

# COMUNE DI MONSAMPOLO DEL TRONTO

## PROVINCIA DI ASCOLI PICENO

LAVORI DI CONSOLIDAMENTO VERSANTE OVEST PINETA  
CON REALIZZAZIONE DI CAMPO POLIVALENTE

PROGETTO ESECUTIVO

DATA: 16.02.2016

REV 00

DESCRIZIONE:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE  
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI  
RELAZIONE SUI MATERIALI

PROGETTISTA:

.....  
ING. FRANCESCO TROVARELLI

COMMITTENTE:

AMMINISTRAZIONE COMUNALE

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

.....  
ARCH. CATERINA MARGIONE

## 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.

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

## Descrizione Generale dell'opera

La presente relazione si riferisce ai lavori di consolidamento del versante ovest del centro storico del Comune di Monsampolo del Tronto, relativamente ai tratti sottostanti il "Parco della Rimembranza" (nel progetto individuato come "Intervento 2") e l'adiacente parcheggio (denominato "Intervento 1"), i quali sono stati interessati da smottamenti ed instabilità del terreno in conseguenza delle eccezionali precipitazioni meteorologiche che si sono avute nel giorno 5 marzo 2015 e successivi.

L'Intervento 1 prevede la messa in sicurezza del tratto di versante interessato e la contestuale realizzazione di uno spazio pubblico da destinare a campo polivalente, avente ingombro planimetrico pari a circa 18x10 ml.

Nello specifico l'intervento prevede la messa in sicurezza della scarpata di monte verso il parcheggio attraverso la realizzazione di un muro in conglomerato cementizio armato (spessore 50 cm - H 470 cm), fondato su pali (Diametro 80 cm - L 8 ml) disposti a quiconce ad un interasse di 2.50 ml su una platea di 80 cm di spessore. A valle del campo verrà realizzato un muro su pali avente lo scopo sia di stabilizzare il versante che sostenere lo spazio pubblico superiore: sarà realizzato con pali disposti su un'unica fila (Diametro 100 cm - L 8.2 ml) ad interasse di 1.5 ml ed avrà un'elevazione ad altezza variabile compresa fra 1,0 e 3.2 ml.

L'Intervento 2 riguarda invece il tratto di versante immediatamente sottostante il marciapiede che delimita, ad Ovest, il "Parco della Rimembranza". In questo caso le abbondanti precipitazioni piovose hanno prodotto un abbattimento delle caratteristiche geomeccaniche del terreno che costituisce la scarpata di valle del marciapiede, determinando un parziale smottamento dello stesso, con il coinvolgimento di una parte della pavimentazione costituita da masselli in cemento autobloccanti. A seguito di un'approfondita ricerca documentale presso l'archivio dell'Ufficio Tecnico, e di specifici saggi esplorativi effettuati sul posto, per il tratto in questione è stata reperita la documentazione tecnica inerente un passato intervento, consistito nella realizzazione di una paratia di pali trivellati in conglomerato cementizio armato, aventi interasse di 1.20 ml, e sovrastante cordolo, anche questo in c.a.a., avente sezione trasversale pari a 1.20 x 0.60 ml.

Per quanto potuto a accertare, detta paratia costituisce un efficace presidio per il contenimento del terreno retrostante, non garantendo invece un efficace appoggio per la pavimentazione che, per un tratto di circa 0.40 ml, si estende oltre il filo esterno del cordolo medesimo, e che è risultata coinvolta nello smottamento.

Il progetto di consolidamento in questo caso prevedere, per un tratto di circa 23 ml, lo smontaggio della pavimentazione e lo scavo del sottostante terreno sino a raggiungere la quota di estradosso del

cordolo sommitale della paratia. Verrà quindi realizzata una soletta in conglomerato cementizio armato di spessore pari a 20 cm, che troverà diretto appoggio sul citato cordolo sommitale e che, a sua volta, costituirà un'ideale sede per la pavimentazione che superiormente si andrà a ricostruire.

Le opere di sostegno del terreno e di messa in sicurezza sono state analizzate e verificate in base alle indicazioni geologiche e geotecniche contenute nella relazione del Dott. Tonino Colletta tramite apposito software di calcolo MAX 10.10 della Aztec Informatica Srl; è stata inoltre verificata la stabilità del versante interessato dalle nuove opere tramite apposito software STAP 11.0 della Aztec Informatica Srl.

Il muro a valle dell'Intervento 1, di altezza variabile, è stato dimensionato su un'altezza media dell'opera, avendo considerato il forte irrigidimento nella parte alta garantito dal setto trasversale di completamento e chiusura; si è tenuto inoltre conto del muro esistente posto a monte limitando la superficie di spinta agente sull'opera stessa.

La verifica della soletta a sbalzo dell'intervento n°2, dimensionata tramite foglio di calcolo, è stata condotta con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo. Per quanto non espressamente riportato, si rimanda agli elaborati grafici allegati.

## Relazione sui materiali

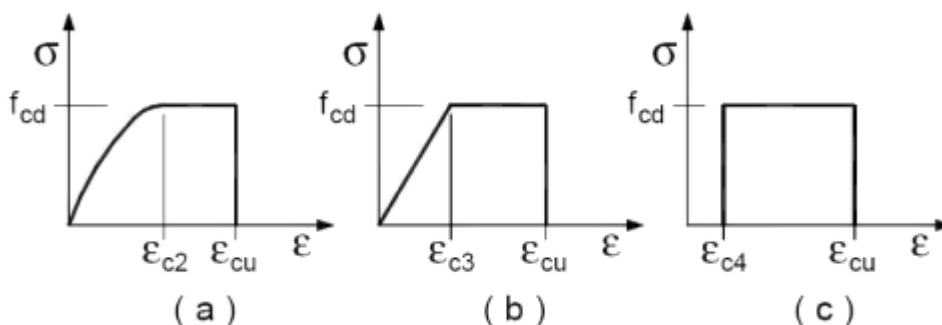
Calcestruzzo classe C25-30 – classe di esposizione XC2:

- Peso specifico: 2500 kg/mc;
- Resistenza caratteristica a compressione cubica: 30 N/mmq;
- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: 25 N/mmq;
- Resistenza di progetto  $f_{cd}$ : 14,17 N/mmq;
- Modulo elastico: 320665 kg/cmq;
- Copriferro: 3 cm.

Acciaio per c.a. classe B450C:

- Resistenza caratteristica a trazione: 450 N/mmq;
- Resistenza di progetto  $f_{yd}$ : 391,3 N/mmq;
- Modulo elastico: 210000 kg/cmq;

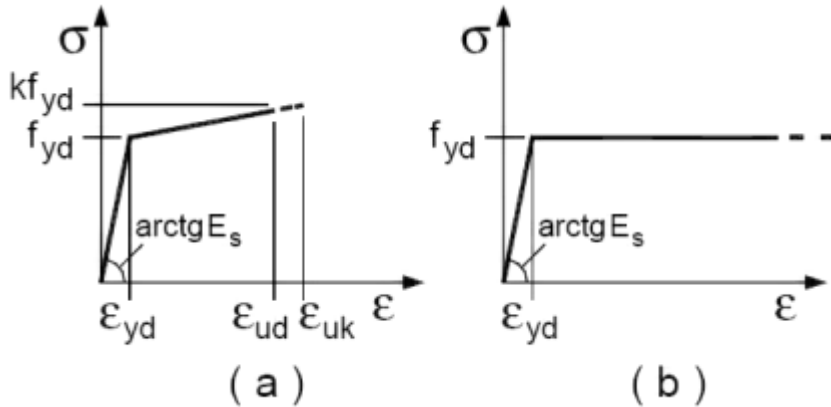
I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate è stato adottato il modello riportato in a):



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima  $\xi_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



I valori dei parametri caratteristici utilizzati nei calcoli, con i relativi coefficienti di sicurezza, sono riportati nelle seguenti verifiche e allegati.

## Azione sismica

Posizione sito:

Latitudine 42.897716

Longitudine 13.790744

Vita Nominale opera  $VN = 50$  anni (Tab 2.4.I del DM 14/01/2008).

Classe d'uso (cap 2.4.2 DM 14/01/2008): II (CU = 1.0)

Periodo di riferimento  $VR = VN * CU = 50$  anni

Periodo di ritorno dell'azione sismica:

$Tr(SLV) = 475$  anni

$Tr(SLD) = 50$  anni

Categoria di sottosuolo (vedi relazione geologica):

C

Categoria topografica (vedi relazione geologica):

T1

Combinazioni/Fase	SLU	SLE
Accelerazione al suolo $[m/s^2]$	1.733	0.659
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale $F_0$	2.432	2.446
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante $Tc^*$	0.339	0.293
Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_t$ )	1.000	1.000
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo ( $S_s$ )	1.442	1.500

Il calcolo sismico verrà effettuato con il metodo pseudo-statico in accordo con il capitolo 7.11.6.2 (verifica muri di sostegno) e 7.11.3.5 (analisi di stabilità dei pendii) del DM 14/01/2008; per i valori del coefficiente  $\beta$  e dell'accelerazione equivalente assunta, consultare i relativi tabulati di calcolo.

## Relazione sui terreni e sulle fondazioni

Il territorio interessato dall'opera è caratterizzato da una dorsale orientata secondo l'asse Nord – Sud, rappresentante la linea naturale di dispiuvio tra il bacino idrografico del Fosso San Mauro ad Est e quello del torrente Fiobbo a Sud; il sito ricade sulla zona di raccordo tra la cresta e la parte sommitale del versante occidentale, con acclività maggiori rispetto a quello orientale grazie agli strati a reggi poggio..

Il profilo topografico del versante nell'intorno dell'intervento risulta irregolare, alternato da tratti a forte pendenza e tratti meno acclivi, soprattutto nella porzione di valle, con pendenza media di circa 8°.

Dal punto di vista geologico, sull'area è presente una formazione di base costituita da argille marnose grigio azzurre inclinate di circa 10-15° intercettanti la superficie topografica a lieve "traversopoggio"; in discordanza angolare, sopra a quest'ultime, si trovano le successioni sabbiose e sabbioso-conglomeratiche, ubicate esclusivamente sulle zone di cresta.

Il ciclo sedimentario si chiude con coltri detritiche eluvio – colluviali di copertura derivate dall'azione erosiva operata dagli agenti esogeni sui litotipi del substrato, miste a terreno di riporto.

Non sono stati riconosciuti disturbi strutturali associabili alla presenza di faglie.

Dal punto di vista idrografico, il deflusso superficiale delle acque non è sufficientemente definito in quanto gli interventi antropici e la vicinanza alla cresta non permette una organizzazione chiara dello stesso; le acque di ruscellamento vengono drenate in direzione Est – Ovest, secondo i percorsi ad elevata pendenza in prossimità del versante.

L'idrogeologia profonda è regolata dal basamento impermeabile dello strato di base, su cui le acque di percolazione ed infiltrazione alimentano falde localizzate: le risultanze delle prove hanno di fatto determinato la presenza di acqua di falda solo in una prova penetrometrica su tre, individuando una falda superficiale a carattere locale e limitato, che non va ad interessare il versante nel suo complesso.

I movimenti gravitativi oggetto di intervento sono dovuti soprattutto alle forti infiltrazioni meteorologiche che hanno saturato i terreni superficiali con relativo decadimento delle caratteristiche meccaniche e predominanza della frazione liquida su quella solida. L'analisi geologica è storica dell'area infatti non evidenzia variazioni di stabilità dell'area e del versante sottostante nel corso degli anni.

L'analisi dei muri di sostegno e delle relative spinte si basa sulla relazione geologica e geotecnica redatta dal Dott. Tonino Colletta, e sulle relative colonne e sezioni stratigrafiche, ricavate da prove penetrometriche realizzate allo scopo.

Sono state individuate quattro tipologie principali di terreno, le cui caratteristiche assunte a base del calcolo sono:

### 1) TERRENO DI RIPORTO

Peso per unità di volume:	1770 kg/mc
Angolo di attrito interno:	24.9°
Coesione efficace:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
Coesione non drenata:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>

### 2) LIMO SABBIOSO – SABBIA LIMOSA

Peso per unità di volume:	1850 kg/mc
Angolo di attrito interno:	30.4°
Coesione efficace:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
Coesione non drenata:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>

### 3) SABBIA E ARGILLA

Peso per unità di volume:	2060 kg/mc
Angolo di attrito interno:	34.4°
Coesione efficace:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
Coesione non drenata:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>

### 4) SABBIA CONSOLIDATA

Peso per unità di volume:	2200 kg/mc
Angolo di attrito interno:	39.3°
Coesione efficace:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
Coesione non drenata:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>

Nei calcoli sono stati anche inseriti sia il drenaggio a tergo del muro monte, formato da ghiaia, sia il rinterro costipato di terreno per la struttura di valle, necessario per la creazione del campo polivalente:

### DRENAGGIO

Peso per unità di volume:	2000 kg/mc
Angolo di attrito interno:	35.0°
Coesione efficace:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
Coesione non drenata:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>

### RINTERRO

Peso per unità di volume:	1850 kg/mc
Angolo di attrito interno:	26.0°
Coesione efficace:	0.15 kg/cm <sup>2</sup>
Coesione non drenata:	0.00 kg/cm <sup>2</sup>

## Metodo di analisi – Muri di sostegno

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 globale

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

## Calcolo della spinta sul muro

### *Valori caratteristici e valori di calcolo*

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del

terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

### *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 coefficiente di 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  $\rho$  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  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

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

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

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

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

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

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi 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 alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce 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 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.



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

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

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima e  $c_i$  e  $\phi_i$  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  $\eta$ . 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  $\phi$  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 il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta  $\eta_p$  ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale  $\eta_l$ .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

### Capacità portante di punta

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

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q + 1/2B\gamma N'_\gamma)$$

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,  $\gamma$  è il peso specifico del terreno,  $D$  è il diametro del palo ed i coefficienti  $N'_c$   $N'_q$   $N'_\gamma$  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  $\eta$  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  $\tau_a$  è dato dalla nota relazione di Coulomb

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

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno,  $\gamma$  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  $\text{Kg/cm}^2$ ) 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 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 rigidezza 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,  $X_{max}$  oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite 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.

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).

### 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  $3 \times 3$ ) 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 tutte le sezioni del palo., le caratteristiche del terreno (rappresentate da  $K_h$ ) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per rottura del terreno.

## Metodo di calcolo – stabilità versante

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a **1.10**.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Nella descrizione dei metodi di calcolo si adotterà la seguente simbologia:

- $l$         lunghezza della base della striscia
- $\alpha$       angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale

$b$	larghezza della striscia $b=l \times \cos(\alpha)$
$\phi$	angolo di attrito lungo la base della striscia
$c$	coesione lungo la base della striscia
$\gamma$	peso di volume del terreno
$u$	pressione neutra
$W$	peso della striscia
$N$	sforzo normale alla base della striscia
$T$	sforzo di taglio alla base della striscia
$E_s, E_d$	forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
$X_s, X_d$	forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
$E_a, E_b$	forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
$\Delta X$	variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$
$\Delta E$	variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

### Metodo di Fellenius (metodo svedese)

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

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

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima e  $c_i$  e  $\phi_i$  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  $F$ . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza del pendio il minimo dei coefficienti così determinati.

### Metodo di Bishop

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

$$F = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (N_i / \cos(\alpha_i) - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = (1 + \frac{\text{tg}\phi_i \text{tg}\alpha_i}{F}) \cos\alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di **Bishop semplificato** contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $F$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $F$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

### Metodo di Bell

Bell suppone nota l'andamento della pressione normale lungo la superficie di rottura ed assume per la  $\sigma_i$  la seguente espressione

$$\sigma_i = C_1(1-K_y)W_i \cos\alpha_i / l_i + C_2 f(x,y)$$

La funzione  $f(x,y)$  è espressa in funzione delle coordinate della striscia

$$f(x,y) = \sin 2\pi \frac{x_n - x_i}{x_n - x_0}$$

Per pareggiare il numero delle equazioni con il numero delle incognite introduce l'ulteriore incognita  $C_3$  come moltiplicatore della coesione. Tale incognita dovrà essere in soluzione pari all'unità. Il coefficiente di sicurezza nel metodo di **Bell** si ottiene dalla risoluzione del seguente sistema di equazioni non lineari, nelle incognite  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$ , ottenuto scrivendo l'equilibrio dell'intera massa alla traslazione orizzontale, verticale ed alla rotazione:

$$\begin{aligned} M_{11} C_1 + M_{12} C_2 + M_{13} C_3 &= V_1 \\ M_{21} C_1 + M_{22} C_2 + M_{23} C_3 &= V_2 \\ M_{31} C_1 + M_{32} C_2 + M_{33} C_3 &= V_3 \end{aligned}$$

dove i coefficienti del sistema si ricavano dalle equazioni di equilibrio e valgono:

$$M_{11} = (1 - K_y) [\sum_i W_i \cos^2 \alpha_i \text{tg} \phi_i - F \sum_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i]$$

$$M_{12} = \sum_i f_i b_i \text{tg} \phi_i - F \sum_i f_i b_i \text{tg} \alpha_i$$

$$M_{13} = \sum_i c_i b_i$$

$$M_{21} = (1 - K_y) [\sum_i W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i \text{tg} \phi_i + F \sum_i W_i \cos^2 \alpha_i]$$

$$M_{22} = \sum_i f_i b_i \text{tg} \alpha_i \text{tg} \phi_i + F \sum_i f_i b_i$$

$$M_{23} = \sum_i c_i b_i \text{tg} \alpha_i$$

$$M_{31} = (1 - K_y) [\sum_i (W_i \cos^2 \alpha_i \text{tg} \phi_i) y_{ci} + \sum_i (W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i \text{tg} \phi_i) x_{ci}] + F [\sum_i (W_i \cos^2 \alpha_i) x_{ci} - \sum_i (W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i) y_{ci}]$$

$$M_{32} = \sum_i (f_i b_i \text{tg} \phi_i) y_{ci} + \sum_i (f_i b_i \text{tg} \alpha_i \text{tg} \phi_i) x_{ci} - F [\sum_i (f_i b_i \text{tg} \alpha_i) y_{ci} + \sum_i (f_i b_i) x_{ci}]$$

$$M_{33} = \sum_i (c_i b_i) y_{ci} + \sum_i (c_i b_i \text{tg} \alpha_i) x_{ci}$$

$$V_1 = \sum_i u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i + F(K_x \sum_i W_i - X)$$

$$V_2 = \sum_i u_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i + F[(1 - K_y) \sum_i W_i + Z]$$

$$V_3 = \sum_i (u_i b_i \operatorname{tg} \phi_i) y_{ci} + \sum_i (u_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) x_{ci} + F [K_x \sum_i W_i y_{cgi} + (1 - K_y) \sum_i W_i x_{cgi} - X y_x - Z x_y]$$

La ricerca del fattore di sicurezza avviene operando sul coefficiente  $C_3$ . Si comincia da due valori di  $F$  che individuano un intervallo all'interno del quale si può ritenere sia compreso il coefficiente di sicurezza soluzione del problema. Risolvendo il sistema si ricavano i due corrispondenti valori di  $C_3$  e quindi si reitera prendendo come nuovo valore quello derivante dall'interpolazione:

$$F = F_f + \frac{1 - C_{3f}}{C_{3f} - C_{3i}} (F_f - F_i)$$

dove gli indici  $i$  ed  $f$  stanno rispettivamente per iniziale e finale. L'iterazione si può fermare quando la differenza tra l'ultimo  $F$  ricavato ed il penultimo è abbastanza piccola, oppure quando la differenza di  $C_3$  dall'unità può essere ritenuta trascurabile.

### Metodo di Spencer

Il metodo di Spencer opera sulle risultanti delle forze di interstriscia  $Z$ . Il coefficiente di sicurezza nel metodo di **Spencer** viene determinato con procedura iterativa sulle equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione globali. Queste equazioni, nel caso di risultante delle forze esterne nulle, sono date da:

$$\begin{aligned} \sum_i [\Delta Z_i \cos \theta_i] &= 0 \\ \sum_i [\Delta Z_i \sin \theta_i] &= 0 \\ \sum_i [R \Delta Z_i \cos (\alpha_i - \theta_i)] &= 0 \end{aligned}$$

dove  $\Delta Z_i$  rappresenta la variazione della forza laterale di interstriscia risultante che ha equazione:

$$\Delta Z_i = \frac{W_i \sin \alpha_i - \frac{c b_i}{F \cos \alpha_i} - (W_i \cos \alpha_i - N_{bi}) \frac{\operatorname{tg} \phi}{F}}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[ \operatorname{tg} (\alpha_i - \theta_i) \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + 1 \right]}$$

L'ipotesi assunta da **Spencer** è che le forze laterali di interstriscia siano tutte tra loro parallele. Cioè si suppone che il loro angolo di inclinazione sia  $\theta = \text{cost}$ .

Attraverso questa ipotesi le equazioni alla traslazione si riducono ad un'unica equazione dalla forma:

$$\sum_i [\Delta Z_i] = 0$$

Inoltre l'ipotesi di superfici di scorrimento circolari permette di semplificare anche l'equazione di equilibrio alla rotazione nella forma seguente:

$$\sum_i [\Delta Z_i \cos (\alpha_i - \theta_i)] = 0$$

A questo punto la determinazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata risolvendo iterativamente e separatamente le due ultime equazioni viste per un assegnato valore di  $\theta_i$ ; in questo modo si otterrà una coppia di coefficienti di sicurezza  $F_f$  ed  $F_m$  di cui il primo soddisfa l'equilibrio alla traslazione, mentre il secondo soddisfa l'equilibrio alla rotazione.

Questi valori non sono generalmente uguali. Si possono costruire per punti le curve  $F = F_f(\theta)$  ed  $F = F_m(\theta)$  si può ricavare il valore di  $\theta$  tale che risulti:

$$F = F_f = F_m$$

Riguardo ai valori di  $F$  e di  $\theta$  si può affermare che  $F_{\text{finale}}$  ha un valore prossimo a quello ricavato nell'equazione di equilibrio alla rotazione ponendo  $\theta = 0$ ; mentre il valore di  $\theta$  è sempre compreso tra  $0$  e la massima inclinazione del pendio.

## Tabulati di calcolo

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda agli allegati tabulati di calcolo costituenti parte integrante della presente relazione.

Ascoli Piceno, lì 16/02/2016

Il progettista

(Ing. Francesco Trovarelli)