	0,4	0,8	10,00	2
(*)la % di armatura è di primo tentativo					

### Sezione K:

sezioneK: opere di consolidamento (solo G1 esistente)					
tipo	opera	diam.(m)	passo (m)	L (m)	% armatura (*)
allineamento di pali	P1	0,8	1,5	15,00	1
	P2	0,8	1,5	15,00	1
<b>Opera esistente:</b> allineamento di pali (fondazione gabbionata)	G1	0,4	0,8	10,00	2
allineamento di pali	P3	0,8	1,5	20,00	1
(*)la % di armatura è di primo tentativo					

Con tale elaborazione si sono ricercati:

- i **livelli piezometrici** da mantenere per ottenere un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $F_s = 1,1$  con opere eseguite e drenaggi efficienti;
- le **reazioni** per metro lineare che le opere, nella condizione suddetta, devono fornire per mantenere il coefficiente di sicurezza ottenuto dalle varie analisi.

L'analisi è stata condotta, sia per la sezione 4bis sia per la sezione K, secondo le seguenti tipologie:

#### ANALISI GLOBALE

- CON SUPERFICIE IMPOSTA, ovvero con le superfici di scivolamento ricavate dai modelli di cui al paragrafo precedente;

#### ANALISI LOCALE

- CON RICERCA AUTOMATICA delle superfici di scivolamento a coefficiente minimo a cavallo delle opere di consolidamento e negli intervalli tra le opere stesse.

## 7.- RISULTATI DELLE ANALISI

### 7.1.- GRAFICI E TABELLE CON $F_s$ INDIVIDUATI E STIMA DELLE SPINTE SULLE OPERE

Di seguito si riassumono i coefficienti di sicurezza allo scivolamento ottenuti dalla analisi di stabilità operata con AZTEC STAP e le Reazioni Opere, **nell'ipotesi di presenza di sisma (SLV e SLC), drenaggi superficiali e profondi attivi ed efficienti.**

#### LEGENDA TABELLE

$F_s$  (SLV) = coefficiente di sicurezza (stato limite vita)

$F_s$  (SLC) = coefficiente di sicurezza (stato limite collasso)

$J_s$  = Metodo di Jambu semplificato

H = quota di passaggio della superficie

R = reazione opera

$H_{max}$  = distanza tra la resistenza massima dell'opera e la superficie di rottura

(- = al di sotto della superficie di scivolamento

+ = al di sopra della superficie di scivolamento)

$R_{max}$  = resistenza massima opera

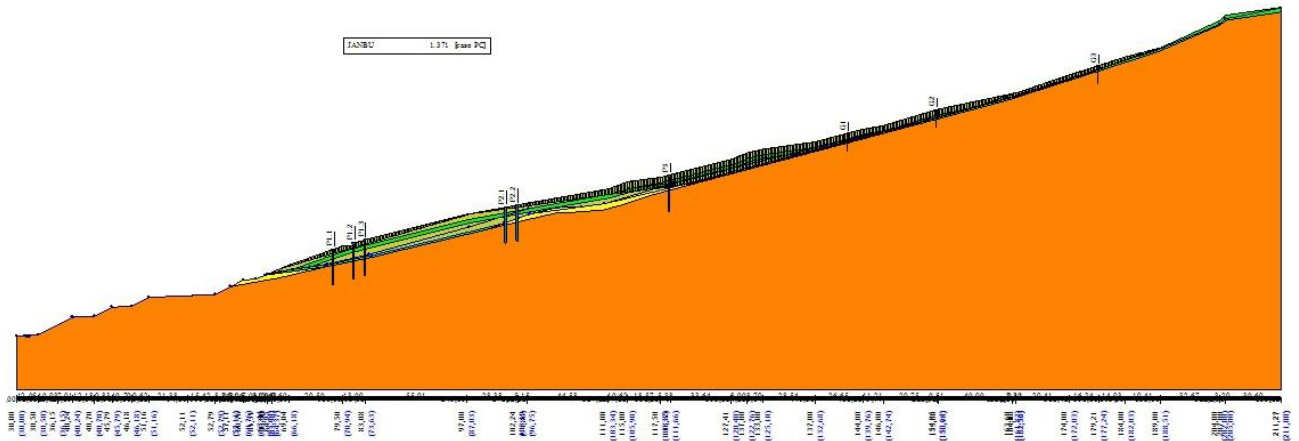
Pi = BARRIERE DISCONTINUE

Gi = GABBIONATE SU BARRIERE DISCONTINUE

i = numero crescente da valle a monte

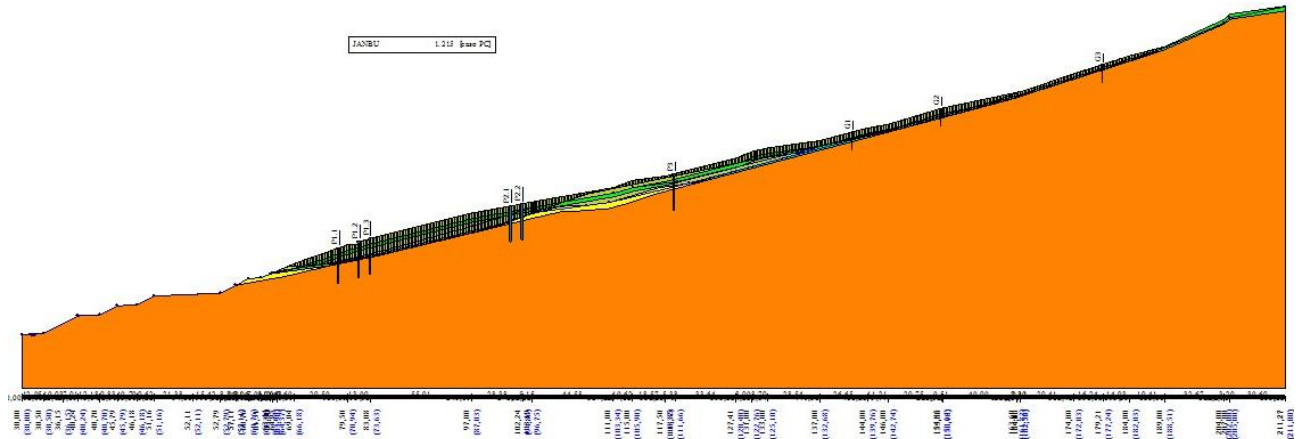
Evidenziando che le **reazioni** individuate dalla procedura AZTEC STAP sono a metro lineare ed applicate alla quota di intersezione tra la superficie di scivolamento e l'opera di seguito, per brevità ma opportuno confronto, si riportano solo quelle individuate dalle ANALISI GLOBALI (per le ANALISI LOCALI si rimanda all'ALLEGATO 2):

**sezione 4bis-VERIFICA GLOBALE (superficie unica) Modello Caso A**



sezione 4bis-superficie unica caso A					
AZTEC STAP FULL 11.00					
FS (SLC) = 1.371 - FS (SLV) = 1,434					
metodo	opera	H(m)	R (kN/m)	H <sub>max</sub> (m)	R <sub>max</sub> (kN/m)
Js	P1.1	2,32	275,77	0,32	276,5
	P1.2	2,53	166,86	-0,47	166,86
	P1.3	2,45	179,68	0,45	183,33
Js	P2.1	0,97	178,97	-1,03	190,64
	P2.2	1,25	190,64	-0,75	190,64
Js	P3	6,17	125,73	4,17	185,97
Js	G1	4,81	62,32	3,31	94,45
Js	G2	4,54	62,27	3,04	92,99
Js	G3	2,26	88,51	-0,24	88,51

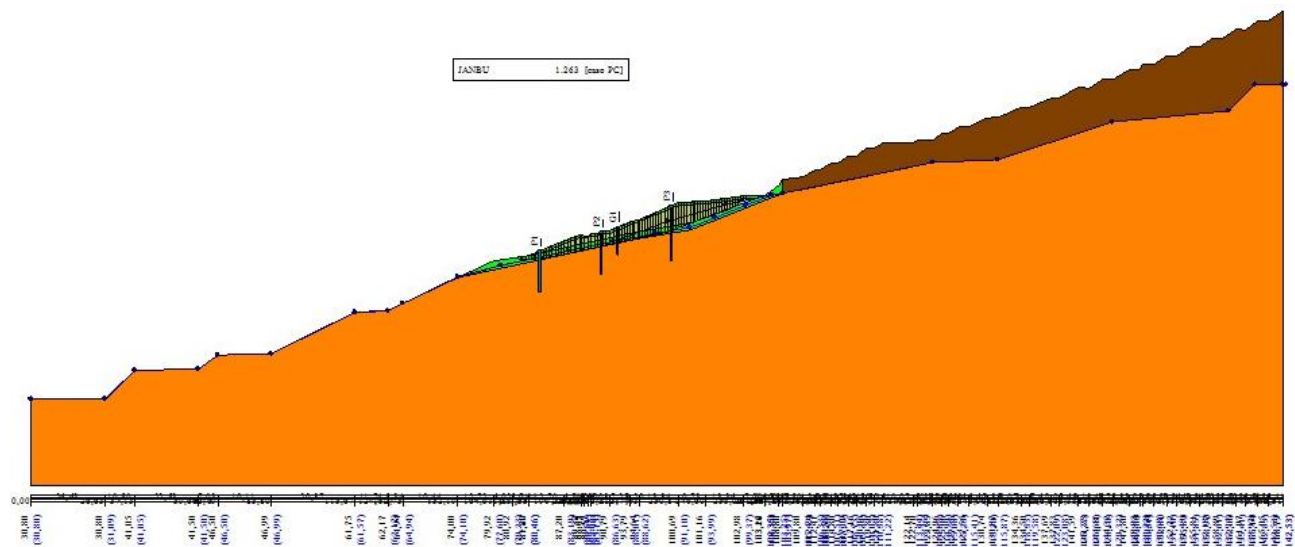
**sezione 4bis-VERIFICA GLOBALE (superficie unica) Modello Caso B**



sezione 4bis-superficie unica caso B					
AZTEC STAP FULL 11.00					
FS (SLC) = 1.215 - FS (SLV) = 1,269					
metodo	opera	H(m)	R (kN/m)	H <sub>rmax</sub> (m)	R <sub>max</sub> (kN/m)
Js	P1.1	8,38	198,46	6,38	276,5
	P1.2	9,8	94,96	6,80	166,86
	P1.3	10,25	91,49	8,25	183,33
Js	P2.1	8,04	103,26	6,04	190,64
	P2.2	7,02	112,68	5,02	190,64
Js	P3	1,26	185,97	-0,74	185,97
Js	G1	4,01	67,9	2,52	94,45
Js	G2	5,21	58,41	3,71	92,99
Js	G3	2,78	87,98	0,28	88,51



**sezione K - VERIFICA GLOBALE (superficie unica) Modello Caso AK**



sezione K - superficie unica					
AZTEC STAP FULL 11.00					
FS (SLC) = 1,263 - FS (SLV) = 1,320					
metodo	opera	H(m)	R(kN/m)	H <sub>rmax</sub> (m)	R <sub>max</sub> (kN/m)
Js	P1	2,85	196,24	-0,16	196,24
Js	P2	5,15	163,21	2,9	185,63
Js	G1	5,65	54,97	4,16	87,75
Js	P3	8,79	99,81	6,78	164,08

Per maggiori dettagli si rimanda

all' **ALLEGATO 2** ove vengono riportati:

- gli schemi grafici delle analisi globali e locali con i coefficienti di sicurezza Fs individuati,
- le **reazioni** per metro lineare che le opere devono fornire per mantenere il coefficiente di sicurezza ottenuto dalle varie analisi;

alla **Tavola TAV. 3** ove vengono indicati:

- i **livelli piezometrici** da mantenere per ottenere un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $F_s = 1,1$  con opere eseguite e drenaggi efficienti;

all'**ALLEGATO 3.2** ove vengono riportati i tabulati di analisi.

## **8.- INDICAZIONI SUI DRENAGGI SUPERFICIALI E PROFONDI**

Come precedentemente illustrato la tipologia di dissesto in analisi risulta fortemente influenzata dal regime delle pressioni neutre che si possono sviluppare entro il corpo in movimento. Una efficace azione di controllo delle pressioni neutre ha pertanto funzione strategica nella definizione degli interventi di stabilizzazione.

Al fine di procedere ad un dimensionamento delle opere di drenaggio del versante, si è fatto riferimento al modello geologico - idrogeologico del versante, così come definito nella Relazione Geologica del progetto definitivo di cui è riportato stralcio nel precedente paragrafo “Aspetti idrogeologici” della presente relazione.

Le opere di drenaggio verranno pertanto ubicate nei domini in cui può avvenire circolazione idrica, ovvero:

- A. entro l'orizzonte di copertura (coltre);**
- B. in corrispondenza del passaggio coltre/substrato, ove si possono verificare flussi idrici localizzati.**

In merito al punto A si osserva che si tratta di unità fortemente disomogenea sotto il profilo idrogeologico, in cui risulta difficile definire un valore univoco, sia in termini di parametri medi ed ancor più di parametri caratteristici del valore di conducibilità idraulica. Da quanto ricavabile dalla Relazione Geologica e concordato con i Progettisti, fatte salve le limitazioni sopra espresse per la coltre si possono stimare valori indicativi di conducibilità idraulica ovviamente maggiori di quelli del substrato argillitico e variabili grossomodo tra  $10^{-6}$  m/s e  $10^{-7}$  m/s.

### **Trincee drenanti**

Sulla scorta degli elementi attualmente disponibili si è proceduto ad un dimensionamento di massima dei sistemi drenanti superficiali.

Stante la variabilità del modello geologico ed idrogeologico, nella presente fase di analisi si è provveduto a definire due situazioni stratigrafiche tipo per il settore sommitale e medio-sommitale, come esemplificato in figura 1.

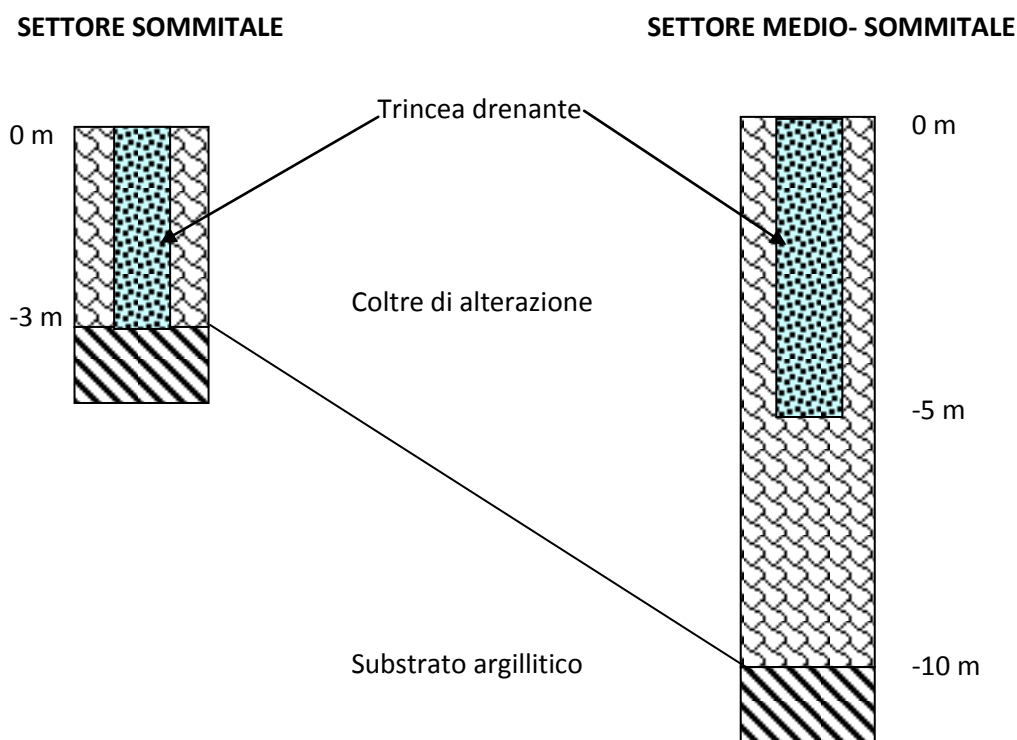


Figura 1: schema dell'assetto stratigrafico tipo dei settori in cui è prevista la realizzazione di opere di drenaggio

Ai fini di un dimensionamento delle trincee drenanti, in considerazione degli elementi disponibili e della variabilità dei parametri idrogeologici che caratterizzano l'ambito oggetto di analisi, si è proceduto alla determinazione dell'interasse delle trincee applicando la formula empirica di Hooghoudt-Donnan, che ha mostrato buona applicabilità nei casi reali. La formula è riportata di seguito, mentre il significato dei termini è illustrato nella seguente figura 2.

$$L = \sqrt{8kDh / p + 4kh^2 / p}$$

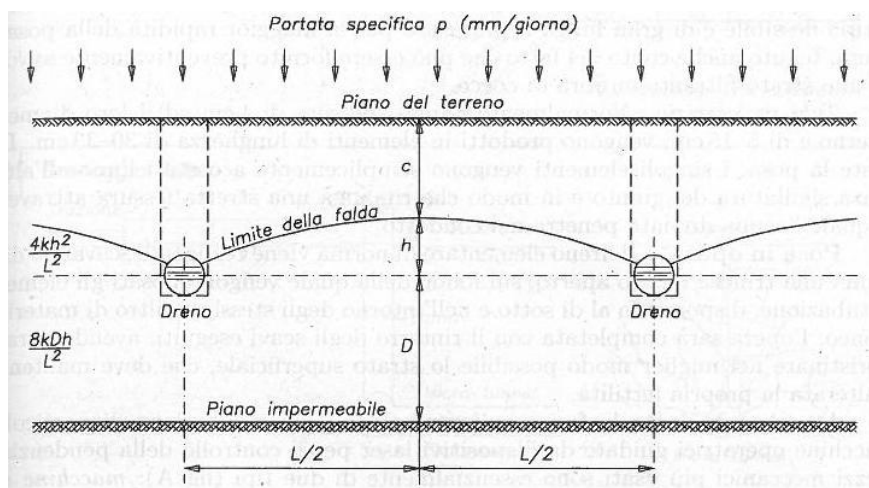


Figura 2: significato dei termini della formula di Hooghoudt-Donnan

Nella definizione dei parametri di ingresso va definita la portata specifica di ingresso.

Essa è stata determinata facendo riferimento ai dati meteorologici resi disponibili dal portale dell'autorità di bacino del fiume Reno (<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/suolo-bacino/sezioni/strumenti-e-dati/pioggia/dati-pioggia>). In esso sono stati ricavati i dati di piovosità media per la stazione di Porretta Terme, sia per il periodo storico delle osservazioni disponibili che per l'ultimo anno di cui vengono resi noti i dati (2004), di seguito riassunti

<b>Stazione di Porretta Terme</b>	<i>Periodo completo di osservazione (89 anni di misure)</i>	<i>Anno 2004</i>
<i>Pioggia media annua (mm)</i>	1238,6	1414,4
<i>n° giorni piovosi</i>	98	107
<i>Pioggia media</i>	12,6 mm/g	13,2 mm/g

Nelle analisi è stata pertanto assunta una portata specifica di ingresso pari a 13,2 mm/giorno.

	<b>Settore sommitale</b>		<b>Settore medio-sommitale</b>	
	$k = 10^{-6} \text{ m/s}$	$k = 10^{-7} \text{ m/s}$	$k = 10^{-6} \text{ m/s}$	$k = 10^{-7} \text{ m/s}$
<i>D (m)</i>	0	0	5	5
<i>h (m)</i>	1	1	1	1
<i>p (mm/giorno)</i>	13,2	13,2	13,2	13,2
<b><i>L = interasse (m)</i></b>	<b>5,1</b>	<b>1,6</b>	<b>17,0</b>	<b>5,4</b>

*Si ricava pertanto una notevole variabilità dell'interasse in funzione dell'effettivo valore di conducibilità idraulica della coltre di alterazione.*

Applicando le formule classiche dell'idrogeologia è possibile fornire una stima della portata emunta dalle trincee per unità di lunghezza delle opere. Nello specifico il raggio di influenza è stato calcolato applicando la formula di Sichard, mentre il calcolo delle portate è stato calcolato per falda freatica con flusso da una sola parte (caso di più trincee parallele) e per trincee complete nel settore sommitale ed incomplete per il settore medio-sommitale.

	Settore sommitale		Settore medio-sommitale	
	$k=10^{-6} \text{ m/s}$	$k=10^{-7} \text{ m/s}$	$k=10^{-6} \text{ m/s}$	$k=10^{-7} \text{ m/s}$
$H \text{ (m)}$	3	3	10	10
$h_o \text{ (m)}$	0,5	0,5	5,5	5,5
$R = \text{lunghezza influenza}$ $\text{(m)}$	4,4	1,4	7,9	2,5
$q_o = \text{portata per metro}$ $\text{di trincea (m}^2\text{/s)}$	$9,9 \cdot 10^{-7}$	$3,1 \cdot 10^{-7}$	$3,8 \cdot 10^{-6}$	$1,2 \cdot 10^{-6}$

Considerando anche il notorio ritardo nel raggiungimento del funzionamento a regime delle opere di drenaggio superficiale, da quanto sopra si evince che queste ultime potrebbero non essere in grado di mantenere i livelli piezometrici alle quote individuate dalle analisi di stabilità, ovvero quelle necessarie per rispettare il coefficiente di sicurezza minimo stimato e riportate sulla tavola **TAV. 3** a cui si rimanda.

Andranno quindi previsti anche drenaggi profondi (con aste tubolari fessurate e/o pozzi) che siano in grado di contribuire a mantenere la piezometrica ai livelli di sicurezza.

In particolare la funzione di abbattimento delle pressioni neutre fornita dalle aste drenanti dovrà essere applicata soprattutto a monte delle opere di consolidamento; analoga funzione sarà demandata ai pozzi che andranno posizionati nei settori compresi tra le opere di consolidamento, ovvero tra un allineamento e il successivo.

#### **Aste drenanti tubolari (microdreni) e pozzi drenanti**

La trattazione analitica del processo di drenaggio conseguente alla realizzazione di aste drenanti tubolari (microdreni) richiede la definizione di un numero di variabili assai elevato. In tale fase di analisi si è pertanto optato per la definizione di indirizzi utili alla definizione delle caratteristiche dimensionali generali di tali opere.

Le aste drenanti tubolari per svolgere appieno la propria funzione di abbattimento delle pressioni neutre richiedono di essere estese sino a raggiungere gli orizzonti sede di filtrazione. Sulla base dell'assetto idrogeologico definito nella Relazione Geologica, risulta necessario che le aste drenanti tubolari siano spinte sino ad intercettare il contatto tra coltre (o alterato) ed il sottostante substrato argillitico. Dal

momento che nel settore di realizzazione delle opere strutturali la coltre mostra spessori di 10 – 12 m, considerando un'inclinazione media del pendio pari a  $12^{\circ}$ - $15^{\circ}$ , sulla scorta di semplici considerazioni geometriche si giunge a determinare una lunghezza delle aste drenanti tubolari di 40 - 50 m.

Come riportato nelle trattazioni scientifiche inerenti il dimensionamento di sistemi di aste drenanti tubolari (vedi ad esempio *Desideri et al., 1997*), affinché ci si possa ricondurre al caso di analisi in condizioni di flusso bidimensionale (e pertanto per poter escludere, in fase di dimensionamento del sistema drenante, gli effetti tridimensionali di richiamo di acque di filtrazione da settori di versante posti lateralmente alle opere di drenaggio) l'interasse tra le aste drenanti deve essere inferiore al 20% della lunghezza delle aste stesse. Per il caso in esame risulta pertanto **un interasse massimo di 8-10 m tra le aste drenanti tubolari**.

Riconducendosi al caso di trattazione bidimensionale del problema, secondo gli schemi semplificati riportati in *Desideri et al., 1997*, i cui caratteri geometrici salienti sono riportati in figura 3, è possibile fornire solo indicazioni di massima sull'efficienza attesa del sistema di drenaggio data la notevole variabilità dei parametri idrogeologici della coltre, come documentato nella relazione geologica esaminata.

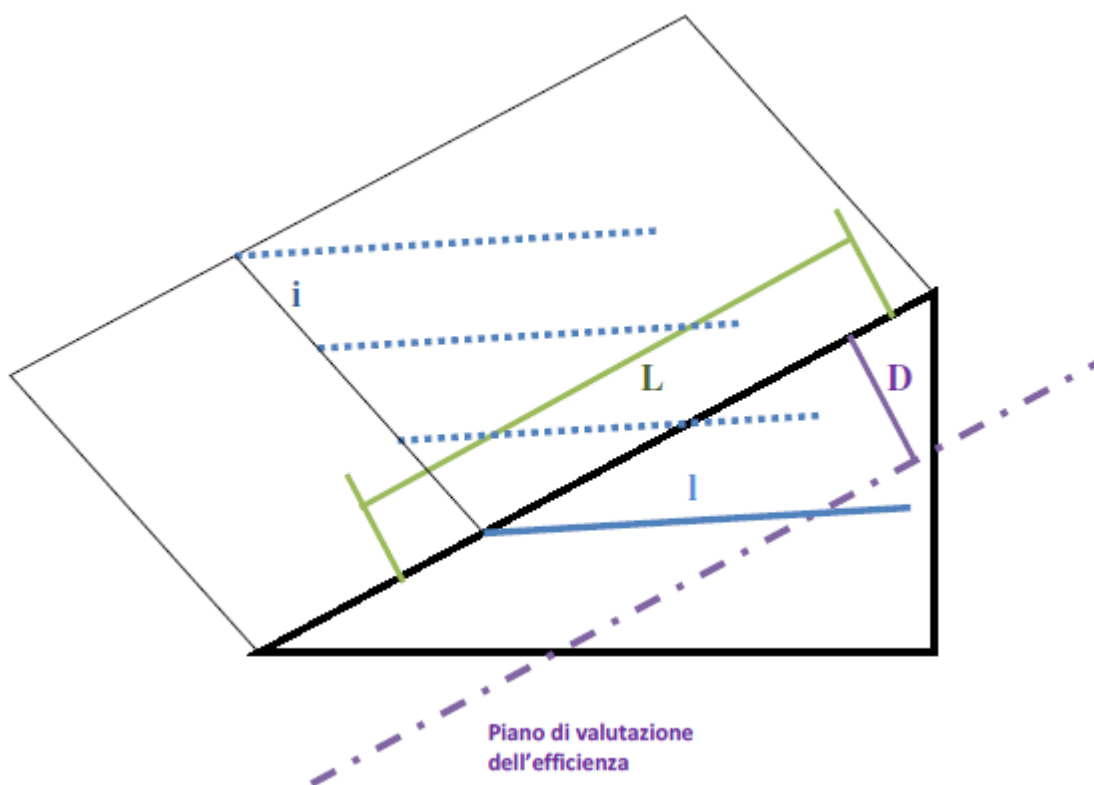


Figura 3: schema di installazione dei dreni (ridisegnato da *Desideri et al. 1997*)

Considerando una lunghezza di pendio (L) nel quale si intende ridurre le pressioni neutre prossima alla distanza tra le opere di consolidamento in progetto, e cioè di circa 70-80 m, il rapporto  $l/L$  assume valori di 0,7.

Il rapporto tra la profondità del piano su cui valutare gli effetti del sistema di drenaggio (D) e la lunghezza L è di 0,15. Tale situazione ricade nella casistica di zone di interesse, su cui abbattere le pressioni neutre, di tipo superficiale ( $D/L = 0,15 - 0,4$ ). In tale casistica l'incremento di efficienza del sistema di dreni è particolarmente significativo sino a quando la lunghezza dei dreni l è minore della lunghezza L.

Per la casistica in esame l'ubicazione del sistema di dreni risulta ottimale e cioè mostra la massima efficienza per dreni posti all'inizio del tratto di pendio in cui si intende abbattere le pressioni neutre.

Per quanto attiene i **pozzi di drenaggio**, al fine di ottenere un grado di abbattimento delle pressioni neutre pari a quello ricercato, e considerando un valore mediato del coefficiente di permeabilità della coltre, in prima battuta si ricava un raggio di influenza delle opere di drenaggio pari a 15 m. Si desume pertanto un interesse massimo tra le opere di drenaggio profonde (pozzi drenanti) pari a 30 m.

Va infine evidenziato che le esperienze sul campo, così come anche riportato in letteratura tecnica specifica per opere di questo tipo (trincee drenanti, aste drenanti, confermano che spesso sono le particolari condizioni locali, riscontrabili solo direttamente in corso d'opera, quelle che indirizzano verso le ottimizzazioni della distribuzione, del posizionamento e delle dimensioni necessarie per ottenere i risultati cercati.

## 9.- CONCLUSIONI

Dalle caratteristiche geomorfologiche, geologiche e geotecniche riportate nel presente elaborato, dedotte dagli studi precedentemente condotti dai Progettisti e rielaborate in funzione della analisi di stabilità condotte portano a delineare la condizione attuale del pendio.

Il tratto di pendio in studio è caratterizzato da un substrato argillitico compatto su cui poggia una coltre detritica che in superficie è sagomata da zone di accumulo testimoniando precedenti movimenti gravitativi complessi attualmente quiescenti.

Si notano infatti nella parte sommitale fenomeni di tipo colamento lento di terra. Questa ha una morfologia locale articolata a causa dell'instaurarsi di lenti movimenti superficiali. A questo aspetto una volta degradata la copertura vegetazionale, si associano fenomeni di erosione superficiale alimentati dalle acque di ruscellamento che hanno facile azione sui terreni con permeabilità molto bassa, quali quelli presenti.

Presso la porzione medio-sommitale del versante, laddove è presente una copertura vegetazionale stabile, si possono leggere lievi ondulazioni longitudinali riconducibili a movimenti superficiali della coltre detritica.

Da queste osservazioni appare che la causa principale della vulnerabilità del pendio è l'infiltrazione d'acqua. Tale acqua una volta infiltratasi nella coltre detritica potrebbe alimentare la naturale circolazione idrica

tipica dei terreni a bassa permeabilità. Fenomeni di filtrazione lungo le superfici di contatto tra coltre e substrato possono provocare l'instaurarsi e un successivo aumento di pressioni interstiziali.

Il livello di stabilità del versante è tenuto sotto controllo da un sistema di monitoraggio inclinometrico installato da alcuni anni. Le letture del monitoraggio individuano sia deformazioni superficiali della coltre sia deformazioni più profonde al contatto tra coltre e substrato compatto.

Dato che lo scavo previsto per l'ampliamento della discarica andrà ad interessare il piede del versante a monte del V settore, con le analisi di stabilità condotte è stato valutato il livello di "disturbo" che le operazioni di scavo potrebbero apportare alla stabilità del suddetto tratto di versante.

Rimandando ai paragrafi specifici della presente relazione si può sintetizzare che dalle analisi di stabilità condotte sulla base dei modelli illustrati precedentemente, appare che il pendio è stabile in condizioni statiche ma è vulnerabile all'aumento di pressioni interstiziali e a livelli di sisma pari a quelli imposti dalla Normativa.

Pertanto di seguito si elencano le conclusioni a cui il presente elaborato porta:

- per ridurre la vulnerabilità del versante risulta utile salvaguardare la continuità delle coltri erbose.
- Dalle analisi di stabilità risulta essenziale contrastare le sovrappressioni neutre che si dovessero generare anche localmente e soprattutto lungo la superficie di contatto tra substrato e coltre.
- Per contrastare l'evoluzione delle deformazioni andranno previste opere di consolidamento che si intestino nel substrato argillitico compatto.

Le opere di consolidamento previste dal progetto presentato, alla cui definizione il presente studio ha concorso, sono in linea con le esigenze e gli obiettivi sopra elencati

#### 9.1- MONITORAGGIO CONTINUO DEL VERSANTE E DELLE OPERE DI CONSOLIDAMENTO

Infine va sottolineato che nel corso di realizzazione delle opere dovranno essere mantenute cautele particolari presso e a monte delle zone di scavo, ovvero mantenere sotto controllo il regime idraulico superficiale e proteggere dalle infiltrazioni le zone ove la coltre erbosa è più rada o assente e, in corso d'opera, gli scavi aperti. Con la stessa attenzione si dovrà procedere ad opere ultimate e drenaggi in esercizio, ovvero andrà esteso e perfezionato il sistema di monitoraggio topografico/inclinometrico delle opere per testarne eventuali assestamenti nonché piezometrico per poter mantenere sotto controllo l'efficienza dei sistemi di drenaggio.

dott. Ing. Mauro De Gennaro

A circular professional stamp in blue ink. The outer ring contains the text "ING. MAURO DE GENNARO". The inner circle contains the text "ORDINE DEGLI INGEGNERI PROV. DI COMO N.° 1422". To the right of the stamp is a handwritten signature in blue ink, which appears to read "Mauro De Gennaro".



## **ALLEGATI:**

### **TAVOLE GRAFICHE**

**TAVOLA 1 – CORRELAZIONE LETTURE INCLINOMETRICHE-PLUVIOMETRIA**

**TAVOLA 2 – SEZIONE 4bis: SONDAGGI E LETTURE INCLINOMETRICHE**

**TAVOLA 2.1 – SEZIONE K: SONDAGGI E LETTURE INCLINOMETRICHE**

**TAVOLA 3 – SEZIONE 4bis E SEZIONE K: LIVELLI PIEZOMETRICI DI SICUREZZA**

### **ANALISI DI STABILITA'**

**ALL. 1.- MODELLI ADOTTATI PER LA RICERCA DELLA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO ATTUALE**

**ALL. 2.- SINTESI DEI RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITA' E REAZIONI OPERE**

### **TABULATI DELLE ANALISI DI STABILITA'**

**ALL.3.1 – analisi con SSAP 2010 per la ricerca delle superfici attuali**

**ALL. 3.2 – analisi con AZTEC STAP FULL 11.00 per le analisi di stabilità e reazioni opere**