

P. E. g.

IMMEDIATA ESECUTIVA

La presente deliberazione viene affissa il 6 NOV. 2003 all'Albo Pretorio per rimanervi 15 giorni

PROVINCIA di BENEVENTO

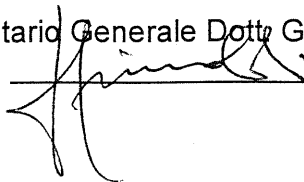
Deliberazione della Giunta Provinciale di Benevento n. 525 del 05 NOV. 2003

Oggetto: EX SS. 369 AL KM. 46 + 700 – FONDI D.P.C.M./2000 – Annualità 2003 – Economie da ribasso ANNO 2003. - Lavori di sistemazione della frana. - Approvazione progetto di € 75.385,00.

L'anno duemilatre il giorno CINQUE del mese di NOVEMBRE presso la Rocca dei Rettori si è riunita la Giunta Provinciale con l'intervento dei Signori:

- | | | |
|-------------------------------|-------------------|----------------------------|
| 1) On.le Carmine NARDONE | - Presidente | _____ |
| 2) rag. Giovanni MASTROCINQUE | - Vice Presidente | _____ |
| 3) rag. Alfonso CIERVO | - Assessore | _____ |
| 4) ing. Pompilio FORGIONE | - Assessore | _____ ASSENTE _____ |
| 5) Dott. Pasquale GRIMALDI | - Assessore | _____ |
| 6) Dott. Giorgio Carlo NISTA | - Assessore | _____ |
| 7) Dr. Carlo PETRIELLA | - Assessore | _____ |
| 8) Dr. Rosario SPATAFORA | - Assessore | _____ |
| 9) geom. Carmine VALENTINO | - Assessore | _____ |

Con la partecipazione del Segretario Generale Dott. Gianclaudio IANNELLA
L'ASSESSORE PROPONENTE



LA GIUNTA

VISTO il progetto esecutivo dei lavori per la sistemazione della frana sulla S.P EX SS. 369 al km 46 + 700 – FONDI D.P.C.M./2000 – Annualità 2003 – Economie da ribasso anno 2003,- dell'importo complessivo di € 75.385,00, così ripartito:

A)-Importo totale lavori (soggetti a ribasso) €. 59.939,31

-per oneri di sicurezza(non soggetti a ribasso)	€. 2.335,50
totale lavori a base d'asta	€. 61.793,10

B)--somme a disposizione dell'A.P.

-per I.V.A. sui lavori 20%	€. 12.358,62
-per spese tecniche e generali	€. 1.233,28
Totale somme a disposizione	€. 13.591,90
TOTALE GENERALE	€. 75.385,00;

CONSIDERATO che, per gli effetti dell'art. 18 della Legge 109/'94 e successive modifiche ed integrazioni, il richiamato progetto definitivo è stato redatto, in ottemperanza a quanto disposto dal Dirigente del Settore Infrastrutture, dal seguente gruppo di lavoro:

- *Responsabile del Procedimento dott. ing. Angelo Fuschini*
- *Progettazione : ing. F.Caruso*
- *Collaborazione tecnica: geom. G.Palombino*
- *Responsabile attività amministrativa: Rag. A. Feleppa*
- *Collaboratori amministrativi e finanziari : sig.ra A.M.Manganiello e G.Parente*
- *Coordinatore per la sicurezza: ing. S.Minicozzi;*

VISTO l'art. 12 del D.P.R. 327/'01;

VISTO il piano degli investimenti, il Bilancio ed il PEG;

RITENUTO doversi provvedere in merito.

IL RESPONSABILE
(Rag. Antonio Feleppa)

Esprime parere favorevole circa la regolarità tecnica della proposta.

Il _____

Il Dirigente S.I.
(dott. ing. Angelo Fuschini)

Esprime parere favorevole circa la regolarità contabile della proposta,

Li _____

Il Dirigente del Settore FINANZE
E CONTROLLO ECONOMICO
(dr. Sergio Muollo)

UFFICIO REGIONI
REGISTRAZIONE IMPRESA CONTABILE
CALP. 12423 PROG. N. 2429/03

LA GIUNTA

Su relazione dell'Assessore al ramo
A voti unanimi

DELIBERA

Per i motivi espressi in narrativa e che formano parte integrante e sostanziale del presente dispositivo

- di approvare il progetto esecutivo dei lavori per la sistemazione della frana sulla S.P. EX SS. 369 al km 46 + 700 – FONDI D.P.C.M./2000 – Annualità 2003 – Economie da ribasso anno 2003,- dell'importo complessivo di € 75.385,00, così ripartito:

A)-Importo totale lavori (soggetti a ribasso) €. 59.939,31

-per oneri di sicurezza(non soggetti a ribasso) €. 2.335,50
totale lavori a base d'asta €. 61.793,10

B)--somme a disposizione dell'A.P.

-per I.V.A. sui lavori 20% €. 12.358,62
-per spese tecniche e generali €. 1.233,28

Totale somme a disposizione €. 13.591,90

TOTALE GENERALE €. 75.385,00;

- di prendere atto che, per gli effetti dell'art.18 della Legge 109/94 e successive modifiche e integrazioni, il richiamato progetto esecutivo è stato redatto, in ottemperanza a quanto disposto dal Dirigente del Settore, dal seguente gruppo di lavoro:

- Responsabile del Procedimento dott. ing. Angelo Fuschini
- Progettazione : ing. F.Caruso
- Collaborazione tecnica: geom. G.Palombino
- Responsabile attività amministrativa: Rag. A. Feleppa
- Collaboratori amministrativi e finanziari : sig.ra A.M.Manganiello e G.Parente
- Coordinatore per la sicurezza: ing. S.Minicozzi;

- di imputare la spesa al Cap. 12423 D.P.C.M./2000 – Annualità 2003 – Economie da ribasso – anno 2003.

Verbale letto, confermato e sottoscritto
(Dr. Gianclaudio IANNELLA)

IL PRESIDENTE
(On.le Carmine NARDONE)

N. 5524 Registro Pubblicazione

Si certifica che la presente deliberazione è stata affissa all'Albo in data odierna, per rimanervi per 15 giorni consecutivi a norma dell'art. 124 del T.U. - D.Lgs.vo 18.08.2000, n. 267.

BENEVENTO 6 NOV. 2003

IL MESSO

IL SEGRETARIO GENERALE
(Dr. Gianclaudio IANNELLA)

La sujestesa deliberazione è stata affissa all'Albo Pretorio in data _____ e contestualmente comunicata ai Capigruppo ai sensi dell'art. 125 del T.U. - D.Lgs.vo 18.08.2000, n. 267.

SI ATTESTA che la presente deliberazione è divenuta esecutiva a norma dell'art. 124 del T.U. - D.Lgs.vo 18.08.2000, n. 267 e avverso la stessa non sono stati sollevati rlievi nei termini di legge.

il 25 NOV. 2003

IL RESPONSABILE DELL'UFFICIO

IL SEGRETARIO GENERALE
(F.to Dott. Gianclaudio IANNELLA)

Si certifica che la presente deliberazione è divenuta esecutiva ai sensi del T.U. - D.Lgs.vo 18.08.2000, n. 267 il giorno 25 NOV. 2003

- Dichiarata immediatamente eseguibile (art. 134, comma 4, D.Lgs.vo 18.08.2000, n. 267)
- Decorsi 10 giorni dalla sua pubblicazione (art. 134, comma 3, D.Lgs.vo 18.08.2000, n. 267)
- E' stata revocata con atto n. _____ del _____.

BENEVENTO, il 25 NOV. 2003

IL SEGRETARIO GENERALE

IL SEGRETARIO GENERALE
(Dr. Gianclaudio IANNELLA)

Copia per			
✓ SETTORE	<u>SIT</u>	il <u>7/11/03</u>	prot. n. <u>ES. 40324</u>
✓ SETTORE	<u>FINANZA E CONTRAD</u>	il <u>7.11.03</u>	prot. n. <u>7.12.03</u>
SETTORE	_____	il _____	prot. n. _____
✓ Revisori dei Conti	_____	il _____	prot. n. _____
✓ Nucleo di Valutazione	_____	il _____	prot. n. _____



PROVINCIA DI BENEVENTO

SETTORE INFRASTRUTTURE

LAVORI DI SISTEMAZIONE DELLA FRANA
SULLA STRADA PROVINCIALE EX S.S. 369 AL Km 46+700

TAV.	OGGETTO	RAPP.
3	RELAZIONE	DATA Ottobre 2003
		REV.
		ARCHIVIO

PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Franco CARUSO

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Dott. Ing. Salvatore MINICOZZI

RESPONSABILE AMMINISTRATIVO:

Rag. Antonio FELEPPA

COLLABORATORE TECNICO:

Geol. Giovanni PALOMBINO

COLLABORATORI AMMINISTRATIVI E FINANZIARI:

Sig.ra Annamaria MANGANIELLO

Sig. Gennaro PARENTE

R.U.P.
DIRIGENTE S.I.T.
Dott. Ing. Angelo FUSCHINI

PREMESSA

Il tracciato della S.P. ex S.S. 369, che congiunge la S.S. 212 con il Comune di San Marco dei Cavoti è caratterizzato da continue sconessioni del fondo stradale che denotano una diffusa instabilità dei versanti e marcati fenomeni di scivolamento.

Durante il periodo invernale, nel febbraio scorso, si è manifestata lungo questa arteria, al km 46+700, una frana che ha investito parte della sede stradale e la scarpata per un fronte di circa 25-30 metri, determinando la chiusura al traffico della strada.

Al fine di procedere alla definizione degli interventi necessari al risanamento della strada, la Provincia di Benevento, ha incaricato il geologo dott. Donato Antonio Tornesello di eseguire uno studio geologico della zona, corredato da una campagna di prove in sito ed in laboratorio.

Il presente progetto, sulla base delle indagini e risultanze del citato studio geologico, indica gli interventi necessari per il consolidamento della scarpata ed il ripristino della sede stradale.

LE CAUSE DEI DISSESTI E LE INDAGINI ESEGUITE

La frana che si è determinata è di tipo scorrimento roto-traslato con l'apertura di un'ampia nicchia che ha interessato, oltre che la scarpata, anche parte della sede stradale. La nicchia è delimitata a monte da un'opera di sostegno in c.a., realizzata molti anni fa dall'ANAS, a conferma della instabilità della zona. Questa struttura è fondata su un grosso zatterone (forse su pali) che sostiene un muro a contrafforti con sovrastante soletta.

Le indagini geognostiche eseguite sull'area hanno evidenziato la presenza di spessori, anche elevati, di materiale detritico costituito da una matrice argillosa rossastra, con inclusi clasti calcarei di varie dimensioni, che ricopre il banco di base costituito da calcareniti biancastre intercalate ad argille compatte e marne. Non risulta evidenziata una significativa circolazione idrica nel sottosuolo.

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati in diversi sondaggi alla profondità media di m 5,00, hanno messo in evidenza la natura argillosa del terreno, caratterizzato da un angolo di attrito variabile tra 23 e 25 gradi ed una coesione variabile tra i 5 e le 6 t/mq. Tali valori sono stati ricavati da prove di taglio diretto.

L'indagine condotta ha messo, quindi, in luce che le cause dell'evento sono da ricercare nell'azione concomitante di vari fattori quali: le scadenti caratteristiche meccaniche dello strato di copertura, di natura argillosa, con inclusi elementi litoidi di varie dimensioni, il suo considerevole spessore, l'elevata pendenza del versante

e la carente regimentazione idrica delle acque meteoriche. Infatti, in occasione di eventi meteorici molto intensi o continuativi, l'afflusso idrico nel terreno provoca la loro progressiva plasticizzazione, soprattutto nello strato più superficiale, con conseguente marcata riduzione di resistenza che, per l'elevata pendenza del versante, determina la perdita di equilibrio ed il conseguente innesco della frana.

Per evitare il ripetersi di tali fenomeni si deve operare sia migliorando la resistenza dei terreni, mediante opere di drenaggio e di regimentazione delle acque superficiali, sia incrementando la resistenza della scarpata.

L'INTERVENTO

L'intervento in progetto si prefigge, quindi, di consolidare la scarpata al fine di ripristinare la funzionalità della strada. Non si interviene quindi alla sistemazione idrogeologica dell'intero versante per il quale sarebbe necessario intervenire su un fronte molto più esteso.

Il progetto, anche in analogia all'intervento a suo tempo eseguito dall'ANAS in adiacenza, consiste nel realizzare un muro di sostegno fondato su pali di grande diametro. Alle spalle del muro è previsto un drenaggio delle acque superficiali al fine di ridurre le spinte.

Il muro in progetto è previsto in c.a., del tipo a mensola, dell'altezza di m 3,50 e dello spessore variabile da cm 30 a cm 50 alla base. La parete è fondata su una zattera dello spessore di m 1,20 che collega i pali di fondazione del diametro di cm 100, approfonditi m 11. In tal modo i pali sono realizzati a partire dalla profondità di m 4,70 dalla quota della strada, superando in tal modo lo strato superficiale di più scadenti caratteristiche meccaniche. I pali, al fine di non interferire tra loro, sono disposti, come di norma, ad interasse, sia in direzione longitudinale che trasversale, di m 3,00, pari a tre volte il diametro.

Lo scarico massimo sul palo è di circa 70 tonnellate e quindi largamente ammissibile per il tipo di palo, per il suo approfondimento e per le caratteristiche dei terreni attraversati.

Alle spalle del muro è previsto un drenaggio in pietrame con tubazione di raccolta al piede. Le acque raccolte saranno quindi scaricate nell'adiacente impluvio.

I grafici di progetto illustrano in dettaglio le opere da realizzare.

Di seguito, inoltre, è riportato il calcolo di verifica della struttura in c.a., avendo ipotizzato, a vantaggio di sicurezza, l'azione di un terrapieno dotato di solo attrito, trascurando, quindi, il termine coesivo.

IL QUADRO ECONOMICO

I prezzi utilizzati sono quelli della Tariffa Regionale del 1990 con la riduzione del 5% ed il costo complessivo dell'intervento è stimato in € 75.385,00 così ottenuto:

LAVORI	€	59.939,31
Oneri per la sicurezza non soggetti a ribasso d'asta	€	1.853,79
Totale lavori a base d'asta	€	61.793,10
SOMME A DISPOSIZIONE		
IVA sui lavori (20%)	€	12.358,62
Spese tecniche e generali	€	1.233,28
Totale somme a disposizione	€	13.591,90
Totale generale	€	75.385,00

Gli oneri per la sicurezza sono stati determinati in € 1.853,79 pari al 3,00% dell'importo totale dei lavori.

Progetto: Muro di sostegno Frana San Marco dei Cavoti

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- 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. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- 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

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno

- Verifica a ribaltamento

- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa

- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)

- Verifica della stabilità del pendio

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sul muro

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo

di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(C)$ essendo C il coefficiente di intensità sismica.

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a $2/3$ dell'altezza del muro stesso.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere maggiore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. In particolare, La Normativa Italiana richiede che il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s sia

$$\frac{F_r}{F_s} \geq 1.3$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 %.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 2. Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq 2$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

Viene usata la tecnica della suddivisione a striscie della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di striscie è pari a 25.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle striscie considerate, b_i e α_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 e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T portanza totale del palo
- Q_P portanza di base del palo
- Q_L portanza per attrito laterale del palo
- W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando un opportuno coefficiente di sicurezza η :

$$Q_A = Q_T / \eta$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + \eta qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso specifico del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q N'_g sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso specifico del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere l'abbassamento di 1 cm.

Nel metodo degli elementi finiti occorre discretizzare il particolare problema. Nel caso specifico il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi (25) di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al

di sotto di un certo spostamento limite, X_{max} . Per spostamenti maggiori non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che può essere risolto solo mediante una analisi al passo. Per X_{max} si assume un valore convenzionale suggerito da diversi autori pari a 1.5 cm.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

Il comportamento del palo viene modellato tramite i valori attribuiti alla costante di Winkler orizzontale K_h . Infatti si ha rottura della molla (terreno) quando lo spostamento supera il valore limite X_{max} .

Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidezze.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati (la scelta del vincolo viene fatta dall'Utente nella tabella CARATTERISTICHE del sottomenu PALI) a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidezza del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidezza di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni 3x3) della palificata, K .

A questo punto, note le forze agenti in fondazione (N, T, M) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con p il vettore dei carichi e con u il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

$$u = K^{-1}p$$

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in venti sezioni del palo., le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per rottura del terreno.

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento(m)	3.50
Spessore in sommità (m)	0.30
Spessore all'attacco con la fondazione (m)	0.50
Inclinazione paramento esterno (°)	3.20
Inclinazione paramento interno (°)	0.00
Lunghezza del muro (m)	35.00

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle (m)	2.25
Lunghezza mensola fondazione di monte (m)	2.25
Lunghezza totale fondazione	5.00
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00
Spessore fondazione (m)	1.20

Carichi in testa al muro

Forza verticale [positiva verso il basso] (Kg)	0
Forza orizzontale [positiva verso valle] (Kg)	0
Momento [positivo se ribaltante] (Kgm)	0

Descrizione pali di fondazione

Pali in c.a.

Numero di file di pali	2
Vincolo pali/fondazione	Incastro
Tipo di portanza	Portanza laterale e portanza di punta

Simbologia adottata

N	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila espressa in metri misurata dallo spigolo di monte della fondazione
nr.	Numero di pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in centimetri
L	lunghezza dei pali della fila espressa in metri
alfa	inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in gradi
ALL	allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

N	X	nr.	D	L	Alfa	ALL
1	1.00	12	100	11.00	0.00	Sfalsati
2	4.00	12	100	11.00	0.00	Sfalsati

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	2500 Kg/m ³
Resistenza caratteristica a compressione R_{bk}	250 Kg/cm ²
Tensione ammissibile a compressione σ_c	85.0 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	5.3 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1}	16.9 Kg/cm ²

Acciaio

Tipo	FeB44K
Tensione ammissibile σ_{fa}	2600 Kg/cm ²

Calcestruzzo utilizzato per i pali

Resistenza caratteristica a compressione R_{bk}	250 Kg/cm ²
Tensione ammissibile a compressione σ_c	85.0 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	5.3 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1}	16.9 Kg/cm ²

Acciaio utilizzato per i pali

Tipo
Tensione ammissibile σ_{fa}

FeB44K
2600 Kg/cm²

Geometria e carichi terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in metri
Y ordinata del punto espressa in metri
F carico concentrato sul punto espresso in Kg
Q carico distribuito sul tratto precedente il punto espresso in Kg/m²

N	X	Y	F	Q
1	10.00	0.00	0.00	1000.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale (°) 5.00
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento (m) 0.00

Caratteristiche terreno a monte del muro

Descrizione	Terrapieno
Peso di volume γ	2000 Kg/m ³
Angolo di attrito interno ϕ	25°
Angolo di attrito terra-muro δ	17°
Coesione c	0.000 Kg/cm ²
Adesione terra-muro c_a	0.000 Kg/cm ²

Caratteristiche terreno di fondazione

Simbologia adottata

(Gli strati sono numerati dall'alto verso il basso a partire dal piano di posa della fondazione)

N numero ordine dello strato
S spessore dello strato espresso in metri
 γ peso di volume espresso in Kg/m³
 γ_{sat} peso di volume saturo espresso in Kg/m³
 ϕ angolo di attrito interno espresso in gradi
 δ angolo di attrito terreno-palo espresso in gradi
 c coesione espressa in Kg/cm²
 c_a adesione terreno-palo espressa in Kg/cm²
 K costante di Winckler orizzontale espressa in Kg/cm³
 K_s coefficiente di spinta

N	Descrizione	S	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	c_a	K	K_s
1	Terreno fondazione	5.00	2000	2000	25	17	0.000	0.000	4.62	1.00
2	Terreno fondazione2	20.00	2000	2000	35	23	0.000	0.000	8.04	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in metri) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in metri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Coefficiente di intensità sismica (Percento)	10
Partecipazione spinta passiva (Percento)	0

Calcolo riferito ad 1 metro di muro	
Lunghezza del muro	(m) 35.00

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X= 2.25 Y= -4.70
Punto superiore superficie di spinta	X= 2.25 Y= 0.00
Altezza della superficie di spinta	(m) 4.70
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	(°) 0.00

Valore della spinta statica	(Kg) 9654.98
Componente orizzontale della spinta statica	(Kg) 9233.10
Componente verticale della spinta statica	(Kg) 2822.84
Punto d'applicazione della spinta	X= 2.25 Y= -2.99
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	(°) 17.00
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	(°) 52.93
Incremento sismico della spinta	(Kg) 2139.16
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X= 2.25 Y= -1.60
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	(°) 46.82

Peso muro	(Kg) 18468.14
Baricentro del muro	X= -0.24 Y= -3.68
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	(Kg) 18000.00
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X= 1.125 Y= -1.750
Inerzia del muro	(Kg) 1846.81
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	(Kg) 1800.00

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	(Kg) 14925.60
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	(Kg) 39916.41
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	(Kgxm) 29275.53
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	(Kgxm) 133185.51
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	(Kg) 39916.41

Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	(Kg)	14925.60
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	(m)	-0.11
Risultante in fondazione	(Kg)	42615.65
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	(°)	20.50
Momento rispetto al baricentro della fondazione	(Kgxm)	-4205.16

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 4.70

Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in metri) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Sforzo normale positivo di compressione

Taglio positivo se diretto da monte verso valle

Nr.	Y(m)	N(Kg)	M(Kgm)	T(Kg)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.17	126.94	15.48	190.68
3	0.33	257.76	63.23	394.75
4	0.50	392.45	145.63	612.75
5	0.67	531.03	265.10	844.69
6	0.83	673.48	424.05	1090.56
7	1.00	819.81	624.94	1351.78
8	1.17	970.02	870.20	1627.39
9	1.33	1124.11	1162.25	1916.95
10	1.50	1282.08	1503.52	2220.44
11	1.67	1443.93	1896.43	2537.87
12	1.83	1609.65	2343.40	2870.17
13	2.00	1779.25	2846.88	3217.34
14	2.17	1952.73	3409.31	3578.45
15	2.33	2130.09	4033.10	3953.50
16	2.50	2311.33	4720.67	4342.48
17	2.67	2496.45	5474.44	4745.87
18	2.83	2685.44	6296.87	5164.59
19	3.00	2878.32	7190.38	5597.25
20	3.17	3075.07	8157.41	6043.85
21	3.33	3275.70	9200.36	6504.39
22	3.50	3480.21	10321.65	6978.86

Inviluppo sollecitazioni piastra fondazione di monte

Dimensioni della piastra (Simmetria)

Larghezza(m) = 17.50 Altezza(m) = 2.25

Origine all'attacco con il muro sull'asse di simmetria

Ascissa X positiva verso destra

Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero

I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y(m)	M _{ymin} (Kgm)	M _{ymax} (Kgm)	T _{ymin} (Kg)	T _{ymax} (Kg)
1	0.00	-421.87	8124.41	-12207.01	-3268.93
2	0.11	996.62	8102.20	-11431.91	-3573.20
3	0.23	1937.88	8267.85	-10153.72	-3889.46
4	0.34	2651.65	8441.79	-9258.13	-3697.12
5	0.45	3141.41	8901.60	-8764.88	-1794.91
6	0.57	3404.51	9325.12	-8820.64	891.43
7	0.68	3449.79	9659.82	-9747.32	3824.23
8	0.80	3320.64	10142.36	-12168.64	6785.71
9	0.91	3117.06	11906.69	-17250.02	9637.95
10	1.02	2597.39	15867.00	-27110.93	20794.85
11	1.14	2038.93	25389.27	-45451.72	40621.70
12	1.25	-6169.55	2906.68	-76754.66	54563.22
13	1.36	-27732.41	2382.78	-76565.03	38878.09
14	1.47	-12883.77	1719.17	-44913.75	13082.91
15	1.58	-5981.99	1388.55	-26549.36	7989.77
16	1.69	-4127.76	944.70	-15690.01	5602.03
17	1.81	-2892.89	524.35	-8981.21	3116.78
18	1.92	-1909.93	413.13	-7686.91	1115.06
19	2.03	-1516.75	784.43	-7211.70	-314.96
20	2.14	-892.42	677.65	-6720.90	2628.27
21	2.25	0.60	17.24	-6535.67	4109.62

Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X(m)	M _{xmin} (Kgm)	M _{xmax} (Kgm)	T _{xmin} (Kg)	T _{xmax} (Kg)
1	0.00	0.00	4680.71	-3457.54	1642.81
2	0.50	-44.87	3623.73	-8530.05	4347.43
3	1.00	-3870.93	4278.76	-27478.22	15133.89
4	1.50	-16093.80	2453.27	-0.46	0.29
5	2.00	-3870.86	4278.88	-15134.29	27477.64
6	2.50	-44.84	3624.08	-4347.75	8529.24
7	3.00	0.00	4681.49	-1.22	0.78
8	3.50	-44.80	3624.54	-8531.19	4346.97
9	4.00	-3870.49	4279.51	-27479.35	15133.12
10	4.50	-16092.79	2453.85	-2.81	1.78
11	5.00	-3870.09	4280.22	-15135.55	27475.79
12	5.50	-44.63	3626.73	-4348.96	8526.23
13	6.00	0.00	4686.24	-6.28	3.99
14	6.50	-44.45	3629.09	-8536.28	4344.90
15	7.00	-3868.21	4283.47	-27484.63	15129.49
16	7.50	-16087.63	2456.82	-13.94	8.92
17	8.00	-3866.21	4286.95	-15141.76	27466.76
18	8.50	-43.63	3639.97	-4355.02	8511.43
19	9.00	0.00	4710.07	-30.87	20.17
20	9.50	-43.08	3651.84	-8561.55	4334.68
21	10.00	-3856.77	4303.38	-27510.78	15111.72
22	10.50	-16061.24	2472.02	-68.99	46.59
23	11.00	-3845.83	4322.18	-15169.96	27423.67
24	11.50	-40.42	3710.32	-4378.28	8440.10
25	12.00	0.00	4837.06	-160.65	107.13

26	12.50	-36.68	3779.06	-8675.09	4311.35
27	13.00	-3782.78	4424.14	-27600.35	15072.27
28	13.50	-15895.91	2575.93	-419.05	209.96
29	14.00	-3701.07	4545.73	-15170.98	27334.50
30	14.50	-11.03	4106.84	-4296.49	8233.31
31	15.00	0.00	5364.15	-1221.79	190.65
32	15.50	0.00	4271.23	-8965.32	4456.23
33	16.00	-3511.96	4781.36	-27812.32	15125.55
34	16.50	-15817.85	2628.09	-2498.26	-358.19
35	17.00	-4179.36	3877.87	-17045.08	25353.35
36	17.50	-1122.60	1267.30	-14624.15	14777.18

Inviluppo sollecitazioni piastra fondazione di valle

Dimensioni della piastra(Simmetria)

Larghezza(m) = 17.50 Altezza(m) = 2.25

Origine all'estremità libera della fondazione di valle sull'asse di simmetria

Ascissa X positiva verso destra

Ordinata Y positiva dall'estremità libera verso l'attacco con il muro

I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y(m)	M _{ymin} (Kgm)	M _{ymax} (Kgm)	T _{ymin} (Kg)	T _{ymax} (Kg)
1	0.00	-3.70	12.25	-4302.84	3694.37
2	0.11	-473.06	290.92	-4502.66	3682.92
3	0.22	-872.45	576.13	-5017.76	3811.10
4	0.33	-1339.78	879.61	-5793.86	4353.04
5	0.44	-1997.32	1283.90	-6680.33	5580.71
6	0.55	-2928.54	1987.75	-7351.51	7945.13
7	0.66	-4152.91	3462.61	-11045.33	12272.95
8	0.77	-5382.07	6841.51	-19763.99	20052.83
9	0.89	-7110.52	14877.36	-34842.71	33827.06
10	1.00	-22372.15	-1901.57	-45248.31	80849.52
11	1.11	-36180.83	-1905.02	-25871.37	94764.56
12	1.22	-18122.60	-1049.55	4105.78	59995.98
13	1.34	-8810.70	-78.18	8501.51	40710.04
14	1.45	-4908.16	896.26	12590.29	30448.03
15	1.57	-1320.28	1984.05	15964.21	29699.79
16	1.68	1938.25	4757.32	17911.94	30157.10
17	1.79	3916.29	8228.53	18216.36	29414.99
18	1.91	5101.00	11804.26	16805.51	27787.67
19	2.02	6087.79	15717.12	13598.85	28818.90
20	2.14	6726.68	20237.12	8515.87	34988.18
21	2.25	6885.14	25682.04	5497.35	38809.62

Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X(m)	M _{xmin} (Kgm)	M _{xmax} (Kgm)	T _{xmin} (Kg)	T _{xmax} (Kg)
1	0.00	0.00	3548.35	-4721.14	4012.62
2	0.50	0.00	3542.11	-8664.28	8164.70

3	1.00	-3324.11	5773.17	-29310.82	14309.99
4	1.50	-20580.05	0.00	-0.14	0.09
5	2.00	-3324.07	5773.19	-14310.17	29310.70
6	2.50	0.00	3542.15	-8164.92	8663.96
7	3.00	0.00	3548.43	-0.38	0.24
8	3.50	0.00	3542.19	-8664.74	8164.38
9	4.00	-3323.84	5773.33	-29311.06	14309.64
10	4.50	-20579.82	0.00	-0.87	0.55
11	5.00	-3323.58	5773.49	-14310.74	29310.31
12	5.50	0.00	3542.40	-8165.76	8662.76
13	6.00	0.00	3548.94	-1.94	1.23
14	6.50	0.00	3542.62	-8666.76	8162.96
15	7.00	-3322.43	5774.19	-29312.19	14308.00
16	7.50	-20578.71	0.00	-4.29	2.74
17	8.00	-3321.20	5774.94	-14313.57	29308.34
18	8.50	0.00	3543.61	-8169.98	8657.12
19	9.00	0.00	3551.39	-9.36	6.32
20	9.50	0.00	3544.66	-8676.11	8155.63
21	10.00	-3315.36	5778.43	-29318.15	14299.46
22	10.50	-20573.01	0.00	-20.76	15.67
23	11.00	-3308.21	5782.77	-14327.63	29299.14
24	11.50	0.00	3550.73	-8190.21	8629.54
25	12.00	0.00	3567.51	-49.73	40.94
26	12.50	0.00	3560.73	-8731.59	8128.22
27	13.00	-3259.87	5815.32	-29312.42	14283.91
28	13.50	-20516.10	0.00	-152.46	89.19
29	14.00	-3187.48	5870.32	-14292.09	29378.55
30	14.50	0.00	3649.16	-8124.85	8272.90
31	15.00	0.00	3761.88	-646.66	282.44
32	15.50	0.00	3784.75	-9748.99	8514.19
33	16.00	-2987.12	6139.83	-28835.82	14953.32
34	16.50	-20278.14	0.00	-2723.85	360.41
35	17.00	-3803.95	5485.52	-16787.32	26678.06
36	17.50	-1405.72	971.54	-21305.32	13758.07

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in Kg

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in Kg/cm²

b larghezza della striscia espressa in metri

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in Kg/cm²

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di striscie 25

Cerchio critico

Coordinate del centro $X(m) = -2.67$ $Y(m) = 2.67$

Raggio del cerchio $R(m) = 8.87$

Ascissa a valle del cerchio $X_i(m) = -8.30$

Ascissa a monte del cerchio $X_s(m) = 5.78$

Larghezza della striscia $dx(m) = 0.56$

Coefficiente di sicurezza $C = 4.70$

Le striscie sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle striscie

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	1331.74	67.58	1231.07	1.48	25.00	0.000	0.000
2	2635.16	59.33	2266.65	1.10	25.00	0.000	0.000
3	3587.10	52.76	2855.59	0.93	25.00	0.000	0.000
4	4345.21	47.08	3181.81	0.83	25.00	0.000	0.000
5	4971.27	41.96	3323.57	0.76	25.00	0.000	0.000
6	5497.27	37.22	3325.37	0.71	25.00	0.000	0.000
7	5942.33	32.77	3216.61	0.67	25.00	0.000	0.000
8	6318.92	28.54	3018.66	0.64	25.00	0.000	0.000
9	6635.65	24.47	2748.11	0.62	25.00	0.000	0.000
10	6898.65	20.52	2418.52	0.60	25.00	0.000	0.000
11	6477.32	16.68	1859.13	0.59	25.00	0.000	0.000
12	2880.98	12.91	643.81	0.58	25.00	0.000	0.000
13	2824.15	9.20	451.64	0.57	25.00	0.000	0.000
14	2850.74	5.53	274.73	0.57	25.00	0.000	0.000
15	2836.37	1.88	93.10	0.56	25.00	0.000	0.000
16	2781.55	-1.76	-85.45	0.56	25.00	0.000	0.000
17	2686.29	-5.41	-253.23	0.57	25.00	0.000	0.000
18	2550.09	-9.08	-402.44	0.57	25.00	0.000	0.000
19	2371.94	-12.79	-525.06	0.58	25.00	0.000	0.000
20	2150.21	-16.55	-612.63	0.59	25.00	0.000	0.000
21	1882.56	-20.39	-656.02	0.60	25.00	0.000	0.000
22	1565.77	-24.33	-645.16	0.62	25.00	0.000	0.000
23	1195.42	-28.40	-568.55	0.64	25.00	0.000	0.000
24	765.44	-32.63	-412.72	0.67	25.00	0.000	0.000
25	267.33	-37.07	-161.15	0.71	25.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 84249.46$ Kg

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 26585.95$ Kg

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 34052.34$ Kg

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ Kg

Armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in metri) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in cm

H altezza della sezione espressa in cm

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in cm^2

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in cm^2

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in Kg/cm^2

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in Kg/cm²

Nr.	Y(m)	B(cm)	H(cm)	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100.00	30.00	0.00	5.65	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.17	100.00	30.93	0.00	5.65	0.25	0.09	0.00	1.75
3	0.33	100.00	31.86	10.05	5.65	0.66	0.17	13.82	5.43
4	0.50	100.00	32.80	10.05	5.65	1.45	0.26	38.76	10.81
5	0.67	100.00	33.73	10.05	5.65	2.50	0.35	75.61	17.81
6	0.83	100.00	34.66	10.05	5.65	3.80	0.43	124.06	26.43
7	1.00	100.00	35.59	10.05	5.65	5.32	0.52	183.83	36.67
8	1.17	100.00	36.52	10.05	5.65	7.04	0.61	254.69	48.51
9	1.33	100.00	37.45	10.05	5.65	8.97	0.69	336.43	61.95
10	1.50	100.00	38.39	10.05	5.65	11.07	0.78	428.87	76.96
11	1.67	100.00	39.32	10.05	5.65	13.34	0.87	531.85	93.52
12	1.83	100.00	40.25	10.05	5.65	15.78	0.96	645.21	111.61
13	2.00	100.00	41.18	10.05	5.65	18.37	1.05	768.83	131.20
14	2.17	100.00	42.11	10.05	5.65	21.10	1.13	902.61	152.27
15	2.33	100.00	43.05	10.05	5.65	23.97	1.22	1046.42	174.79
16	2.50	100.00	43.98	10.05	5.65	26.97	1.31	1200.17	198.73
17	2.67	100.00	44.91	10.05	5.65	30.10	1.40	1363.76	224.08
18	2.83	100.00	45.84	10.05	5.65	33.35	1.49	1537.14	250.80
19	3.00	100.00	46.77	10.05	5.65	36.71	1.58	1720.22	278.88
20	3.17	100.00	47.70	10.05	5.65	40.19	1.67	1912.94	308.28
21	3.33	100.00	48.64	10.05	5.65	43.77	1.75	2115.24	338.99
22	3.50	100.00	49.57	10.05	5.65	47.46	1.84	2327.05	370.98

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in cm
H	altezza della sezione espressa in cm
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in cm ²
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in cm ²
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in Kg/cm ²
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in Kg/cm ²
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in Kg/cm ²
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in Kg/cm ²

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in metri, è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	X(m)	B(cm)	H(cm)	A _{fi}	A _{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100.00	120.00	40.21	40.21	0.01	0.38	0.29	0.09
2	0.11	100.00	120.00	40.21	40.21	0.23	0.38	6.77	11.01
3	0.22	100.00	120.00	40.21	50.27	0.40	0.39	13.36	16.37
4	0.33	100.00	120.00	40.21	40.21	0.66	0.45	20.47	31.18
5	0.44	100.00	120.00	40.21	40.21	0.99	0.57	29.88	46.49
6	0.55	100.00	120.00	40.21	40.21	1.45	0.81	46.27	68.16
7	0.66	100.00	120.00	40.21	40.21	2.06	1.26	80.60	96.66
8	0.77	100.00	120.00	40.21	40.21	3.39	2.05	159.24	125.27
9	0.89	100.00	120.00	40.21	40.21	7.38	3.46	346.29	165.50

10	1.00	100.00	120.00	40.21	40.21	11.09	8.27	136.54	520.73
11	1.11	100.00	120.00	40.21	40.21	17.94	9.69	220.81	842.14
12	1.22	100.00	120.00	40.21	40.21	8.99	6.14	110.60	421.82
13	1.34	100.00	120.00	50.27	40.21	4.18	4.16	51.10	204.30
14	1.45	100.00	120.00	40.21	40.21	2.43	3.11	29.95	114.24
15	1.57	100.00	120.00	40.21	40.21	0.98	3.04	46.18	30.73
16	1.68	100.00	120.00	40.21	40.21	2.36	3.09	110.73	29.03
17	1.79	100.00	120.00	40.21	40.21	4.08	3.01	191.53	50.22
18	1.91	100.00	120.00	40.21	40.21	5.85	2.84	274.76	72.04
19	2.02	100.00	120.00	40.21	40.21	7.79	2.95	365.83	95.92
20	2.14	100.00	120.00	40.21	40.21	10.04	3.58	471.04	123.51
21	2.25	100.00	120.00	40.21	40.21	12.74	3.97	597.77	156.74

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in metri, è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	X(m)	B(cm)	H(cm)	A _{fi}	A _{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100.00	120.00	40.21	40.21	0.01	0.42	0.40	0.11
2	0.11	100.00	120.00	40.21	40.21	0.44	0.27	15.77	20.77
3	0.22	100.00	120.00	40.21	40.21	0.75	-0.03	18.26	35.30
4	0.33	100.00	120.00	40.21	40.21	0.95	0.11	11.66	44.46
5	0.44	100.00	120.00	40.21	40.21	1.43	0.32	17.66	67.33
6	0.56	100.00	120.00	40.21	40.21	2.05	0.57	25.19	96.08
7	0.67	100.00	120.00	40.21	40.21	2.97	0.82	36.51	139.24
8	0.78	100.00	120.00	40.21	40.21	6.39	1.34	78.63	299.88
9	0.89	100.00	120.00	40.21	40.21	13.75	3.98	169.25	645.50
10	1.00	100.00	120.00	40.21	40.21	3.06	5.58	67.66	143.60
11	1.11	100.00	120.00	40.21	40.21	12.59	4.16	590.96	154.95
12	1.23	100.00	120.00	40.21	50.27	7.53	2.13	367.91	92.03
13	1.34	100.00	120.00	40.21	40.21	5.90	0.99	277.14	72.67
14	1.45	100.00	120.00	40.21	40.21	5.03	0.69	236.07	61.90
15	1.57	100.00	120.00	40.21	40.21	4.79	0.39	224.84	58.95
16	1.68	100.00	120.00	40.21	40.21	4.62	0.09	217.05	56.91
17	1.80	100.00	120.00	40.21	40.21	4.41	-0.18	207.19	54.33
18	1.91	100.00	120.00	40.21	40.21	4.19	-0.38	196.49	51.52
19	2.02	100.00	120.00	40.21	40.21	4.10	-0.40	192.44	50.46
20	2.14	100.00	120.00	40.21	40.21	4.02	-0.37	188.59	49.45
21	2.25	100.00	120.00	40.21	40.21	4.03	-0.33	189.10	49.58

Analisi dei pali

Risultanti sulla base della fondazione (per metro lineare di muro)

Orizzontale	(Kg)	14925.6
Verticale	(Kg)	39916.4
Momento	(Kgm)	4205.2

Spostamenti della piastra di fondazione

Orizzontale	(cm)	0.15120
Verticale	(cm)	0.02863
Rotazione	(°)	-0.00342

Scarichi in testa ai pali

Fila nr.	N.pali	N(T)	T(T)	M(Tm)
1	12	40.00	21.77	33.57
2	12	76.42	21.77	33.57

Calcolo della portanza

τ_m	tensione tangenziale media palo-terreno in Kg/cm ²
σ_p	tensione sul terreno alla punta del palo in Kg/cm ²
N_c, N_q, N_γ	fattori di capacità portante
N'_c, N'_q, N'_γ	fattori di capacità portante corretti
P_l	portanza per attrito e aderenza laterale in Tonnellate
P_p	portanza di punta in Tonnellate
P_t	portanza totale in Tonnellate
P_a	portanza ammissibile in Tonnellate

Fila	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	τ_m	σ_p
1	46.12	125.75	33.30	58.54	37.15	50.86	0.01	4.45
2	46.12	125.75	33.30	58.54	37.15	50.86	0.03	8.50

Fila	P_l	P_p	P_t	P_a
1	152.03	1051.51	1203.54	601.77
2	152.03	1051.51	1203.54	601.77

Verifica a punzonamento della fondazione

D	diametro dei pali della fila espresso in cm
H_f	altezza della fondazione in corrispondenza della fila espressa in cm
S_l	superficie di aderenza palo-fondazione ($H_f \times D$) espressa in cm ²
N	sforzo normale trasmesso dal palo alla fondazione espresso in Kg
τ_c	tensione tangenziale palo-fondazione espressa in Kg/cm ²

Fila	D(cm)	H_f (cm)	S_l (cm ²)	N(Kg)	τ_c (Kg/cm ²)
1	100.0	120.0	37699.1	40004	1.06
2	100.0	120.0	37699.1	76418	2.03

Sollecitazioni nei pali e verifiche delle sezioni

Nr.	numero d'ordine della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione
Y	ordinata della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione positiva verso il basso (in metri)
M	momento flettente espresso in Kgm
N	sforzo normale espresso in Kg
T	taglio espresso in Kg
A_f	area di armatura espressa in cm ²
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in Kg/cm ²
σ_f	tensione nell'acciaio espressa in Kg/cm ²
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in Kg/cm ²

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 1

Nr.	Y(m)	M(Kgm)	N(Kg)	T(Kg)	A _f (cm ²)	σ _c	σ _f	τ _c
1	0.00	33568	40004	21766	37.70	68.44	1941.51	4.20
2	0.55	22653	39751	16169	37.70	43.41	971.68	3.37
3	1.10	13760	39499	12786	37.70	22.98	295.95	3.02
4	1.65	6727	39246	9772	37.70	11.00	151.17	1.81
5	2.20	1352	38993	7166	37.70	5.88	85.46	1.20
6	2.75	-2588	38741	4978	37.70	6.99	99.64	0.84
7	3.30	-5326	38488	3193	37.70	9.48	131.63	0.54
8	3.85	-7083	38235	1783	37.70	11.33	155.03	0.34
9	4.40	-8064	37983	711	37.70	12.59	170.68	0.15
10	4.95	-8455	37730	-303	37.70	13.14	177.46	0.06
11	5.50	-8288	37477	-1228	37.70	12.89	174.26	0.26
12	6.05	-7612	37225	-1802	37.70	11.94	162.33	0.36
13	6.60	-6621	36972	-2095	37.70	10.69	146.50	0.40
14	7.15	-5468	36719	-2173	37.70	9.42	130.37	0.38
15	7.70	-4273	36467	-2086	37.70	8.27	115.52	0.35
16	8.25	-3126	36214	-1876	37.70	7.18	101.50	0.31
17	8.80	-2093	35961	-1574	37.70	6.20	88.83	0.26
18	9.35	-1228	35709	-1198	37.70	5.37	78.15	0.20
19	9.90	-568	35456	-762	37.70	4.73	69.89	0.13
20	10.45	-149	35203	-271	37.70	4.32	64.48	0.05
21	11.00	0	34951	-271	37.70	4.15	62.27	0.03

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 2

Nr.	Y(m)	M(Kgm)	N(Kg)	T(Kg)	A _f (cm ²)	σ _c	σ _f	τ _c
1	0.00	33568	76418	21766	37.70	60.22	1041.86	4.89
2	0.55	22653	75935	16169	37.70	36.24	475.81	3.79
3	1.10	13760	75453	12786	37.70	22.10	302.66	2.43
4	1.65	6727	74970	9772	37.70	15.10	213.15	1.64
5	2.20	1352	74487	7166	37.70	10.09	148.70	1.20
6	2.75	-2588	74005	4978	37.70	11.17	162.46	0.84
7	3.30	-5326	73522	3193	37.70	13.64	193.99	0.54
8	3.85	-7083	73039	1783	37.70	15.20	213.92	0.30
9	4.40	-8064	72557	711	37.70	16.05	224.67	0.12
10	4.95	-8455	72074	-303	37.70	16.35	228.43	0.05
11	5.50	-8288	71591	-1228	37.70	16.14	225.60	0.21
12	6.05	-7612	71109	-1802	37.70	15.46	216.74	0.30
13	6.60	-6621	70626	-2095	37.70	14.49	204.16	0.35
14	7.15	-5468	70143	-2173	37.70	13.37	189.65	0.36
15	7.70	-4273	69661	-2086	37.70	12.21	174.66	0.35
16	8.25	-3126	69178	-1876	37.70	11.10	160.23	0.31
17	8.80	-2093	68695	-1574	37.70	10.09	147.15	0.26
18	9.35	-1228	68213	-1198	37.70	9.23	136.06	0.20
19	9.90	-568	67730	-762	37.70	8.57	127.39	0.13
20	10.45	-149	67247	-271	37.70	8.12	121.57	0.05
21	11.00	0	66765	-271	37.70	7.93	118.95	0.03

804
27-11-03



PROVINCIA di BENEVENTO
Affari Generali e Personale

Prot. n.
U.O.:Consiglio/giunta

Benevento, lì.....

AL DIRIGENTE DEL SETTORE
INFRASTRUTTURE

SEDE

**OGGETTO: "DELIBERA N.525 DEL 05.11.03 AD OGGETTO: "EX SS. 369 AL KM 46 +700-
FONDI D.P.C.M./2000- ANNUALITA' 2003-ECONOMIE DA RIBASSO ANNO 2003.- LAVORI
DI SISTEMAZIONE DELLA FRANA.- APPROVAZIONE PROGETTO DI € 75.385,00".**

Per quanto di competenza, si trasmette copia della delibera indicata in oggetto,
esecutiva.

IL DIRIGENTE
Dr. Alfonsina Colarusso

SETTORE AA. GG. E PERSONALE
Prot. Interno N. 10326
dal 1 DIC. 2003