



ING. ENRICO ULISSE AVANZI

Galleria Bernardino da Feltre 8 - R O V I G O
Tel. (0425) 422.499 - Telefax (0425) 699.098

ingegneria.avanzi@libero.it
stavanzi@tin.it



REGIONE CAMPANIA

PROVINCIA BENEVENTO

IMPIANTO DI DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI
ex Legge n. 87 del 05.07.2007
in località "LA NOCECCHIA" in Comune di
SANT'ARCANGELO TRIMONTE (BN)



DANECO IMPIANTI SRL Socio Unico
Sede legale e amministrativa:
via G. Bensi 12/5 - 20152 Milano

PROGETTO ESECUTIVO OPERE DI STABILIZZAZIONE DEL VERSANTE

RELAZIONE GEOTECNICA (Prof. Manassero)

	6		
	5		
	4		
	3		
	2		
	1		
DATA	REV.	STATO	REDATTO

Protocollo : 523-11/10	TAVOLA N. : Elab. C	Redatto :
Data : LUGLIO 2010		Verificato :
		Approvato:
Nome File : 523-1110-0C.00.vwx		



Daneco Impianti S.r.l.

SANT'ARCANGELO TRIMONTE (BN)

Località NOCECCHIA

RELAZIONE GEOTECNICA

0045-008R01E02-MAR/TER/BUF/PUM

Torino, 30/10/2009

INDICE

1.	DOCUMENTI CONSULTATI	2
2.	ALLEGATI.....	4
3.	PREMESSA	6
4.	RILEVANZE EMERSE DAI MONITORAGGI	12
5.	INQUADRAMENTO DEL SITO	12
5.1	Inquadramento geografico e geologico dell'area.....	12
5.2	Inquadramento sismico	12
5.3	Descrizione delle indagini geotecniche in situ e di laboratorio	16
5.4	Analisi della stratigrafia del sito	17
5.4.1	Caratterizzazione geotecnica.....	17
5.5	Situazione della falda.....	18
6.	ANALISI DI STABILITA' RELATIVE AI LOTTI III E IV	20
6.1	Interventi di stabilizzazione integrativi	23
7.	ANALISI DI STABILITA' RELATIVE AL LOTTO II	25
7.1	Parametri utilizzati per le opere di stabilizzazione	26
7.2	Analisi eseguite.....	26
7.3	Interventi di stabilizzazione integrativi proposti.....	27
8.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	28
9.	BIBLIOGRAFIA.....	29

1. DOCUMENTI CONSULTATI

Le informazioni riportate nella presente relazione derivano da documenti forniti dall'impresa Daneco Impianti S.r.l.. Tra questi, nel seguito si citano gli elaborati di maggiore importanza cui si farà riferimento nel corso della presente relazione:

Progetto Definitivo. (Ad Acta Projects – Ing. Pagotto, Studio Geotecnico Italiano – Ing. Veggi, 04 Marzo 2008).

Relazione Geologica (Rif. 07750-017R04E01, 25/03/2008, Studio Geotecnico Italiano);

Relazione Geotecnica (Rif. 07750-007R06E02, 04/03/2008, Studio Geotecnico Italiano).

Dissesto Lotto IV – Parete di monte. Ulteriori considerazioni in merito agli interventi di stabilizzazione (Studio Geotecnico Italiano, 2 Settembre 2008)

Dissesto Lotto IV – Parete di monte. Intervento di stabilizzazione (Studio Geotecnico Italiano, 19 Agosto 2008)

Sistemazione dissesto Discarica Sant'Arcangelo Trimonte. Fattibilità. Relazione geotecnica ai sensi del D.M. 11/03/1988 (Ing. Adelio Pagotto, Agosto 2008)

Nota tecnica sulle condizioni di stabilità dell'argine di valle Lotto IV/Settori 1 e 2 per inizio conferimenti (Ad Acta Projects – Ing. Pagotto, Studio Geotecnico Italiano – Ing. Veggi, 21 Novembre 2008).

Nota tecnica sulla stabilità dell'argine di valle Lotto IV (Ad Acta Projects – Ing. Pagotto, Studio Geotecnico Italiano – Ing. Veggi, 18 Dicembre 2008).

Precisazioni alla nostra nota 07750-107L01E01 (Ad Acta Projects – Ing. Pagotto, Studio Geotecnico Italiano – Ing. Veggi, 23 Dicembre 2008).

Verbale di visita commissione collaudo 9 e consegna provvisoria del Lotto IV Nord.

Verbale di consegna del Lotto IV settore Nord.

Variante N. 5.

Relazione illustrativa delle strutture

Relazione di calcolo delle strutture

Elaborati grafici

Variante N. 6

Relazione di calcolo

Elaborati grafici

Studio idrogeologico sul sito della Discarica per rifiuti non pericolosi in Località Nocecchia, Comune di sant'Arcangelo Trimonte (BN) (Studio Tecnico Associato Bortolami e Di Molfetta).

Si segnala infine che l'impresa Daneco Impianti S.r.l. ha fornito agli scriventi le misurazioni topografiche effettuate in corrispondenza delle travi di coronamento collocate sulla berma ed al piede dell'argine di valle del Lotto IV, nonché le misurazioni inclinometriche eseguite.

2. ALLEGATI

Le **Figure** riassuntive degli spostamenti misurati ad oggi lungo la trave di coronamento della palificata a valle del Lotto IV e dei risultati ottenuti mediante Plaxis 2D (codice di calcolo agli elementi finiti) e Slope/W (verifiche di stabilità eseguite mediante il metodo dell'equilibrio limite) sono riportate nell'**Allegato A**.

Le **Tabelle** relative al computo metrico estimativo sono riportate nell'**Allegato B**.

Si allegano inoltre le seguenti **Tavole**:

Tavola 1	Planimetria generale. Proposta di interventi integrativi di stabilizzazione
Tavola 2	Sezione 1-1. Proposta di interventi integrativi di stabilizzazione in corrispondenza del Lotto IV lato Nord: planimetria di dettaglio, sezioni trasversali, carpenteria.
Tavola 3	Sezione 2-2. Proposta di interventi integrativi di stabilizzazione in corrispondenza del Lotto IV: planimetria di dettaglio, sezioni trasversali, carpenteria.
Tavola 4	Sezione 3-3. Proposta di interventi integrativi di stabilizzazione in corrispondenza del Lotto III lato Nord: planimetria di dettaglio, sezioni trasversali, carpenteria.
Tavola 5	Profili longitudinali delle palificate integrative collocate sulla berma ed al piede dell'argine di valle del Lotto IV.
Tavola 6	Diaframma drenante a monte della Vasca Est. Sezione longitudinale e dettagli costruttivi.
Tavola 7	Planimetria generale. Risultati del monitoraggio topografico ed inclinometrico.

Tavola 8	Indagini integrative.
Tavola 9	Palificate integrative: armature pali.
Tavola 10	Palificata integrativa di cucitura (Zona Sud Lotto IV – Zona Nord Lotto III): armatura trave di coronamento
Tavola 11	Palificata di cucitura, palificata al piede dell'argine di valle: armatura trave di coronamento.
Tavola 12	Palificata al piede dell'argine di valle in corrispondenza della discarica comunale: armatura trave di coronamento.

3. PREMESSA

Il presente documento descrive il progetto finale di stabilizzazione della discarica per rifiuti non pericolosi sita in Località Nocecchia nel Comune di Sant'Arcangelo Trimonte, ai sensi delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008.

Il Progetto Definitivo dell'opera in esame (04/03/2008, Ad Acta Projects – Ing. Pagotto, Studio Geotecnico Italiano – Ing. Veggi) ha previsto la realizzazione di n. 2 vasche distinte denominate "Vasca Est" e "Vasca Ovest" suddivise in n. 4 Lotti, per una capacità complessiva di 800'000 m³ di rifiuti non pericolosi al lordo delle coperture provvisorie e degli arginelli di coltivazione di fondo.

Nei mesi immediatamente successivi all'avvio del cantiere è stato predisposto il Lotto I e sono stati realizzati gli scavi per la predisposizione del Lotto IV.

Nel corso del mese di Agosto 2008 si è verificato un dissesto in corrispondenza dell'argine di monte del Lotto IV. Il dissesto risultava di tipo gravitativo (i.e.: movimento franoso) con cinematismi prevalenti di tipo roto-traslativo e/o di scorrimento. Il quadro fessurativo superficiale formatosi a seguito dei suddetti movimenti ha interessato inizialmente il paramento di valle dell'argine di monte (11 Agosto 2008) e, nei giorni successivi, si è esteso al coronamento e al paramento di monte (rilievi del 18, 20 e 22 Agosto 2008). Tra il 18 e il 22 Agosto sono risultate evidenti ulteriori fratture al piede della scarpata di monte, ad una distanza pari a circa 5÷12 m dall'intersezione della scarpata con il fondo della vasca, a testimonianza di un fenomeno di rifluimento che ha consentito di individuare il volume di terreno coinvolto nell'ambito del cinematismo di rottura.

Sempre nel corso del mese di Agosto 2008 si sono verificate ulteriori lesioni, che hanno riguardato l'argine di valle del Lotto IV a partire dal paramento di valle e che si sono estese nei giorni successivi al coronamento e al paramento di monte del medesimo argine.

A seguito del verificarsi dei fenomeni sopra descritti, i progettisti dell'opera in esame hanno elaborato specifiche Back-Analysis volte ad interpretare il fenomeno avvenuto e ad integrare il Progetto Definitivo originario (04/03/2008, Ad Acta Projects – Ing. Pagotto, Studio Geotecnico Italiano – Ing. Veggi).

Nel corso del mese di Settembre 2008 l'impresa esecutrice Daneco S.p.A. ha richiesto agli scriventi un'attività di consulenza finalizzata all'approfondimento da un punto di vista geotecnico delle problematiche riscontrate nell'Agosto 2008.

Al fine di migliorare la conoscenza della stratigrafia e dei materiali in esame, nei mesi di Settembre/Dicembre 2008 sono state realizzate ulteriori indagini geotecniche in situ, cui sono seguite una serie di prove di laboratorio, in parte direttamente pianificate dagli scriventi. In particolare, tale campagna di indagine ha consentito di migliorare la conoscenza delle caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni di picco e residue dei terreni in esame.

L'attività di analisi preliminare ha quindi consentito agli scriventi di individuare, sin dalle prime valutazioni effettuate (Novembre 2008), alcune modifiche e revisioni di carattere progettuale-esecutivo che sono state sottoposte in corso d'opera al parere della D.L. e dei progettisti per loro approvazione. Tali indicazioni sono state formulate principalmente sulla base dei risultati di Back Analysis eseguite in fase preliminare sulla scorta delle conoscenze disponibili all'epoca, che hanno evidenziato complessivamente uno scenario assai più critico sia di quello previsto in progetto sia di quello proposto in sede di revisione nell'Agosto 2008 dai progettisti. In particolare, sin dalle prime verifiche condotte nel Settembre 2008, si è ipotizzato che il fenomeno di dissesto rilevato nel Lotto IV fosse determinato dalla presenza di uno strato di materiale alterato ('Shear band') presumibilmente compreso nei primi metri del substrato fliscioide e di spessore variabile. Quanto sopra in particolare sulla base dei riscontri delle letture inclinometriche nel periodo Ottobre-Dicembre 2008¹ e delle geometrie dei cinematismi gravitativi ricostruite mediante le modellazioni teoriche all'equilibrio limite.

¹ Si osservi in particolare l'andamento dell'Inclinometro I10 nel periodo Ottobre-Novembre 2008.

Nelle verifiche di stabilità preliminari, alla "fascia" di materiale alterato sono stati assegnati parametri di resistenza tipici delle bande di taglio in argille varicolori campane (Picarelli et al., 1995, 1997, 2003, Cascini e Sorbino, 2003, Pellegrino et al., 2003) con caratteristiche meccaniche piuttosto ben definite ($\phi'_r = 12^\circ$; $c' = 0$ kPa), riferendosi in particolare a casi descritti in letteratura che presentano notevoli analogie con quello in esame (e.g. argilliti tettonizzate dell'Appennino meridionale). Le ricerche più recenti hanno infatti evidenziato che la componente più importante degli spostamenti superficiali in situazioni stratigrafiche e geotecniche di questo genere è dovuta alla combinazione di deformazioni concentrate in una zona di spessore discreto posta al di sotto del corpo di frana e di una o più "superfici di taglio" contenute all'interno della stessa (Comegna e Picarelli, 2008).

Tale ipotesi risultava tanto più chiara interpretando il dissesto di valle del Lotto IV, il cui cinematismo è apparso nettamente definito dalle letture dell'inclinometro I10, eseguite a partire dalla metà di Ottobre, e dai fenomeni di spostamento evidenziati dall'inclinometro I3 nelle letture del Dicembre 2008. Le considerazioni evidenziate dagli scriventi sono state riportate in specifici documenti preliminari, elaborati con livello di approfondimento crescente nel periodo Settembre-Novembre 2008, grazie all'acquisizione delle informazioni mano a mano derivate dalle indagini geotecniche integrative eseguite.

A seguito di una ulteriore serie di indicazioni degli scriventi (riportate su tavole di calcolo e progettuali piuttosto dettagliate), scaturite da analisi e verifiche di stabilità preliminare (esplicitate e discusse in presenza della D.L. durante la riunione di Rimini del 07/11/2008), nella seconda metà del mese di Novembre 2008 i progettisti hanno elaborato il documento "Nota tecnica sulle condizioni di stabilità dell'argine di valle Lotto IV/Settori 1 e 2 per inizio conferimenti" al fine di riesaminare i fenomeni di dissesto avvenuti nel mese di Agosto e di fornire indicazioni utili per dare continuità al conferimento rifiuti.

Nel Dicembre 2008 i progettisti hanno elaborato una 'Nota tecnica sulla stabilità dell'argine di valle del Lotto IV' (18 Dicembre 2008), con successive 'Precisazioni alla nostra nota 07750-107L01E01' (23 Dicembre 2008) in cui si

conferma la possibilità di abbancare i rifiuti sull'intero Lotto IV fino ad un'altezza media di 8 m dal fondo discarica. A seguito di tali verifiche e delle valutazioni della commissione di collaudo il Lotto IV Nord (Settori 3 e 4) è stato provvisoriamente e anticipatamente consegnato alla stazione appaltante.

Nel Gennaio 2009 è stata elaborata da parte degli scriventi una Relazione Geotecnica conclusiva (rif. 0045-004R01E01 del 16/01/2009), in cui si affrontavano, alla luce delle conoscenze disponibili all'epoca, i problemi di stabilità dei 4 Lotti di suddivisione della discarica e si suggerivano opere di stabilizzazione integrative. In particolare, tale Relazione prevedeva le seguenti opere integrative¹:

- Esecuzione di una palificata integrativa in corrispondenza del coronamento dell'argine di valle del Lotto IV.
- Esecuzione di n. 1/2 file di tiranti di rinforzo della palificata in corrispondenza del coronamento dell'argine di valle del Lotto IV.
- Estensione della palificata di stabilizzazione parallela alla Vasca Est, nella zona immediatamente a valle del Lotto II.
- Esecuzione di n. 2 file di tiranti di rinforzo della palificata in corrispondenza dell'argine di valle del Lotto IV.
- Esecuzione di n. 1 fila di tiranti di rinforzo della palificata in corrispondenza dell'argine di valle del Lotto II.
- Prolungamento della palificata di stabilizzazione tra il Lotto I e il Lotto II.

A seguito della relazione sopra citata, nel Febbraio 2009 i progettisti definivano, nell'ambito della Variante n. 5, le variazioni da apportare alle palificate a presidio dei Lotti I, II e IV, la sistemazione dell'argine di valle del lotto IV e gli interventi di stabilizzazione del versante posto a valle delle discariche esistenti.

In particolare, in corrispondenza della zona più critica del Lotto IV, in cui si erano verificate fessure nel corpo dell'argine di valle, si stabiliva la realizzazione

¹ Si rimanda al documento in esame per la presentazione dettagliata delle opere proposte.

di una palificata di cucitura su un allineamento posto sulla berma intermedia dell'argine, con predisposizioni per "eventuali" tiranti integrativi disposti su singolo orizzontamento per ogni fila di pali ed interassati di 3.2 m¹.

A parere degli scriventi, tali indicazioni, se confrontate con le proposte elaborate nella Relazione Geotecnica del Gennaio 2009, risultavano in ogni caso insufficienti a stabilizzare la discarica nel breve periodo e, a maggior ragione, nelle condizioni di abbancamento dei rifiuti finale di lungo periodo (i.e. verifiche in campo sismico). Queste considerazioni hanno trovato ulteriore e definitivo riscontro nelle letture topografiche che, a partire dal Marzo del 2008, sono state eseguite in corrispondenza della trave di coronamento della palificata al piede dell'argine del Lotto IV e nelle successive letture che, a partire da Giugno 2009, sono state eseguite in corrispondenza della trave di coronamento della palificata di cucitura. Le letture effettuate hanno evidenziato infatti nel corso del tempo un aumento degli spostamenti nella direzione ortogonale alla trave di coronamento, in particolare lungo la sezione B-B' indicata nella Relazione Geotecnica del Gennaio 2009 dagli scriventi.²

Gli ulteriori riscontri dei monitoraggi hanno quindi determinato un ulteriore approfondimento delle verifiche di stabilità del pendio in esame, sino alla definizione da parte dei progettisti di una relazione di Variante n. 6 del Giugno 2009, che prevedeva la realizzazione immediatamente a valle della palificata al piede dell'argine del Lotto IV di contrafforti costituiti da pali trivellati di diametro $\phi 800$ e di tiranti di lunghezza 45 m posti ad interasse 3.2 da eseguire in corrispondenza degli appositi alloggiamenti previsti nella trave di collegamento dei pali di cucitura dell'argine Lotto IV.

Nel corso dei mesi di Luglio-Agosto sono stati inoltre installati alcuni inclinometri interni ai pali della palificata di cucitura, al fine di valutare la variazione degli spostamenti lungo un profilo longitudinale dell'argine Lotto IV. A partire dal

¹ Tale interasse è stato portato, in fase di realizzazione, a 1.6 m.

² In particolare, in corrispondenza di questa sezione la trave ha subito spostamenti certamente superiori ai 50 cm.

mezzo di Agosto 2008 le misure rilevate da tali inclinometri e confermate dalle misure topografiche delle travi di coronamento hanno consentito di formulare ipotesi attendibili sulla profondità della superficie di scivolamento, che risulta certamente maggiore rispetto alle ipotesi effettuate originariamente (in particolare, essa può raggiungere profondità dell'ordine dei 18÷20 m da p.c. in corrispondenza della palificata al piede dell'argine del Lotto IV). Inoltre, sulla base dei più recenti dati di monitoraggio, appare evidente un progressivo incremento delle velocità di spostamento, almeno nel periodo Luglio-Agosto 2009, con un picco registrato nell'intervallo temporale entro cui è compreso l'evento sismico del 5 Agosto 2009 (vedi **Figura 1** e **2** nell'**Allegato A**).

La presente relazione ha quindi l'obiettivo di definire gli interventi necessari alla stabilizzazione della discarica in esame, prendendo in esame le condizioni geotecniche sin qui analizzate, sia in campo statico sia in campo sismico per le condizioni di lungo periodo.

La presente Relazione non prende in considerazione gli aspetti di riqualificazione ambientale e geomorfologica delle aree attualmente occupate dalle due discariche dismesse, né gli interventi di stabilizzazione generale del versante previsti in progetto.

4. RILEVANZE EMERSE DAI MONITORAGGI

Per i risultati emersi dai monitoraggi si rimanda alla specifica documentazione acquisita a partire da Settembre 2008, relativa alle letture degli spostamenti delle travi di coronamento delle palificate poste al piede e sulla berma dell'argine del Lotto IV, alle letture inclinometriche (postazioni installate nei pali e nel terreno) e piezometriche ed alle letture con stazione totale recentemente avviate.

In particolare, nel presente documento, si farà riferimento ai risultati riportati nella **Figura 1** e **Figura 2** dell'**Allegato A** e nella **Tavola 7**.

5. INQUADRAMENTO DEL SITO

5.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOLOGICO DELL'AREA

Per un inquadramento dettagliato da un punto di vista geomorfologico e geologico dell'area in esame si rimanda alla Relazione Geologica (Rif. 07750-017R04E01, 25/03/2008, Studio Geotecnico Italiano) ed alla Relazione Geotecnica redatta nel Gennaio 2009 (Rif. 0045-004R01E01, 16/01/2009, Geotechnical Engineering).

5.2 INQUADRAMENTO SISMICO

I parametri assunti per le verifiche con metodo pseudostatico, presentate nei Capitoli successivi, sono stati definiti mediante l'apposito software NTCSISMA, adottando il periodo di riferimento determinato da:

- Classe d'uso I – presenza occasionale di persone
- Vita nominale: 50 anni

e dai due possibili Stati Limite Ultimi indicati dalla Normativa per la probabilità di superamento nel periodo di riferimento:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) 0.10
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) 0.05

In termini generali, il rispetto dello stato limite ultimo si considera conseguito qualora siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV (NTC 2008 §7.1). Tuttavia, data la particolare rilevanza ambientale dell'impianto, si è ritenuto opportuno condurre le verifiche anche con riferimento ad un evento sismico più gravoso, al fine di verificarne la compatibilità con il pieno funzionamento dell'impermeabilizzazione.

Sono stati quindi determinati i seguenti parametri, utilizzati successivamente per la determinazione dei coefficienti sismici:

Stato Limite di salvaguardia della Vita:

a_g	[unità g]	:	accelerazione orizzontale massima al sito	=	0.22
F_0	[-]	:	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	=	2.29

Stato Limite di prevenzione del Collasso:

a_g	[unità g]	:	accelerazione orizzontale massima al sito	=	0.31
F_0	[-]	:	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	=	2.28

Tutte le verifiche allo stato limite ultimo sono state eseguite con metodo pseudostatico, definendo le componenti orizzontale e verticale dell'azione statica equivalente all'azione sismica mediante i seguenti coefficienti sismici orizzontale e verticale (Norme Tecniche per le Costruzioni, §7.11.3.5.2):

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

- β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g : accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

- S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T) (Norme Tecniche per le Costruzioni, §3.2.3.2);

I valori di β_s sono riportati nel testo della normativa in funzione della categoria di sottosuolo. Nella fattispecie, si è fatto riferimento alla categoria di sottosuolo B¹, utilizzando un valore di β_s pari a 0.28.

I valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s sono riportati nel testo della normativa in funzione della categoria del sottosuolo. In particolare, per categoria di sottosuolo B si utilizza la seguente relazione:

$$1.00 \leq 1.40 - 0.4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$$

da cui si è ottenuto per lo SLV un valore di S_s pari a 1.19, e per lo SLC un valore di S_s pari a 1.11.

I valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T sono riportati nel testo della normativa in funzione delle categorie topografiche. Nel caso in esame, si

¹ vedi Indagini geognostiche, "Note alle indagini" (Tecno In, 02.02.09).

è fatto prudenzialmente riferimento alla categoria T2 (pendii con inclinazione media $> 15^\circ$), ricavando un valore di $S_T = 1.2$.

Sulla base dei parametri sopra indicati sono stati quindi calcolati i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale per le verifiche di stabilità con metodo pseudostatico:

Stato Limite di salvaguardia della Vita:

$$k_h = 0.089$$

$$k_v = 0.045$$

Stato Limite di prevenzione del Collasso:

$$k_h = 0.116$$

$$k_v = 0.058$$

Tali valori dei coefficienti sismici possono essere in prima battuta associati a spostamenti massimi dell'ordine dei $5\div 20$ cm, ammissibili per evitare qualsiasi danneggiamento ai teli di impermeabilizzazione in HDPE ed a tutti gli altri componenti dei sistemi di rivestimento di fondo, fianchi e copertura delle vasche.

Alla luce degli spostamenti già rilevati e della particolare condizione di criticità sviluppatasi ad oggi in corrispondenza dei Lotti III e IV, al fine di stimare Fattori di Sicurezza associabili a spostamenti dell'ordine di $50\div 100$ cm, assumibili come condizioni di stato limite ultimo per i sistemi di rivestimento e copertura delle vasche di un impianto di smaltimento rifiuti, per livelli di accelerazione di picco a_P compresi tra 0.2 e $0.3g$ è possibile utilizzare coefficienti riduttori η (coincidente con β_s nella normativa) ricavati da letteratura (Rampello e Callisto, 2008) a cui sono associabili valori di spostamento per i diversi Stati Limite analizzati. Questo tipo di analisi è in grado, in prima approssimazione, di simulare in modo attendibile un'analisi dinamica completa implementata sulla base di una zonazione sismica di dettaglio del sito in esame.

E' bene sottolineare che, stante il carattere semi-empirico della procedura utilizzata e considerate le approssimazioni che inevitabilmente caratterizzano le

analisi di tipo pseudostatico, i valori di spostamento ottenuti individuano soltanto un ordine di grandezza degli spostamenti subiti dai sistemi di impermeabilizzazione durante l'evento sismico e devono perciò intendersi come un indice sintetico del comportamento dell'opera stabilizzata.

Pertanto, con riferimento a spostamenti ammissibili dell'ordine dei $50 \div 100 \text{ cm}^1$, e di deformazioni longitudinali del sistema di impermeabilizzazione² comprese tra l'1% e il 10%, per le analisi eseguite in corrispondenza della Sezione B-B' e riferite ai Lotti III e IV, saranno riportati i risultati ottenuti utilizzando coefficienti sismici ridotti, pari a:

Stato Limite di salvaguardia della Vita:

$$k_h = 0.025$$

$$k_v = 0.013$$

Stato Limite di prevenzione del Collasso:

$$k_h = 0.041$$

$$k_v = 0.021$$

Per le analisi eseguite in corrispondenza della Sezione A'-A'', riferita al Lotto II saranno invece utilizzati i coefficienti sismici associabili in prima battuta a spostamenti massimi dell'ordine dei $5 \div 20 \text{ cm}$.

5.3 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE IN SITU E DI LABORATORIO

Per una descrizione di dettaglio delle indagini geotecniche in situ e di laboratorio si rimanda alla Relazione Geotecnica redatta nel Gennaio 2009 (Rif. 0045-004R01E01, 16/01/2009, Geotechnical Engineering).

¹ In particolare, si è fatto riferimento a spostamenti dell'ordine dei $50 \div 60 \text{ cm}$ per lo SLV e di $70 \div 100 \text{ cm}$ per lo SLC.

² In particolare, è possibile, in prima approssimazione, considerare una deformazione limite per l'argilla di fondo $\leq 1\%$, mentre per la geomembrana si può ipotizzare una deformazione limite $\leq 10\%$ (Quian et al., 2002).

Le considerazioni riportate nel presente documento dovranno inoltre trovare conferma dagli esiti delle indagini geotecniche integrative illustrate in **Tavola 8**.

5.4 ANALISI DELLA STRATIGRAFIA DEL SITO

Per una descrizione di dettaglio delle caratteristiche stratigrafiche del sito si rimanda alla Relazione Geotecnica redatta nel Gennaio 2009 (Rif. 0045-004R01E01, 16/01/2009, Geotechnical Engineering).

Tuttavia, è il caso di segnalare che, alla luce dei riscontri derivati dalle misure degli inclinometri installati nei pali (postazioni Ip1, Ip2, Ip3, Ip4), che, in alcuni casi, hanno evidenziato la progressiva formazione di una banda di taglio a profondità comprese tra 17 e 20 m da p.c. in corrispondenza delle sezioni più critiche del Lotto IV (Ip2, Ip3), nel presente documento è stata aggiornata la modellazione geotecnica di riferimento al fine di verificare le condizioni di maggiore criticità in termini di stabilità globale (vedi **Tavola 7**). A tale proposito, si sottolinea sin d'ora che il progetto degli interventi di stabilizzazione definitivi risulta calibrato in funzione degli spessori di terreno coinvolti dal movimento franoso, che risulta ormai chiaramente esteso dalla zona Nord del Lotto IV sino al settore Sud del Lotto III, con valori massimi degli spostamenti rilevati in corrispondenza della sezioni di massima pendenza, lungo cui si erano verificati già nell'Agosto 2008 i primi dissesti.¹

5.4.1 Caratterizzazione geotecnica

Per una descrizione di dettaglio delle caratteristiche geotecniche del sito si rimanda alla Relazione Geotecnica redatta nel Gennaio 2009 (Rif. 0045-004R01E01, 16/01/2009, Geotechnical Engineering).

Il modello geotecnico descritto dagli scriventi nel Gennaio 2009 risulta sostanzialmente confermato dagli esiti delle misurazioni più recenti e dai risultati ottenuti mediante Back analysis avanzate condotte in Plaxis 2D al fine di ricostruire le condizioni di instabilità manifestatesi nell'Agosto del 2009. Tali

¹ vedi Sezione B-B' nella Relazione Geotecnica del 16.01.09 (Geotechnical Engineering), aggiornata e implementata nelle analisi eseguite in Plaxis 2D illustrate nel presente documento.

analisi evidenziano inoltre un cinematismo delle palificate esistenti confrontabile con i profili dati dagli inclinometri, a conferma della presenza in corrispondenza della sezione più critica del Lotto IV, di una banda di taglio a profondità comprese tra 17 e 20 m da p.c. (vedi **Figure** in **Allegato A** e **Tavola 7**)

A titolo riassuntivo, in **Tabella 5.1** si riportano i principali parametri geotecnici dei terreni adottati nelle analisi numeriche eseguite.

Tabella 5.1 Parametri geotecnici caratteristici adottati.

MATERIALE	VALORI CARATTERISTICI			
	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	E [MPa]
Rifiuti	14	24	1	2
Argine	19	30	50	45
Impermeabilizzazione	19	14	0	35
Depositi alluvionali (monte)	19	28	0	50
Depositi alluvionali (valle)	19	24	0	50
Shear band (parametri intermedi)	19	17	0	20
Shear band (parametri residui)	18	10÷12	0	20
Flysch rosso (strato di base)	19	18	22	50÷100

5.5 SITUAZIONE DELLA FALDA

Per un inquadramento idrogeologico di dettaglio dell'area in esame si rimanda alla Relazione Geologica (Rif. 07750-017R04E01, 25/03/2008, Studio Geotecnico Italiano) ed allo Studio idrogeologico condotto dallo Studio Tecnico Bortolami e Di Molfetta.

Ai fini del presente documento, è appena il caso di evidenziare che il processo di infiltrazione d'acqua attraverso fessure e/o discontinuità del terreno, sebbene non sia in grado di determinare una vera e propria circolazione di falda, può generare pressioni interstiziali che possono influenzare significativamente le condizioni di stabilità del pendio e devono quindi essere prese in considerazione nelle analisi di stabilità, con particolare riferimento alle Back Analysis di simulazione dei dissesti del Lotto IV, condotte nel Gennaio 2009. Si segnala in proposito che i fenomeni gravitativi che hanno coinvolto gli

argini del Lotto IV si sono verificati, in alcuni casi, a seguito di precipitazioni meteoriche significative. Inoltre, l'acqua meteorica può ancora provocare incrementi significativi delle spinte destabilizzanti sul pendio nel momento in cui vada a riempire fessure verticali e subverticali (tension cracks) presenti a monte del pendio stesso. Infine, si evidenzia che alcuni campioni di terreno testati presso il laboratorio Ismgeo di Seriate (BG) hanno mostrato una notevole tendenza al rigonfiamento; pertanto, nel caso in esame, l'acqua meteorica che si infiltra può anche modificare profondamente la struttura dei materiali sovraconsolidati in esame, portandoli verso condizioni critiche in termini di resistenza al taglio (Picarelli et al., 2001). Tali valutazioni sono state adeguatamente implementate nelle analisi agli elementi finiti condotte (vedi **Figure in Allegato A**), dimostrando come un'ulteriore riduzione delle caratteristiche meccaniche di resistenza al taglio delle bande di taglio possa determinare in profondità la riattivazione di movimenti deformativi significativi, anche a fronte degli interventi di stabilizzazione ad oggi eseguiti.

6. ANALISI DI STABILITA' RELATIVE AI LOTTI III E IV

Con riferimento alla Sezione B-B', le analisi degli spostamenti delle opere di stabilizzazione esistenti e in progetto, delle sollecitazioni insorgenti nelle strutture e della stabilità globale dell'insieme opera-terreno sono state eseguite mediante Plaxis v8.6, programma agli elementi finiti in grado di trattare problemi bidimensionali di interazione tra struttura e terreno, adottando per il terreno modelli di comportamento meccanico avanzati e di eseguire analisi sismiche di tipo pseudostatico.

In particolare, per il terreno e per i rifiuti è stata ipotizzata una legge costitutiva di tipo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Per i pali è stato assunto un modello elasto-plastico, di cui si sono definite le rigidità assiale e flessionale, i momenti e le forze normali di plasticizzazione.

Per i tiranti è stato assunto un modello elasto-plastico, definendo la rigidità assiale e il massimo sforzo di trazione ammissibile.

Il terreno è stato modellato adottando una stratigrafia di riferimento costituita, in corrispondenza della palificata esistente al piede dell'argine di valle Lotto IV, dai seguenti materiali, le cui caratteristiche meccaniche sono riportate in

Tabella 5.1:

Depositi alluvionali (valle)	spessore \approx 7 m
Shear band (parametri di resistenza intermedi tra le condizioni di picco e le condizioni residue)	spessore = 3 m
Shear band (parametri di resistenza residui) ¹	spessore = 2 m
Flysch tenero	spessore = 3 m
Shear band	

¹ si tratta della shear band attiva in corrispondenza dei Settori Nord del Lotto IV e del Lotto III, a circa 10÷12 m di profondità da p.c.,

(parametri di resistenza residui)¹ spessore = 3 m

I valori caratteristici sono stati impiegati nelle verifiche sismiche con metodo pseudostatico (Norme Tecniche, par. 7.11.3.5.2), puntando ad un Fattore di Sicurezza minimo pari a 1.1, e nelle verifiche statiche, puntando ad un Fattore di Sicurezza minimo pari a 1.3.

Per quanto concerne gli step di calcolo, l'analisi è stata condotta con la seguente successione:

- la fase iniziale riproduce il terreno in sito in condizioni tensionali geostatiche;
- la prima fase consiste nella Back Analysis delle condizioni verificatesi a partire da Giugno-Luglio 2009, puntando ad ottenere, in termini di stabilità globale, un fattore di sicurezza unitario ed una deformata delle palificate esistenti congruente con le indicazioni fornite dagli inclinometri installati nei pali; le palificate esistenti sono state considerate ammalorate in ragione degli spostamenti subiti dalla loro entrata in funzione;
- la seconda fase consiste nella realizzazione di una fila di tiranti da 90 t ad interasse pari a 1.6 m in corrispondenza della trave di coronamento della palificata di cucitura esistente e nella realizzazione di una palificata immediatamente a valle della palificata esistente al piede dell'argine, con pali $\phi 1000$ e interasse pari a 1.2 m su ogni fila;
- la terza fase simula la realizzazione di due file di tiranti da 120 t, ciascuna ad interasse di 3.2 m in corrispondenza della trave di collegamento tra la palificata esistente e la palificata integrativa al piede dell'argine; a partire da questa fase il materiale a valle della palificata, per i primi 12 m di profondità, non fornisce alcun contributo stabilizzante;
- la quarta fase consiste nella realizzazione di una palificata integrativa immediatamente a valle della palificata di cucitura esistente, con pali $\phi 1000$, lunghezza 30 m e interasse di circa 1.1 m e nell'esecuzione di una

¹ si tratta della shear band attiva in corrispondenza della sezione di massima pendenza del Lotto IV (settori centrali e settore Sud del Lotto IV).

fila di tiranti da 120 t ad interasse di 1.6 m in corrispondenza della trave di collegamento;

- la quinta fase simula il profilo finale di abbancamento dei rifiuti nel Lotto IV: la quota finale di copertura, in corrispondenza della Sezione indagata, è stata assunta pari a 388 m s.l.m.¹¹;
- la sesta fase simula l'evento sismico, con intensità definita in base allo Stato Limite considerato (vedi **Paragrafo 5.2**)

I risultati dei calcoli ottenuti sono riportati per le diverse fasi di calcolo nelle **Figure dell'Allegato A**.

Nella Tabella seguente si sintetizzano i principali risultati ottenuti:

Tabella 6.1 Simulazioni numeriche in Plaxis 2D. Risultati ottenuti (u_x = spostamenti orizzontali in corrispondenza del fondo vasca; Δu_x = incrementi di spostamento orizzontale nelle diverse fasi in corrispondenza del fondo vasca riferiti alla fase di Back Analysis).

Fase di calcolo	FS	u_x [m]	Δu_x [m]
Back Analysis	1.06	0.12	-
Tiranti su palificata di cucitura e palificata integrativa al piede dell'argine	1.32	0.12	-
Tiranti su palificata al piede dell'argine ¹²	1.37	0.12	0.01
Palificata integrativa sulla berma intermedia dell'argine e tiranti di rinforzo	1.51	0.12	0.01
Profilo di abbancamento finale dei rifiuti	1.36	0.14	0.03
Sisma allo SLC	1.13	0.95	0.84
Sisma allo SLV	1.22	0.61	0.50

¹¹ Conseguentemente, le quote di chiusura relative al Lotto III saranno stabilite garantendo una pendenza finale in direzione Nord-Sud analoga a quella prevista nel progetto originario.

¹² Si segnala che da questa fase in avanti, a titolo cautelativo, è stato ipotizzato un completo distacco dei primi 12 m di terreno instabile presente a valle della palificata integrativa al piede dell'argine.

6.1 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE INTEGRATIVI

Sulla base delle verifiche eseguite in corrispondenza della Sezione più critica (B-B') e delle ipotesi relative alla profondità della superficie di scivolamento in corrispondenza dell'argine di valle dei Lotti III e IV, si propongono gli interventi di stabilizzazione integrativi descritti da un punto di vista geometrico e della carpenteria nelle **Tavole 1-6**.

In particolare, tali interventi possono essere schematicamente suddivisi in:

- Palificate integrative di stabilizzazione:
 - Palificata integrativa in corrispondenza della berma intermedia dell'argine Lotto IV, costituita da pali $\phi 1000$, ad interasse pari a circa 1.1 m (3 pali/3.2m), di lunghezza 30 m.
 - Palificata integrativa al piede dell'argine, costituita da pali $\phi 1000$ disposti a quinconce, ad interasse pari mediamente a 1.2 m su ciascuna fila, di lunghezza 30 m.
- Tiranti:
 - Due file di tiranti di rinforzo in corrispondenza della trave di collegamento tra le palificate ubicate in corrispondenza della berma intermedia, aventi lunghezze variabili tra 45 e 65 m (lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a 20 m) e portate massime tra 90 t e 120 t.
 - Due file di tiranti di rinforzo in corrispondenza della trave di collegamento tra le palificate al piede dell'argine, aventi lunghezze variabili tra 45 e 60 m (lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a 20 m) e portate massime tra 90 t e 120 t.
- Diaframma drenante:
 - Realizzazione di un diaframma drenante approfondito sino a 20 m da p.c. (vedi **Tavola 6**), realizzato a monte della Vasca Est (Lato Ovest e Lato Nord).

Le armature delle palificate di stabilizzazione integrative sono riportate in **Tavola 9**.

L'integrazione delle palificate di stabilizzazione esistenti con le palificate in progetto si otterrà mediante la realizzazione di travi di coronamento aventi le caratteristiche riportate nelle **Tavole 10, 11, 12**.

7. ANALISI DI STABILITA' RELATIVE AL LOTTO II

Le analisi di stabilità globale sono state eseguite con riferimento alla Sezione A'-A'' mediante software specifico (Slope/W v7.13, Geo-Slope International, Ltd.), in grado di calcolare i fattori di sicurezza dei pendii in terra modellando condizioni stratigrafiche, pressioni interstiziali e superfici di scivolamento complesse.

Nelle analisi effettuate sono stati considerati i metodi dell'equilibrio limite di Bishop e Janbu, facendo infine riferimento alla media dei Fattori di Sicurezza ottenuti con i due metodi.

I valori dei parametri di resistenza di tutte le formazioni/materiali inseriti nelle verifiche di stabilità di breve e lungo termine effettuate per il Lotto II sono riportati in **Tabella 7.1**.

Tabella 7.1 Lotto II. Parametri per verifiche di stabilità in campo statico e in campo sismico.

MATERIALE	VALORI CARATTERISTICI			VALORI DI PROGETTO		
	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]
Rifiuti	14	24	1	14	19.6	0.8
Argine	19	30	50	19	25	40
Copertura	19	24	15	19	19.6	12
Impermeabilizzazione	19	14	0	19	11.3	0
Depositi alluvionali	19	17	0	19	13.7	0
Flysch rosso (strato di base)	19	18	22	19	14.5	17.6

I valori caratteristici sono stati impiegati nelle verifiche sismiche con metodo pseudostatico (Norme Tecniche, par. 7.11.3.5.2), mentre i valori di progetto, ottenuti riducendo i valori caratteristici mediante i coefficienti parziali definiti dalla Normativa vigente (Norme Tecniche, par. 6.2.3.1.2), sono stati impiegati per le verifiche in campo statico, puntando ad un Fattore di Sicurezza minimo pari a 1.0÷1.1.

Con riferimento alla strumentazione di monitoraggio degli spostamenti attualmente in uso, si segnala che, ad oggi, in corrispondenza della sezione in

esame non sono stati registrati spostamenti significativi e che, in ogni caso, gli spostamenti rilevati coinvolgono generalmente lo strato di coltre alluvionale superficiale, per spessori non superiori ai 7÷8 m da p.c..

Nelle analisi eseguite, il livello della falda è stato stabilito mediante linea piezometrica di 'competenza' dello strato considerato instabile, con altezze h_w pari a 0 e 4 m, definite a partire dal limite tra la Formazione di base del Flysch rosso e la coltre alluvionale.

La quota finale di copertura in corrispondenza della sezione indagata è stata posta pari a 375.0 m s.l.m..

Per ulteriori dettagli relativi alla caratterizzazione dei terreni si rimanda alla Relazione Geotecnica redatta nel Gennaio 2009 (Rif. 0045-004R01E01, 16/01/2009, Geotechnical Engineering).

7.1 PARAMETRI UTILIZZATI PER LE OPERE DI STABILIZZAZIONE

Supponendo di realizzare una fila integrativa di tiranti di ancoraggio lungo la trave di coronamento, aventi resistenza a trazione pari a 120 t ciascuno con un interasse di 3.20 m, è possibile stimare con riferimento alla verifica di una paratia per il caso 'fixed earth support' (Lancellotta, 1993), un valore prudenziale di resistenza a taglio da applicare all'elemento 'pile' utilizzato in Slope/W pari a 400 kN/m, a cui occorre sommare la resistenza dei tiranti.

7.2 ANALISI ESEGUITE

Con riferimento alla Sezione A'-A'' (in particolare in corrispondenza dell'argine di valle del Lotto II), sono state eseguite le seguenti analisi:

- Verifica in condizioni statiche, considerando la realizzazione di n. 1 fila di tiranti.
- Verifica in condizioni sismiche considerando la realizzazione di n. 1 fila di tiranti.

I risultati ottenuti sono evidenziati in **Tabella 7.2** e riportati graficamente nelle **Figure 27, 28, 29 e 30**.

Tabella 7.2 Lotto II. Risultati ottenuti

Altezza di falda	$h_w = 0 \text{ m}$	$h_w = 4 \text{ m}$
Verifiche in campo statico		
Metodo di Janbu	1.09	1.06
Metodo di Bishop	1.38	1.33
media	1.24	1.20
Verifiche in campo sismico		
Metodo di Janbu	0.94	0.91
Metodo di Bishop	1.17	1.13
media	1.06	1.02

Per tutte le verifiche eseguite sono state adottate le superfici di scivolamento più critiche definite in Slope/W con la procedura "Fully Specified", che consente in fase di input la completa definizione della superficie di scivolamento di cui calcolare il fattore di sicurezza.

7.3 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE INTEGRATIVI PROPOSTI

Sulla base delle verifiche eseguite si propone la realizzazione di una fila di tiranti di rinforzo per il tratto di palificata ricadente nella Zona D, indicato in **Tavola 1**, aventi le seguenti caratteristiche:

- o portata massima = 90÷120 t¹³
- o interasse = 3.2 m
- o n. file = 1
- o lunghezza totale ≈ 40 m
- o lunghezza tratto connesso = 20 m

Tali interventi consentono di garantire la stabilità di lungo termine a discarica chiusa in condizioni statiche ed in condizioni sismiche.

¹³ Come riportato in **Tavola 1**, si eseguiranno tiranti da 120 t a cavallo della Sezione critica A'-A''.

8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Come si evince dalle analisi di stabilità effettuate, le opere di stabilizzazione integrative proposte risultano sufficienti a garantire le condizioni di piena sicurezza ed efficienza dell'impianto di smaltimento rifiuti in esame, sia in campo statico sia in campo sismico, ammettendo in quest'ultimo caso spostamenti dell'ordine di 50÷100 cm in corrispondenza della Sezione B-B' del Lotto IV.

Si sottolinea che le analisi effettuate risultano finalizzate alle verifiche di stabilità riferite a superfici di scivolamento profonde. Al fine di garantire la stabilità del corpo rifiuti, si raccomanda in ogni caso di garantire una pendenza di chiusura minore o uguale a 28°.

Ai fini di un effettivo riscontro da un punto di vista geotecnico delle assunzioni esposte nel presente documento e date le condizioni particolarmente critiche del sottosuolo in esame, caratterizzato da strati profondi in condizioni di resistenza residua (shear band), si sottolinea l'importanza di un adeguato sistema di monitoraggio post-operam, sia mediante riscontri topografici, sia mediante frequenti rilevazioni inclinometriche e piezometriche.

In particolare, si sottolinea l'importanza di un'attenta analisi temporale dell'evoluzione degli spostamenti laterali verso valle registrati dagli inclinometri, riservandosi eventuali ulteriori aggiornamenti progettuali, anche di lungo periodo, qualora le letture effettuate segnalassero condizioni di criticità ad oggi non riscontrate.

9. BIBLIOGRAFIA

- Cascini, L., Sorbino, G. (2003), Opere di protezione per i fenomeni di colata. Conferenze di Geotecnica di Torino - XIX Ciclo, "Stabilità e consolidamento dei pendii".
- Comegna, L., Picarelli, L. (2008), Anisotropy of a shear zone. *Géotechnique* 58, No. 9, 737-742
- Jimenez Montoya, P., Garcia Meseguer, A., Moran Cabré, F. (1979), Hormigon Armado. Editorial Gustavo Gili, S. A., Barcellona.
- Kavazanjian, E. (2006), Waste Mechanics: Recent Findings and Unanswered Questions, Proceedings of Geo-Shanghai International conference hosted by Tongji University and the Shanghai Society of Civil Engineering, Shanghai, China, pp. 82-103
- Kavazanjian, E., Dixon, N., Katsumi, T., Kortegast, A., Legg, P., Zanziger, H. (2006): *Geosynthetic for environmental protection at landfills*. Geosynthetics, J. Kuwano & J. Koseki (eds), Millpress, Rotterdam, pp. 121-152.
- Krishna, R. Reddy, Hiroshan Hettiarachchi, Naveen S. Parakalla, Janardhanan Gangathulasi (2008), Geotechnical properties of fresh municipal solid waste at Orchard Hills Landfill, USA. *Waste Management*, 29, 952-959
- Leroueil, S. (2003), Soil mechanics in the context of scope. Conferenze di Geotecnica di Torino - XIX Ciclo, "Stabilità e consolidamento dei pendii".
- Lupini, J.E., Shinner A.E., Vaughan P.R. (1981), The drained residual strength of cohesive soils, *Géotechnique*, 31, 181, 213
- Manassero, M., Benson, C.H. & Bouazza, A. (2000). Solid waste containment systems. In the Proceedings of *GeoEng2000. An International Conference on*

Geotechnical & Geological Engineering, 19-24 November 2000 Melbourne, Australia. Technomic Publishing Company, Lancaster.

Pellegrino, A., Picarelli, L., Urciuoli, G. (2003). Experience on mudslides in Italy. Int. Workshop "Occurrence and Mechanisms of Flows in Natural Slopes and Earthfills", Sorrento, L. Picarelli & L. Cascini Eds., Patron, Bologna.

Picarelli, L., Deangeli, C., Olivares, L. (2003), Analisi dei fenomeni di colata. Conferenze di Geotecnica di Torino - XIX Ciclo "Stabilità e consolidamento dei pendii".

Picarelli, L., Leroueil, S., Urciuoli, G., Guerriero, G., Delisle, M.C. (1997). Occurrence and features of shear zones in clay. Int. Symp. "Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks", Gifu: 259-270.

Picarelli, L., Russo, C., Urciuoli, G. (1995). Modelling earthflows based on experiences. 11th Europ. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Copenhagen, Danish Geotechnical Society, 6: 553-561.

Rampello S., Callisto L. (2008). Stabilità dei pendii in condizioni sismiche. Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce – XII Ciclo, "Opere geotecniche in condizioni sismiche".

Quian, X., Koerner, R.M, e Gray, D.H. (2002). *Geotechnical aspects of landfill design and construction*. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

Skempton, A.W. (1964). Long term stability of clay slopes, *Géotechnique*, 14, 77-102.

Daneco Impianti S.r.l. (MI)

SANT'ARCANGELO TRIMONTE (BN)

**Stabilizzazione del movimento franoso in corrispondenza dei
lotti 3 e 4 del nuovo impianto di smaltimento rifiuti**

**Procedura per la realizzazione ed il collaudo dei tiranti
che riscontrano sulla trave di collegamento dei pali di
cucitura del rilevato di valle**

0045-007S01E01-MAR

Torino, 31/08/2009

INDICE

1.	INTRODUZIONE	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.	REQUISITI GENERALI.....	5
4.	MISCELE DI INIEZIONE E LORO COMPONENTI.....	6
5.	DISPOSITIVI DI PROTEZIONE	8
6.	CENTRATORI E DISTANZIATORI	8
7.	DISPOSITIVI PER L'INIEZIONE	9
8.	CARATTERISTICHE DELLE ARMATURE METALLICHE.....	9
9.	MODALITA' ESECUTIVE	11
10.	PRESCRIZIONI GENERALI PER IL COLLAUDO	15
11.	PROCEDURA DI COLLAUDO	16

1. INTRODUZIONE

Nella presente nota vengono illustrate le procedure per la realizzazione ed il collaudo dei tiranti che riscontrano sulla trave di collegamento della testa dei pali di cucitura dell'argine di valle dei lotti 3 e 4 dell'impianto in esame.

Prima dell'inizio dei lavori l'impresa esecutrice dei tiranti dovrà leggere attentamente quanto di seguito riportato ed eventualmente proporre alla D.L. possibili modifiche a materiali e procedure. Solo successivamente al completo accordo tra le parti ed alla completa assunzione della responsabilità del risultato finale, in termini di conformità dei tiranti, da parte dell'impresa esecutrice, si potranno iniziare i lavori in oggetto.

Inoltre, i primi tre tiranti da eseguire, a partire dal lato nord della trave di collegamento dei pali, dovranno essere realizzati e testati in accordo alle modalità riportate sul testo di AICAP (*Associazione Italiana Cementi Armati Precompressi*); "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", Maggio 1993. L'ubicazione e le caratteristiche dei suddetti tiranti saranno precisate dalla D.L..

L'esecuzione degli altri tiranti standard (di lunghezza totale pari a 60 m, 20 m di bulbo + 40 m di tratto libero) potrà avvenire anche prima del termine delle prove di carico sui tiranti preliminari di prova.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le seguenti Norme e Raccomandazioni sono da considerare come riferimento per l'esecuzione ed il collaudo dei tiranti di ancoraggio:

- AICAP (*Associazione Italiana Cementi Armati Precompressi*); *"Ancoraggi nei terreni e nelle rocce"*, Maggio 1993.
- Norme Suisse SN 533 191, marzo, 1980; *"Ground Anchors"*.
- FIP — Commission IV, final draft 15.05.1990; *"Recommendations for the Design and Construction of Prestressed Ground Anchorages"*.
- B.S.I., London, 1989; *"British Standard Code of Practice for Ground Anchorages"*.
- DIN 4125 Teil 1 A1, Berlin, 1988; *"Verpressanker"*.
- Bureau Securitas, Paris, 1986; *"Recommendations concernant la conception, le calcul, l'execution et le controle des tirants d'ancorage"*.
- PTI, Phoenix, 1986; *"Recommendations for prestressed rock and soil anchors"*.
- DM 27.07.1985; *"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso"*.
- Circolare n.27996 del 31.10.1986 — capo B; *"Istruzioni per l'impiego di ancoraggi per cavi da conglomerato cementizio precompresso"*.

- DM 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"*.
- DM 14.01.2008; *"Nuove norme tecniche per le costruzioni"* pubblicato su S.O. n. 30 della G.U. 04.02.2008, n. 29.

3. **REQUISITI GENERALI**

Nei tiranti permanenti sono presenti dispositivi atti a proteggere le armature anche in corrispondenza del tratto di fondazione. Questi dispositivi sono costituiti da una guaina corrugata in pvc, dotata di centratori esterni connessa, tramite giunzioni a tenuta, all'ogiva o puntale terminale, ed al tampone di separazione del tratto di fondazione (bulbo connesso) dal tratto libero dei trefoli. Un condotto di iniezione, dotato di sfiato, consente di eseguire il riempimento a volume controllato dell'interno di questa guaina corrugata (*bulbo interno*).

Gli ancoraggi dovranno essere realizzati nella posizione e con le dimensioni di progetto, con le seguenti tolleranze ammissibili, salvo più rigorose limitazioni indicate in progetto o richieste dalla D.L.:

- | | |
|---------------------------------|---------------|
| • coordinate plano-altimetriche | : ± 2 cm |
| • scostamento dall'asse teorico | : ± 1 % |
| • lunghezza | : ± 15 cm |

In relazione alle apparecchiature di testata, i dispositivi di bloccaggio dei tiranti a trefoli dovranno essere conformi alle disposizioni dell'Allegato "B" della Circolare Ministero LL.PP. 30 giugno 1980 ed eventuali successivi aggiornamenti. Inoltre si adotteranno piastre di ripartizione le cui dimensioni vanno scelte in relazione alle caratteristiche geometriche e di portata dei tiranti ed alle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale di contrasto.

4. MISCELE DI INIEZIONE E LORO COMPONENTI

Caratteristiche dei componenti

L'Appaltatore deve accertarsi preventivamente che i materiali, aventi le caratteristiche qui richieste, siano disponibili in quantità sufficiente a coprire l'intero prevedibile fabbisogno per l'esecuzione degli ancoraggi previsti in progetto.

Ogni qualvolta si verificheranno variazioni delle caratteristiche dei materiali, l'Appaltatore dovrà fornire le prove di accettabilità dei materiali richieste dalla D.L..

Cemento

Il cemento impiegato deve essere scelto in relazione alle caratteristiche ambientali considerando, in particolare, l'aggregabilità da parte dell'ambiente esterno. Il cemento deve possedere le caratteristiche di cui alla tabella 1, allegata.

Inerti

Sarà possibile di norma utilizzare solo inerti costituiti da polveri di calcare, o ceneri volanti, previa autorizzazione della D.L.. Nel caso di impiego di ceneri volanti, ad esempio provenienti dai filtri di altoforno, si dovrà utilizzare materiale totalmente passante al vaglio da 0.075 mm.

Acqua di impasto

Si utilizzerà acqua chiara, dolce, le cui caratteristiche chimico-fisiche dovranno soddisfare i requisiti di cui alla Tabella 2.

Additivi

E' ammesso l'impiego di additivi fluidificanti non aeranti. L'impiego di acceleranti potrà essere consentito solo in situazioni particolari, con l'autorizzazione della D.L.. I prodotti commerciali che l'Appaltatore si propone di usare dovranno essere sottoposti all'approvazione preventiva della D.L.

Composizione della miscela cementizia

La composizione orientativa delle miscele di iniezione, riferita ad 1 m³ di prodotto è:

- acqua : 600 kg
- cemento : 1200 kg
- additivi : 10÷20 kg

con un peso specifico pari a circa:

$$\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$$

Caratteristiche di resistenza della miscela cementizia

La resistenza cubica da ottenere per le miscele cementizie di iniezione deve essere:

$$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

A questo scopo si prescrive che il dosaggio in peso dei componenti sia tale da soddisfare un rapporto acqua/cemento:

$$a/c \leq 0.5$$

Controlli e documentazione

Le miscele confezionate in cantiere saranno di norma sottoposte ai seguenti cicli di controllo:

- peso specifico : 4 volte al giorno
- viscosità Marsh : 4 volte al giorno
- decantazione : 2 volte al giorno
- tempo di presa : 1 volta/settimana
- prelievo di campioni per prove
di compressione a rottura : 2 prelievi di coppie di provini al
giorno (*minimo*).

Tipo e frequenza delle prove potranno essere aumentate su richiesta della D.L.

Il peso specifico dovrà risultare pari ad almeno il 90% di quello teorico, calcolato assumendo 3 g/cm^3 il peso specifico del cemento e 2.65 g/cm^3 quello degli eventuali inerti, nell'ipotesi che non venga inclusa aria. Nelle prove di decantazione l'acqua separata in 24 ore non dovrà superare il 3% in volume.

I cubetti da sottoporre a prove di resistenza cubica a compressione, avranno dimensioni minime di 7 o 10 cm di lato.

L'Appaltatore eseguirà le prove richieste, a sua cura e spese, e documenterà i risultati con rapportini tecnici la cui frequenza è commisurata a quella delle prove stesse.

5. DISPOSITIVI DI PROTEZIONE

La guaina è un elemento costitutivo del tirante atto a proteggere l'armatura dalla corrosione, in corrispondenza del tratto libero. Nei tiranti a trefoli, ogni trefolo deve essere singolarmente inguainato. Di norma vengono impiegati tubetti corrugati in pvc, polietilene o polipropilene, di diametro interno congruente con il diametro dei trefoli o delle barre.

Nel tratto libero, l'intercapedine tra la guaina e l'armatura deve essere perfettamente riempita con grasso meccanico chimicamente stabile, inalterabile e non saponificabile.

Infine, nei tiranti permanenti come nel caso in esame, l'intero fascio di trefoli nel tratto connesso deve essere protetto da una guaina corrugata che avvolge il fascio di trefoli.

6. CENTRATORI E DISTANZIATORI

Forma e numero dei centratori devono essere tali da consentire il centraggio dell'involucro del tirante nel foro di alloggiamento e nello stesso tempo non ostacolare il passaggio della miscela di iniezione.

Per i tiranti aventi l'armatura costituita da un fascio di trefoli, questi dovranno essere simmetricamente disposti intorno al tubo centrale di iniezione e, in corrispondenza del tratto di fondazione, saranno inseriti in appositi distanziatori

che, regolarmente intervallati con fascette di restringimento, permettono al fascio di trefoli di assumere un andamento sinusoidale a ventre e nodi che incrementa l'ancoraggio passivo dell'armatura ai bulbi.

Nella parte libera il posizionamento dei trefoli, parallelo al tubo di iniezione, è garantito da dispositivi direzionali.

7. DISPOSITIVI PER L'INIEZIONE

Nei tiranti in oggetto un tubo o canna di iniezione in pvc sarà posto in asse per tutta la sua lunghezza e terminerà all'interno della guaina corrugata che avvolge i trefoli nel tratto connesso prolungandosi fino a pochi centimetri dall'ogiva di fondo che sarà a sua volta sigillata. Il tirante dovrà essere inserito nella perforazione dopo l'iniezione iniziale della malta e dopo la prova di tenuta (vedere le modalità esecutive riportate nel seguito).

I tiranti in esame saranno infine dotati di un tubo in pvc di sfiato che si inserirà nel tampone di separazione tra tratto connesso e tratto libero terminando all'interno della guaina corrugata e arrestandosi nella parte superiore del bulbo interno.

8. CARATTERISTICHE DELLE ARMATURE METALLICHE

Sono stati utilizzati tiranti con armatura metallica costituita da 6 trefoli in acciaio ad elevata resistenza con le seguenti caratteristiche:

— componenti	: 7 fili Φ 5 mm
— diametro nominale	: 15.20 mm
— sezione nominale	: 139 mm ²
— tensione effettiva all'1% di allungamento	: 225 kN
— tensione di rottura effettiva	: 250 kN
— modulo elastico	: E = 200÷205 kN/mm ²
— limite elastico convenzionale allo 0.1%	: $f_{p(1)k}$ = 1600 N/mm ²
— tensione di rottura	: f_{ptk} \geq 1800 N/mm ²

- allungamento a rottura su 610 mm : 5.2÷5.1 %
- peso : 1.1 kg/m.

Di conseguenza le tensioni ammissibili sono:

- in esercizio : $\sigma_a \leq 0.6 f_{ptk}$
- in fase provvisoria : $\sigma_{ai} \leq 0.85 f_{p(1)k}$

a cui corrispondono i seguenti valori dei carichi di trazione:

- in esercizio : $T \leq 150 \text{ kN}$
- in fase provvisoria : $T_i \leq 180 \text{ kN}$.

9. **MODALITA' ESECUTIVE**

Prescrizioni generali

Nella realizzazione dei tiranti dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti necessari a realizzare l'opera conformemente ai requisiti progettuali.

Gli impianti di preparazione delle miscele, le attrezzature di perforazione e di iniezione, le attrezzature per lo stoccaggio, la movimentazione e la posa dei trefoli di armatura devono essere scelte dall'Appaltatore in modo da assicurare, comunque, il rispetto dei requisiti progettuali e della presente specifica.

Il numero delle attrezzature e la capacità degli impianti dovrà essere tale da consentire di completare le opere nei tempi previsti nel Programma Lavori.

I materiali di risulta delle lavorazioni dovranno essere raccolti e portati a discarica.

Impianti di preparazione delle miscele cementizie

Le miscele saranno confezionate utilizzando impianti a funzionamento automatico o semi-automatico, costituiti dai seguenti principali componenti:

- bilance elettroniche per componenti solidi;
- vasca volumetrica per acqua;
- mescolatore primario ad elevata turbolenza (*min. 1500 giri /min.*);
- vasca di agitazione secondaria e dosatori volumetrici delle miscele cementizie.

Caratteristiche degli iniettori

Per eseguire l'iniezione si utilizzeranno pompe oleodinamiche a pistoncini, a bassa velocità, aventi le seguenti caratteristiche minime:

- | | | |
|------------------------------|---|-----------------------|
| — pressione max di iniezione | : | 100 bar |
| — portata max | : | 2 m ³ /ora |
| — n. max pistonate/minuto | : | 60. |

Le caratteristiche delle attrezzature utilizzate dovranno essere comunicate alla D.L., specificando in particolare alesaggio e corsa dei pistoni.

Perforazione

La perforazione di diametro superiore a 180 mm sarà eseguita mediante sonda a rotazione o rotopercolazione, con utilizzo di un rivestimento continuo e, se necessario, con circolazione della miscela cementizia di iniezione, fino a raggiungere la profondità di progetto.

Numero e potenza delle attrezzature dovranno essere adeguati a raggiungere le profondità di progetto ed a rispettare il programma cronologico di esecuzione dei lavori, concordato con la D.L..

Per la circolazione del fluido di perforazione saranno utilizzate pompe a pistoni con portate e pressioni adeguate. Si richiedono valori minimi di 200 l/min e 25 bar, rispettivamente.

Nel caso di perforazione a roto-percolazione con martello a fondo-foro si utilizzeranno compressori di adeguata potenza; le caratteristiche minime richieste sono:

- portata $\geq 10 \text{ m}^3/\text{min}$
- pressione $\geq 8 \text{ bar}$.

In caso di necessità e al fine di consentire il raggiungimento di un diametro di perforazione nel terreno $\geq 180 \text{ mm}$, si dovrà eventualmente ri-alesare il foro predisposto nella trave in c.a. di riscontro della testata dei tiranti mediante apposita carotatrice per cemento armato.

Allestimento del tirante

Completata la perforazione si provvederà a rimuovere i detriti presenti nel foro, o in sospensione nella miscela cementizia di perforazione, prolungando la circolazione della miscela stessa.

Di norma si eseguiranno poi le seguenti operazioni:

- a) riempimento del foro con miscela cementizia se non utilizzata già in fase di perforazione (*prima cementazione*);

- b) esecuzione della prova di tenuta idraulica in corrispondenza del tratto connesso;
- c) introduzione del tirante dotato degli opportuni centratori (distanziatori);
- d) riempimento dei dispositivi di separazione e protezione interni (*sacco otturatore, bulbo interno*);
- e) posizionamento della testata e dei dispositivi di tensionamento;
- f) prove di carico di collaudo;
- g) tensionamento del tirante;
- h) protezione della testata.

Note

I trefoli ed i condotti di iniezione dovranno essere opportunamente prolungati fino a fuoriuscire a bocca foro per un tratto adeguato a consentire le successive operazioni di iniezioni e di tesatura; la parte di trefoli che fuoriesce è chiamata "frusta";

Iniezioni

La solidarizzazione dell'armatura al terreno verrà eseguita in due o più fasi, come di seguito specificato. Si utilizzerà una miscela cementizia conforme a quanto richiesto nel cap. 5.

La prima iniezione di malta (se la stessa non è già stata usata in fase di perforazione) deve essere eseguita all'atto del completamento della perforazione utilizzando un volume di miscela cementizia commisurato al volume teorico del foro. Si inietterà la malta utilizzando una canna in pvc calata fino sul fondo della perforazione. La malta dovrà risalire fino a bocca foro al termine della prima fase di iniezione.

Su tutte le perforazioni si dovrà eseguire una prova di tenuta idraulica posizionando un otturatore ad isolare il tratto di bulbo connesso e mantenendo per circa 10 minuti una pressione pari a 1 atm. La prova risulterà superata se si verificheranno perdite di malta inferiori a 10 litri.

La canna di prima iniezione verrà re-inserita nel foro e successivamente si metterà in opera il tirante. La canna di prima iniezione verrà quindi utilizzata per rabboccare o completare il riempimento primario mediante collegamento con la pompa di iniezione e successiva messa in pressione fino a provocare la fuoriuscita da bocca foro della malta stessa.

Terminata la seconda fase della prima iniezione si procederà all'intasamento, mediante una seconda iniezione, dell'intercapedine tra la guaina corrugata del tratto connesso ed i trefoli. Questa iniezione verrà arrestata quando si vedrà fuoriuscire la malta dal tubo di sfiato che by-passa il sacco otturatore alla testa del tratto connesso. Successivamente si metterà in pressione la miscela cementizia nel tratto di fondazione del tirante mediante la chiusura delle valvole di sfiato e verificando che la pressione stessa venga mantenuta anche in assenza di alimentazione mediante pompaggio della malta.

Tutte le operazioni di perforazione, iniezione e posa in opera dovranno avvenire per ogni singolo tirante nell'arco di 24 ore. Non saranno accettate dilazioni nelle operazioni di iniezione e posa in opera del tirante superiori ai tempi sopra specificati a partire dall'inizio delle operazioni di perforazione del tratto connesso.

Controlli e documentazione (Tabelle 4 e 5)

Per ogni tirante eseguito l'Appaltatore dovrà fornire una scheda contenente le seguenti indicazioni:

- n. del tirante e data di esecuzione;
- lunghezza della perforazione;
- modalità di esecuzione della perforazione;
 - utensile;
 - fluido;
 - rivestimenti;
- caratteristiche del tirante (*armatura, lunghezza della fondazione*);
- volume dell'iniezione di 1^a fase;
- caratteristiche della miscela utilizzata;
 - composizione;
 - peso specifico;
 - viscosità Marsh;
 - rendimento volumetrico o decantazione;
 - dati di identificazione dei campioni prelevati per le successive prove di compressione a rottura;
- allungamento sotto il carico di collaudo;
- valore della forza di tensionamento.

10. PRESCRIZIONI GENERALI PER IL COLLAUDO

Le prove di collaudo devono essere eseguite da personale specializzato, nel rispetto delle norme che garantiscono la sicurezza degli operatori e degli altri eventuali presenti.

Le apparecchiature da impiegare nell'esecuzione delle prove di collaudo devono essere tarate presso un Laboratorio Ufficiale.

Gli allungamenti degli ancoraggi sottoposti a collaudo devono essere misurati con riferimento ad un punto fisso esterno alla zona in cui si risentono significativamente le azioni trasmesse dall'ancoraggio stesso. Si richiedono le seguenti precisioni minime:

- *per gli allungamenti:*
2 % dell'allungamento teorico;
- *per le forze applicate:*
2 % della forza limite ultima dell'ancoraggio con riferimento alla prevista aderenza limite bulbo-terreno.

Per ciascun ancoraggio sottoposto a collaudo l'Appaltatore dovrà fornire alla D.L. la relativa documentazione completa di tabelle e grafici.

Definizioni

In accordo con le raccomandazioni AICAP citate si adotteranno i seguenti simboli e le relative definizioni:

A_s	=	area della sezione trasversale dell'armatura
d	=	diametro della perforazione
D	=	diametro convenzionale della fondazione
E_s	=	modulo di elasticità dell'acciaio
l_f	=	lunghezza della fondazione dell'ancoraggio
l_l	=	lunghezza libera teorica dell'ancoraggio
l_L	=	lunghezza libera effettiva dell'ancoraggio
N_c	=	forza di collaudo
N_{fu}	=	forza limite ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento alla fondazione

N_i	=	forza di tesatura di prima fase (post collaudo) dell'ancoraggio
N_{ip}	=	forza di tesatura di seconda fase (lungo termine) dell'ancoraggio
N_0	=	forza di allineamento dell'ancoraggio
N_Q	=	forza teorica di utilizzazione dell'ancoraggio
N_{ys}	=	forza limite ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento al valore caratteristico del limite convenzionale elastico o di snervamento dell'armatura
N_s	=	forza limite ultima, con riferimento all'armatura cementata del tirante di prova
γ_f	=	coefficiente di sicurezza relativo alla fondazione dell'ancoraggio
Δl_p	=	allungamento permanente dell'ancoraggio
$\Delta l, \Delta h$	=	allungamento teorico dell'ancoraggio
τ_{fu}	=	tensione tangenziale limite convenzionale di aderenza tra fondazione e terreno
φ_e	=	diametro esterno della guaina
φ_i	=	diametro interno della guaina (<i>corrugata e non</i>).

11. PROCEDURA DI COLLAUDO

Si definisce collaudo di un tirante la prova di tesatura non distruttiva per il controllo esecutivo di tutti i tiranti.

Modalità della prova di collaudo

La prova di collaudo consiste in un ciclo semplice di carico e scarico del tirante realizzato secondo le modalità sotto riportate.

La forza di collaudo $N_c = 108 \text{ t}$ è pari a $1.2 N_Q$, essendo $N_Q = 95 \text{ t}$ la forza teorica di utilizzazione.

Il tirante viene tesato, a partire da $N_0 = 10 \text{ t}$, fino al valore della forza di collaudo N_c con incrementi di carico pari a circa $0.1 N_c = 10 \text{ t}$, con sosta a

ciascun incremento di 1 minuto, misurando il corrispondente allungamento, essendo $N_0 = 0.1 N_t$ (forza di allineamento).

La forza N_c o l'allungamento vengono mantenuti costanti per un periodo di tempo Δt pari a 15 minuti:

Al termine di tale periodo, dopo aver rilevato l'incremento di allungamento (Fig. 1) o la riduzione della forza $\Delta N'$ (Fig. 2) per la prova ad allungamento costante, il tirante viene scaricato al valore della forza di allineamento N_0 , in tre stadi con sosta di 1 minuto per ogni gradino, rilevando il relativo allungamento permanente Δl_p .

Quindi il tirante viene tesato al valore della forza di tesatura di **$N_t = 60 \text{ t}$** prevista in progetto e bloccato provvisoriamente a tale valore. Dopo questa fase di collaudo e tesatura **si deve evitare assolutamente di tagliare le estremità dei trefoli che fuoriescono dalla testata di ancoraggio dei tiranti ("fruste")** al fine di poter riprendere con i martinetti i trefoli stessi per eventuali ulteriori fasi di tesatura.

Condizioni per l'accettazione

Le condizioni di accettazione dei nuovi tiranti in oggetto che debbono essere verificate sono (vedere anche le Figure 1 e 2):

- 1) se la prova è condotta a carico costante, la variazione di allungamento registrata all'apice del ciclo ($\delta_i - \delta_j$) deve essere inferiore al 5% dell'allungamento teorico relativo alla forza corrispondente (**i.e. per i tiranti in esame 11.0 mm**); se la prova è condotta ad allungamento costante, la variazione della forza all'apice del ciclo deve essere inferiore al 5% della forza applicata ($\Delta N' < 5\% N_c$) pertanto $\Delta N' < 5.0 \text{ t}$.
- 2) la lunghezza libera effettiva deve verificare le seguenti condizioni:

$$0.9 l_l \leq l_L \leq l_l + 0.5 l_f$$

Pertanto, nel caso in esame $36.00 \text{ m} < l_L < 50.00 \text{ m}$

La lunghezza libera effettiva del tirante l_L è data in prima approssimazione dalle espressioni:

$$l_L = \frac{\Delta l A_s E_s}{N_c - N_0} \quad (\text{prova a carico costante})$$

Pertanto, per i tiranti in esame con lunghezza costruttiva del tratto libero $l_t=40\text{m}$ ¹: $200 \text{ mm} < \Delta l < 265 \text{ mm}$;

$$l_L = \frac{\Delta h A_s E_s}{(N_c - \Delta N') - N_0} \quad (\text{prova ad allungamento costante})$$

L'intervallo ammissibile di Δh è valutabile solo dopo la misura di $\Delta N'$.

- 3) **l'allungamento permanente $\Delta l_p = \delta_k$ deve essere contenuto entro un valore pari a 10 mm.**

I tiranti che non soddisfano i predetti requisiti di collaudo vanno sostituiti con nuovi tiranti o debbono essere opportunamente declassati.

Forze di tesatura e controlli finali

Come già riportato in precedenza al termine del collaudo i tiranti dovranno essere lasciati ad un livello di sforzo pari a 60 t **evitando assolutamente di tagliare le estremità dei trefoli che fuoriescono dalla testata di ancoraggio al fine di consentire eventuali successive riprese delle operazioni di tesatura.**

Dopo circa un anno dal primo tensionamento dei nuovi tiranti si dovrà procedere ad un controllo mediante ripresa della tensione con martinetti.

¹ Nell'ambito del cantiere in oggetto, saranno realizzati, anche se in numero molto limitato, tiranti del tutto analoghi a quelli sopra descritti salvo la riduzione della lunghezza costruttiva del tratto libero che risulterà pari a 25 m. Per questi tiranti le operazioni di collaudo saranno del tutto analoghe salvo la ridefinizione in modo proporzionale dei limiti relativi alla lunghezza libera effettiva e agli allungamenti attesi.

Inoltre, si dovranno monitorare gli spostamenti della trave ancorata di coronamento dei pali con cadenza bimestrale per almeno due anni da fine realizzazione delle opere. Al termine di questo periodo, se il comportamento dell'opera risulterà conforme alle ipotesi progettuali si potranno tagliare le estremità dei tiranti e sigillare le testate di ancoraggio con opportune protezioni anticorrosione.

Infine, su almeno 4 tiranti dovranno essere predisposte celle di carico toroidali al fine di monitorare i possibili incrementi di sforzo alla testa dei tiranti stessi per effetto di eventuali spostamenti della trave di riscontro.

Tabella 1 – CARATTERISTICHE E LIMITI DI ACCETTABILITÀ DEI CEMENTI.

CARATTERISTICHE		PROVE		
Descrizione	Limiti di accettabilità	Norme	Frequenza in corso d'opera	Note
Analisi chimiche e perdite al fuoco	D.M. 20/11/1984 art. unico	D.M. 03/06/1968 artt. 11 - 14	Almeno 2 prove	Le prove possono essere sostituite dai certificati del produttore.
Resistenza a compressione	D.M. 03/06/1968 art. 1	D.M. 03/06/1968 art. 10	Almeno 2 prove	Le prove possono essere sostituite dai certificati del produttore.
Resistenza a flessione	D.M. 03/06/1968 art. 1	D.M. 03/06/1968 art. 10	Almeno 2 prove	Le prove possono essere sostituite dai certificati del produttore.
Finezza con vagli	D.M. 03/06/1968 art. 3	D.M. 03/06/1968 art. 6	Almeno 2 prove	Le prove possono essere sostituite dai certificati del produttore.
Indeformabilità	D.M. 03/06/1968 art. 4	D.M. 03/06/1968 art. 8	Almeno 2 prove	Le prove possono essere sostituite dai certificati del produttore.
Calore di idratazione	a 3 – 7 -28 gg	UNI 7208	Almeno 2 prove	Le prove possono essere sostituite dai certificati del produttore.
Espansione in autoclave	D.M. 03/06/1968 art. 4	D.M. 03/06/1968 art. 8		Solo per cemento d'altoforno con MgO inferiore al 7%
Tempo di presa	D.M. 03/06/1968 art. 5	D.M. 03/06/1968 art. 9	Almeno 2 prove	Le prove possono essere sostituite dai certificati del produttore.

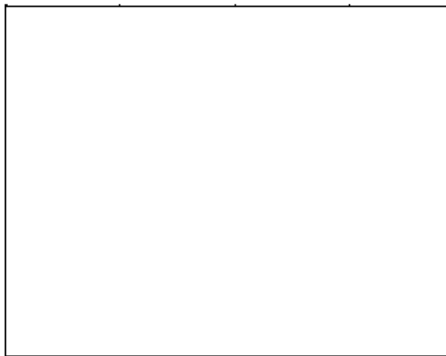
Tabella 2 – CARATTERISTICHE E LIMITI DI ACCETTABILITÀ DELL'ACQUA.

CARATTERISTICHE		PROVE		
Descrizione	Limiti di accettabilità	Norme	Frequenza in corso d'opera	Note
Contenuto di solfati (come SO ₃)	≤ 1.2 g/l	--	1 ogni mese	
Contenuto di cloruri (Ione CL)	≤ 0.15 sul cemento	--	1 ogni mese	considerando l'apporto di tutti i componenti
Sostanze disciolte inerti	≤ 2 g/l	--	1 ogni mese	per evaporazione a 110°C.
Sostanze sospese	≤ 2 g/l	--	1 ogni mese	per filtrazione

Tabella 3 - RAPPORTO PERFORAZIONE/ INIEZIONE.

				Comm.		Contratto/N.		Doc.	
								Data	Pag.
Cantiere				TIRANTI					
Tirante N.									
11	Ubicazione e fr. dis.								
12	Inclinazione								
13	Lunghezza totale (L) m								
14	Lunghezza fondazione (l _f) m								
15									
PERFORAZIONE	21	Data							
	22	Procedura perforazione							
	23	Strat. A fino a	m						
	24	Strat. B fino a	m						
	25	Strat. C fino a	m						
	26	Tubo dia (DR)	mm						
	27	fino a	m						
	28	Foro dia (DR)	mm						
	29	fino	m						
TENUTA	31	Procedura tipo							
	33	Perdita (Q)	l/min						
INIZIALE	41	Cemento	kg						
	42	Riperforazione	m						
	43								
INIEZIONE INT. GUAINA	51	Data							
	52	Cemento tipo/kg							
	53	Additivo/ kg							
	54	Rapp.acqua/cemento							
	55	Pressione finale	bar						

Tabella 4 - RAPPORTO COMPOSIZIONE/ TESATURA.

			Comm.		Contratto/N.		Doc.	
							Data	Pag.
Cantiere			TIRANTI					
TIRANTE N.								
71	Tipo/ dis.							
72	Forza N_q							
73	Lunghezza tirante(L) m							
74	Lunghezza libera teorica (l_i) m							
75	Lunghezza fondazione (l_f) m							
76	Sezione armatura (A_s) mm ²							
77	Mod. ela. acciaio (E_s) kN/mm ²							
PERFORAZIONE	81	Data						
	82	Procedura						
	83	Tensioni N1/ N2 kn						
	84	Allung. S1/S2 mm						
	85	Tensioni N3/ N4 m						
	86	Allung. S3/S4 mm						
	87	Tensioni N5/ N5 m						
	88	Allung. S5/S6 mm						
91	RISCONTRI - OSSERVAZIONI		92 <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg); margin-right: 10px;">Tensione N/N_{es}</div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;"> 1.4 1.2 1.0 0.8 0.6 0.4 0.2 0 </div>  </div> </div> <div style="text-align: right; margin-top: 10px;">Allungamenti (mm)</div>					

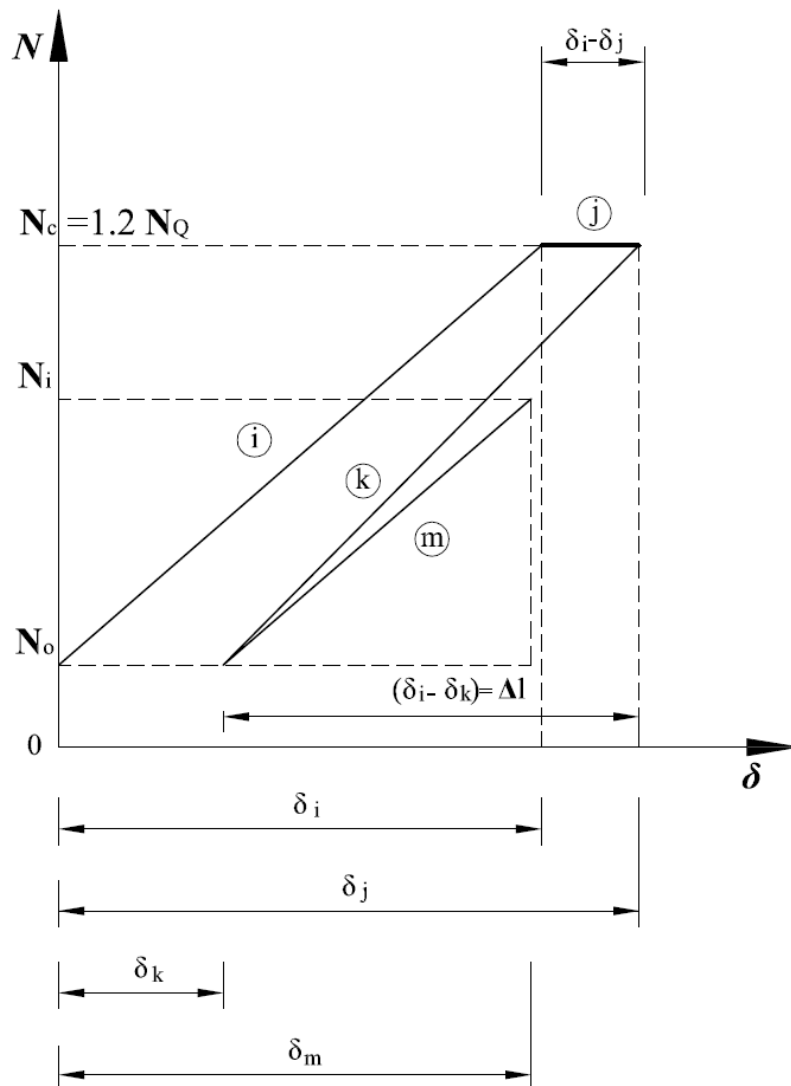


Fig.1 Prova di collaudo a carico costante

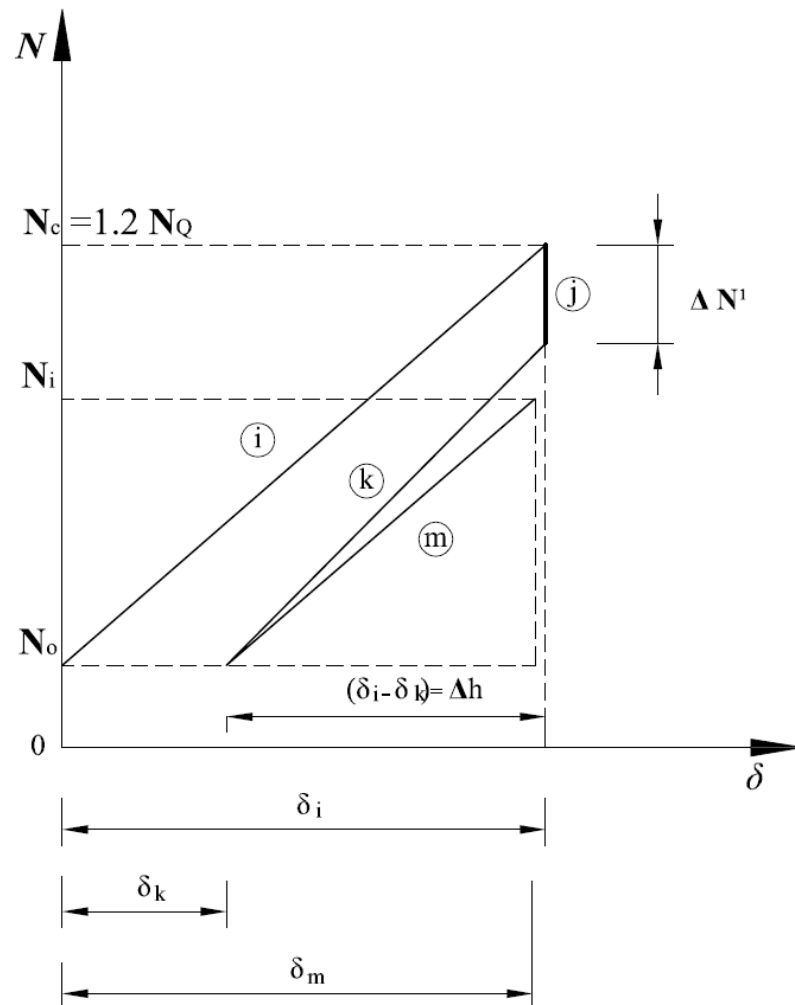


Fig.2 Prova di collaudo ad allungamento costante