

COMUNE DI ACQUAVIVA PICENA
PROVINCIA DI ASCOLI PICENO

**LAVORI DI PRONTO INTERVENTO PER MESSA IN SICUREZZA
DISSESTO STRADA COMUNALE VIA F.P. ANGELLOTTI**

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

DESCRIZIONE:

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
RELAZIONE SUI MATERIALI
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI**

DATA: 19.11.2014

PROGETTISTA:

ING. FRANCESCO TROVARELLI

COMMITTENTE:

AMMINISTRAZIONE COMUNALE

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

ARCH. ANTONELLA STUZZICA

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 ha come oggetto la realizzazione di una paratia di pali trivellati come opera di sostegno nell'ambito dei lavori di pronto intervento per la messa in sicurezza del tratto di via Angellotti, presso il comune di Acquaviva Picena, dissestato a seguito degli eventi meteorologici eccezionali verificatisi nel periodo di Marzo 2014.

L'opera interessa il versante in frana a valle della strada, nel tratto maggiormente colpito dal movimento gravitativo; la suddetta opera di sostegno, unitamente alle opere di riprofilatura, avrà lo scopo di bloccare il movimento franoso per stabilizzare e sistemare il sito: si sottolinea come l'attuale disponibilità economica dell'Amministrazione Comunale consente di intervenire solo sulla porzione centrale del fronte per una lunghezza complessiva di circa 15 ml.

L'opera, dimensionata in base alle indicazioni geologiche e geotecniche contenute nella relazione del Dott. Tonino Colletta, è costituita da n°9 pali trivellati in c.c.a. (diametro 100 cm – passo 150 cm) di lunghezza complessiva pari a 16.5 ml ed è completata da un cordolo di coronamento in c.c.a. di sezione 140x80 cm.

Ai fini del dimensionamento, si è ipotizzato come carico massimo a monte della paratia un carico distribuito pari a 1800 kg/mq per una larghezza di 3 ml (azione stradale distribuita massima per ponti di 1° categoria, raddoppiata a favore di sicurezza – fig. 5.1.2 del DM 14/01/2008).

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/mm ² ; |
| • Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: | 25 N/mm ² ; |
| • Resistenza di progetto fcd: | 14,17 N/mm ² ; |
| • Modulo elastico: | 320665 kg/cm ² ; |
| • Copriferro: | 3 cm. |

Acciaio per c.a. classe B450C:

- | | |
|---|------------------------------|
| • Resistenza caratteristica a trazione: | 450 N/mm ² ; |
| • Resistenza di progetto fyd: | 391,3 N/mm ² ; |
| • Modulo elastico: | 2100000 kg/cm ² ; |

Azione sismica

Posizione sito:

Latitudine 42.945582

Longitudine 13.809358

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

<i>Combinazioni/Fase</i>	<i>SLU</i>	<i>SLE</i>
Accelerazione al suolo $[m/s^2]$	1.748	0.644
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.452	2.454
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante Tc^*	0.332	0.293
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.000	1.000
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.438	1.500

Il calcolo sismico verrà effettuato con il metodo pseudo-statico in accordo con il capitolo 7.11.6.3 del DM 14/01/2008: per i valori del coefficiente α e β 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 Est – Ovest, rappresentante la linea naturale di displuvio tra il bacino idrografico del torrente Albula a Nord e quello del torrente Ragnola a Sud; il sito ricade sulla zona di raccordo tra la cresta e la parte sommitale del versante meridionale, che presenta più acclività rispetto al versante opposto con maggiori problemi legati all'instabilità (strati a reggipoggio e morfotipi calanchivi).

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.

Dal punto di vista geologico, sull'area è presente una formazione di base costituita da argille marnose grigio azzurre inclinate di circa $10-15^\circ$ intercettanti la superficie topografica a lieve "traversopoggio"; su di essa sono depositati sedimenti di origine marina costituiti da sabbie con orizzonti ghiaiosi e intercalazioni di natura limosa.

Il ciclo sedimentario si chiude con una coltre di copertura eluvio – colluviale d'ambiente continentale derivante dal disfacimento dei litotipi del substrato.

Dal punto di vista idrogeologico, è presente una falda rilevata all'interno dello strato limoso argilloso derivante dalle infiltrazioni superficiali superiori e dal substrato impermeabile inferiore.

Il movimento gravitativo in atto è dovuto sia alla natura dei terreni presenti e alla loro disposizione topografica e morfologica, sia alle forti infiltrazioni meteorologiche che hanno saturato i terreni superficiali con relativo decadimento delle caratteristiche meccaniche e predominanza della

frazione liquida su quella solida. La massa mobilizzata ha creato una nicchia di stacco sul ciglio Sud della strada con parziale coinvolgimento della stessa e un accumulo di materiale terroso a valle. Tale frana, originatasi all'interno del manto di copertura superficiale caratterizzato da limi argillosi e terreno di riporto, evidenzia solo nel tratto sommitale la superficie di scivolamento, che si trova sulla superficie di contatto fra i due livelli di limo argilloso presenti, in corrispondenza della falda rilevata.

L'analisi della paratia 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 n°2 prove penetrometriche realizzate allo scopo ed altre n°2 prove eseguite in passato a monte e a valle del sito.

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

- 1) TERRENO DI RIPORTO (da 0.00 a -2.60/-2.80 ml dal piano campagna)

Peso per unità di volume:	1740 kg/mc
Angolo di attrito interno:	22.2°
Coesione efficace:	0.03 kg/cm ²
Coesione non drenata:	0.36 kg/cm ²

- 2) LIMO ARGILLOSO 1° LIVELLO (da -2.60/-2.80 a -4,60/-5,20 ml dal piano campagna)

Peso per unità di volume:	1690 kg/mc
Angolo di attrito interno:	23.5°
Coesione efficace:	0.04 kg/cm ²
Coesione non drenata:	0.24 kg/cm ²

- 3) LIMO ARGILLOSO 2° LIVELLO (da -4,60/-5,20 a -9,80/-10,60 ml dal piano campagna)

Peso per unità di volume:	1900 kg/mc
Angolo di attrito interno:	26.4°
Coesione efficace:	0.05 kg/cm ²
Coesione non drenata:	0.83 kg/cm ²

- 4) ARGILLA LIMOSA (da -9,80/-10,60 a -11,60/-12,20 ml dal piano campagna)

Peso per unità di volume:	2130 kg/mc
Angolo di attrito interno:	27.4°
Coesione efficace:	0.11 kg/cm ²
Coesione non drenata:	2.44 kg/cm ²

- 5) ARGILLA SABBIOSA (da -11,60/-12,20 a -16,60/-17,20 ml dal piano campagna)

Peso per unità di volume:	2480 kg/mc
Angolo di attrito interno:	27.9°
Coesione efficace:	0.19 kg/cm ²
Coesione non drenata:	3.85 kg/cm ²

- 6) ARGILLA LIMOSA (da -16,60/-17,20 ml dal piano campagna)

Peso per unità di volume:	2500 kg/mc
Angolo di attrito interno:	28.3°
Coesione efficace:	0.12 kg/cm ²
Coesione non drenata:	4.00 kg/cm ²

Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am}	diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av}	diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm}	diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pv}	diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo della spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

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).

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 nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

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

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico* o *idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Nell'ipotesi di regime idrodinamico la falda viene considerata idrodinamica, la pressione in un punto a profondità h_m dalla linea freatica se calcolata da monte risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_m \times (1-i)$$

oppure, se calcolata da valle, la pressione in un punto a profondità h_v dalla linea freatica da valle risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_v \times (1+i).$$

Il valore della pressione al piede della paratia in regime idrodinamico coincide sia se calcolata da monte che da valle.

i rappresenta il gradiente idraulico nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Spinta in presenza di sisma

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

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_f , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico

del materiale costituente la paratia (in Kg/cm²), l'equivalenza, in termini di rigidità, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidità, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riasssemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono

il riassettaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

dove n è il numero delle strisce 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 si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_C e il gradiente idraulico di efflusso i_E .

$$FS_{SIF} = i_C / i_E.$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w .

$$i_C = \gamma_m / \gamma_w.$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L .

$$i_E = \Delta H / L.$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.

Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.

Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza $D/2$.

D rappresenta la profondità di infissione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto W e la pressione idrica al piede della paratia U dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U.$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

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

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Versione	10.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	ING. TROVARELLI FRANCESCO
Licenza	AIU2177ZU

Affidabilità dei codici di calcolo

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

Modalità di presentazione dei risultati

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

Informazioni generali sull'elaborazione

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

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi

tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

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 30/10/2014

Il progettista

(Ing. Francesco Trovarelli)