

REGIONE BASILICATA



COMUNE di POMARICO

(Provincia di Matera)

LAVORI DI SISTEMAZIONE GEOTECNICA DELLE AREE IN FRANA A VALLE DI CORSO VITTORIO EMANUELE NEL COMUNE DI POMARICO

(D.P.C.M. del 09/04/2021 di ripartizione della quota dell'otto per mille
dell'IRPEF devoluta alla diretta gestione statale per l'anno 2019)

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Progettazione e Direzione Lavori

Ing. Maurizio DE VINCENZI

Coordinamento della sicurezza in fase di
esecuzione e progettazione:

Ing. Donato Vito PETRALLA

Consulenza geologica:

Dott. Geol. Michele Colasurdo

Responsabile Unico del Procedimento:

Geom. Michele CAVALIERI

5.6

A

-

Ottobre 2023

-

C008/2022

codice elaborato

revisione

scala

data

aggiornam. e/o revisione

commessa

Titolo elaborato:

PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

-	-	-	-	-	-
A	Emissione	Ottobre 2023	Ing. M. Latino	Ing. A. D'Alessio	Ing. M. De Vincenzi
revisione	descrizione	data	redazione	verifica	validazione



Studio Tecnico
Ing. Maurizio De Vincenzi

Servizi Tecnici di Ingegneria

Via Libero Testa n. 53/A - 86170 Isernia - Tel. 0865403434 - Fax. 0865415012
ing.devincenzi.maurizio@gmail.com - C.F. DVN MRZ 63L17 E335E - P.I.V.A. 00347180945



Azienda certificata ISO 9001:2015 - N° 2680
Azienda certificata ISO 14001:2015 - N° 2681
Azienda certificata ISO 45001:2018 - N° 3144

Certificazione della figura professionale
dell'EcoProgettista (ECOPRG) N°AEP047

INDICE

- Premessa	2
- Modello geotecnico schematico del sito di intervento	7
- Normative di riferimento	10
- Relazione di calcolo	11
- Calcolo	20

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Premessa

La presente relazione, in attinenza con i requisiti geomeccanici dei litotipi in affioramento e di sub - strato nel sito di intervento, assume la finalità di illustrare le prerogative di merito geotecnico e documentare le soluzioni proposte per il sistema di fondazione delle opere d'arte previste nel progetto definitivo - esecutivo dei lavori di "Sistemazione geotecnica delle aree in frana a valle di Corso Vittorio Emanuele nel Comune di Pomarico" in Provincia di Matera.

L'intervento interessa il versante occidentale del Centro Abitato del Comune di Pomarico, e, nello specifico, il settore localizzato a valle di Corso Garibaldi e Corso Vittorio Emanuele, prospiciente il Palazzo Marchesale "Donnaperna", dove sono presenti, in affioramento e nel sub - strato, formazioni sabbiose e limo - sabbiose e risulta coinvolto in rilevanti processi gravitativi, con chiari indizi di dinamicità, che procurano azioni di danneggiamento ed ammaloramento delle preesistenze antropiche, e, soprattutto, originano danneggiamenti agli edifici civili ed alle loro pertinenze, nonché, alla viabilità di servizio, ed inducono palesi condizioni di pregiudizio per la sicurezza della popolazione.

Le fenomenologie innanzi menzionate, sono, peraltro, contraddistinte da un'evoluzione storica con caratteristiche di riproposizione ciclica delle evenienze di instabilità geotecnica, in condizioni di accelerazione e riattivazione delle dinamiche franose, associate, prevalentemente, ad eventi metereologici intensi.

Le manifestazioni più recenti si sono avute nei giorni dal 24 al 29 gennaio del 2019 e, come rappresentato nell'elaborato di progetto n. 4.1.1, recante "Planimetria dello stato di fatto", hanno provocato la rottura definitiva della sezione del versante occidentale del Centro Abitato del Comune di Pomarico adiacente le aree di attenzione progettuale, con il crollo e la rovina di numerose abitazioni, in maniera tale da richiedere,

ai sensi dell'art. 5 della Legge n. 225 del 24/02/1992 e s.m.i., l'adozione, da parte del Consiglio dei Ministri, dello stato di emergenza, avutasi con Deliberazione in data 14/02/2019.

Nei siti di interesse, peraltro, sono stati già realizzati, in passato, interventi di stabilizzazione geomeccanica, che, tuttavia, sono risultati insufficienti a fronteggiare i dissesti.

Le previsioni del progetto definitivo - esecutivo in essere, come indicato nei suoi elaborati tecnici, afferiscono, pertanto, opere di ingegneria geotecnica finalizzate al consolidamento del pendio pregiudicato dai cinematismi dovuti ad impropri movimenti del suolo, e, sostanzialmente consistono in un sistema di drenaggio profondo "a gravità" delle acque di saturazione delle formazioni in affioramento e di sub - strato ad alta permeabilità primaria, articolato in una raggiera di dreni sub - orizzontali convergenti in pozzi di raccolta.

I pozzi, in numero di quattro, disposti a valle di Corso Garibaldi e di Corso Vittorio Emanuele, come raffigurato nella "Planimetria di progetto" dell'elaborato n. 4.3, sono conformati da una corona di pali trivellati "di grande diametro" in calcestruzzo armato in opera e sono vincolati alla pendice con tiranti di ancoraggio di "tipo attivo" posti sul cordolo di testata.

Le caratteristiche geometriche e funzionali dei pozzi drenanti, deducibili dall'elaborato di progetto n. 4.9, avente ad oggetto "Sezione tipo pozzi drenanti", risultano le seguenti:

- diametro interno della corona di pali di 7,00 ml;
- diametro esterno della corona di pali di 9,80 ml;
- diametro dei pali pari a Φ 1200 mm;
- disposizione dei pali a corona con interasse di 1,47 ml;
- lunghezza dei pali di 21,00 ml;
- larghezza del cordolo di testata di 1,40 ml;
- altezza del cordolo di testata di 1,40 ml;

- diametro dei tiranti di "tipo attivo" pari a Φ 160 mm;
- disposizione dei tiranti di "tipo attivo" su un'unica fila sul cordolo di raccordo della testa dei pali;
- interasse dei tiranti di "tipo attivo" di 1,30 ml;
- lunghezza dei tiranti di "tipo attivo" di 30,00 ml;
- inclinazione dei tiranti di "tipo attivo" rispetto all'orizzontale pari a 15,00°.

I pozzi sono muniti di soletta di copertura di altezza di 0,40 ml e sono rivestiti internamente tramite spritz - beton con interposta rete elettrosaldata, applicato, per uno spessore di 0,10 ml, sulla superficie anulare definita dalla corona di pali di grande diametro.

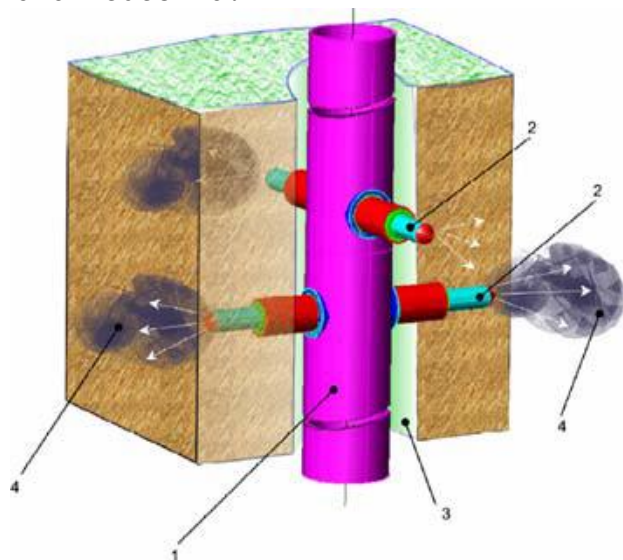
Al fondo dei pozzi, altresì, è predisposta una platea, in calcestruzzo armato in opera, di altezza di 0,40 ml.

I tiranti di "tipo attivo", invece, sono costituiti da cinque trefoli in acciaio armonico idoneamente pretensionati per fronteggiare le elevate sollecitazioni agenti a tergo della struttura dei pozzi e prodotte dalla spinta del terreno destrutturato e rimaneggiato per conferirle al tronco di fondazione ottenuto tramite iniezioni in foro di malta cementizia ad alta pressione a più stadi e ripetute.

I medesimi tiranti, come rappresentato nell'elaborato di progetto n. 4.9, avente ad oggetto "Sezione tipo pozzi drenanti" e già innanzi menzionato, sono altresì, attrezzati in punta con un dispositivo ad aderenza esplosa "TFEG" (thriving friction by extruding gear), della tipologia indicata nella seguente figura n. 1, idoneo a migliorare le condizioni di ancoraggio dell'elemento infisso con il terreno, il quale, mediante l'elongazione a pressione controllata di quattro pistoni a tre sfili, successivamente iniettati con malta cementizia, permette la formazione di un bulbo che aumenta la superficie di contatto con il terreno stesso.

Le propaggini metalliche, inizialmente, sono contenute all'interno

del diametro di perforazione, successivamente alla collocazione nel foro dell'armatura del tirante, i pistoni del manicotto, tramite il sistema idraulico, vengono elongati e spinti all'interno del terreno circostante il foro medesimo.



Legenda:

- 1. Armatura tubolare micropalo;
- 2. Fori per la malta cementizia;
- 3. Terreno;
- 4. Iniezione cementizia.

Figura n. 1 - Manicotto ad adherenza esplosa T.F.E.G.

L'iniezione della malta cementizia assume la funzione di bloccare il dispositivo T.F.E.G. e di consentire l'accertamento dell'avvenuta completa elongazione dei pistoni.

Il sistema di fondazione delle opere d'arte in questione, di tipo indiretto, è, quindi, costituito dall'apparato di pali trivellati a rotazione "di grande diametro", che trasferiscono alle formazioni di substrato, in possesso di idonei attributi geomeccanici, i carichi di esercizio, e, come stabilito dagli articoli 6.2.4.1 e 6.2.4.3, del paragrafo 6.2.4, della sezione 6.2, del capitolo 6, del D.M. del 17/01/2018, è stato verificato e dimensionato in maniera tale:

- da trasmettere al terreno tensioni compatibili con le sue proprietà fisiche e meccaniche;
- che risultano soddisfatte le seguenti condizioni:
 - i "valori di progetto" delle azioni instabilizzanti sono minori dei "valori di progetto" delle azioni stabilizzanti;
 - per il sistema terreno - struttura, il "valore di progetto"

dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per ogni stato limite di esercizio è minore del prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Modello geotecnico schematico del sito di intervento

Nel presente paragrafo della relazione in essere sono illustrate le considerazioni eseguite per la identificazione e determinazione delle peculiarità litologiche e litotecniche delle formazioni in affioramento e di sub - strato con cui è conformato il sito di interesse progettuale.

L'inquadramento geologico delle unità in affioramento e di sub - strato e la successiva costruzione del modello geotecnico schematico e caratteristico di riferimento sono avvenuti a seguito dell'esame delle valutazioni degli esiti forniti dallo studio geologico la cui relazione, a firma del Dott. Geologo Michele Colasurdo, è allegata al progetto definitivo - esecutivo (Elaborato di progetto n. 3.1), e delle riflessioni sui risultati delle indagini geognostiche e geofisiche in essa contenute.

Le indagini geognostiche e geofisiche disponibili per l'ambito di attenzione, la cui ubicazione e distribuzione areale è indicata nell'elaborato di progetto 3.2, recante "Carta ubicazione delle indagini", nello specifico, consistono in:

- tre sondaggi geognostici a carotaggio continuo, contraddistinti nella documentazione tecnica con le sigle S1, S2 ed S3, con terebrazione spinta alla profondità di 20,00 ml dal piano campagna;
- prove di laboratorio sui campioni indisturbati, prelevati in numero di tre per ogni sondaggio, per la determinazione dei parametri geotecnici;
- quattro prospezioni geoelettriche tomografiche, contraddistinte nella documentazione tecnica con le sigle ERT1, ERT2, ERT3 ed ERT4, della lunghezza, rispettivamente, pari a 35,00 ml, 15,00 ml, 20,00 ml e 15,00 ml;
- uno stendimento geofisico superficiale con metodologia M.A.S.W. (multichannel analysis of surface waves) della lunghezza di 46,00 ml.

Dal foro del sondaggio S1, inoltre, sono stati prelevati tre campioni indisturbati, denominati C1, C2 e C3, estratti rispettivamente alle quote -4,00 ml, -12,00 ml e -21,00 ml, dal foro del sondaggio S2, altresì, sono stati prelevati due campioni indisturbati, denominati C1 e C2, estratti rispettivamente alle quote 3,50 ml ed 11,00 ml, mentre dal foro del sondaggio S3 è stato prelevato un solo campione indisturbato, identificato C1, alla quota di 3,50 ml.

Tali campioni indisturbati, successivamente, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- di individuazione delle caratteristiche fisiche generali;
- granulometrica;
- di taglio diretta (consolidata e drenata).

L'analisi interpretativa di tali indagini ha consentito di costruire il modello litologico del sito di intervento raffigurato negli "Schemi grafici di modellazione" dell'elaborato di progetto n. 5.2, che, in accordo, anche, con le ipotesi avanzate dal Dott. Geol. Michele Colasurdo nella sua relazione, è articolato nei seguenti termini:

- un deposito di copertura di sabbia e sabbia limosa con ciottoli;
- una unità litotecnica intermedia afferente una formazione di limo argilloso di colore avana con livelli sabbiosi;
- una unità litotecnica di base, afferente i limi argillosi di colore grigio azzurro.

L'attribuzione delle proprietà geomeccaniche alle formazioni di cui innanzi, invece, deriva dalle prove dirette di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati.

I valori dei parametri geotecnici usati nelle relative verifiche ed analisi, in particolare, sono sintetizzati nella tabella di pagina seguente.

PARAMETRI GEOMECCANICI DELLE UNITÀ LITOTECNICHE		
Limo sabbioso e sabbia con presenza di ciottolotti		
<i>parametro geotecnico</i>	<i>unità di misura</i>	<i>valore numerico</i>
peso specifico	γ - kg/m ³	1840
peso specifico saturo	γ_{sat} - kg/m ³	2020
coesione efficace	c' - kg/cm ²	0,05
angolo di attrito	ϕ' - ° (gradi)	30,00°
Argilla limosa di colore avana		
<i>parametro geotecnico</i>	<i>unità di misura</i>	<i>valore numerico</i>
peso specifico	γ - kg/m ³	1890
peso specifico saturo	γ_{sat} - kg/m ³	1960
coesione efficace	c' - kg/cm ²	0,20
angolo di attrito	ϕ' - ° (gradi)	21,00°
Limo argilloso con sabbie finissime di colore grigio - azzurro		
<i>parametro geotecnico</i>	<i>unità di misura</i>	<i>valore numerico</i>
peso specifico	γ - kg/m ³	1930
peso specifico saturo	γ_{sat} - kg/m ³	2020
coesione efficace	c' - kg/cm ²	0,14
angolo di attrito	ϕ' - ° (gradi)	23,80°

Normative di riferimento

Le normative di riferimento utilizzate per le verifiche geotecniche di cui alla presente relazione sono le seguenti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/01/2018, recante "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 7 del 21/01/2019, avente ad oggetto "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni»".

Relazione di calcolo

Modellazione ed analisi ad elementi finiti

Il software impiegato per la progettazione strutturale delle opere in questione, PAC 3D, simula la paratia con un modello di calcolo a telaio tridimensionale parzialmente immerso nel terreno.

La paratia viene quindi suddivisa in una serie di elementi trave, per modellare il comportamento dei pali e dei cordoli in cui è articolato il telaio.

I tiranti, invece, sono modellati con elementi aste resistenti solo a sforzo assiale.

Nel caso in cui la testa del palo non coincide con la linea baricentrica del cordolo vengono inseriti dei link rigidi di collegamento palo-cordolo.

La non-linearità di comportamento può essere limitata alle sole molle (terreno non lineare) o considerata anche negli elementi in c.a. (plasticità diffusa con modello a fibre).

Nel modello proposto da PAC 3D ogni elemento strutturale viene considerato con le sue effettive dimensioni e nella sua reale posizione.

La spinta, non essendo disponibili in letteratura procedure di calcolo della medesima in stato tridimensionale, viene definita con una semplificazione consistente nel calcolo basato sull'ipotesi di deformazione piana (Coulomb) in corrispondenza di ogni palo della paratia.

Tale ipotesi, benché semplificativa, consente di tener conto della variabilità di altezza dell'opera e dell'interasse variabile dei pali.

- Schematizzazione del terreno

Il modello di calcolo implementato in PAC 3D rientra nella categoria dei metodi a molle ampiamente utilizzati nell'analisi di paratie in deformazione piana.

L'interazione terreno-struttura, nello specifico, viene simulata

mediante una serie di molle a comportamento non lineare che lavorano soltanto a compressione.

Le tipologie di molle adottate nel software, trattandosi di un problema spaziale, sono diverse rispetto ad un'analisi in deformazione piana, dove la direzione di sollecitazione e di rottura delle molle stesse è univocamente determinata.

In ogni nodo del modello, infatti, vengono inserite diverse molle: nota la direzione del tratto cui appartiene il palo, viene inserita la molla principale Y ortogonale al tratto stesso, che è una molla di tipo classico che lavora per spostamenti ortogonali al tratto.

A tale molla viene attribuita una rigidezza $K_M = K L_W D$ (Kg/cm) dove K è la costante di Winkler del terreno in corrispondenza della molla espressa in $\text{kg/cm}^2/\text{cm}$, L_W è la lunghezza di competenza e D rappresenta l'area di impronta del palo sul terreno, che per default viene assunto pari al diametro del palo.

Il parametro di rigidezza K_w viene definito con K determinata mediante la relazione $K = R_p/d$, in cui R_p è la resistenza passiva alla profondità della molla e d rappresenta uno spostamento convenzionale (in letteratura spesso viene suggerito $d=1$ pollice).

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.

La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno è data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

- Molle in direzione tangente al tratto di paratia

Le molle principali della paratia sono affiancate da un secondo

sistema di molle tangenziali al tratto.

Per carichi agenti lungo la direzione in pianta del tratto interviene un doppio contributo resistente di cui il primo contributo è dato dalla resistenza tangenziale offerta lungo la superficie laterale del tratto ed è di tipo attritivo.

La pressione limite che la molla potrà sopportare può essere espressa mediante la relazione di Mohr-Coulomb:

$$\tau_{\text{LIM}} = c + \lambda \sigma_v \operatorname{tg} \phi = c + \sigma_h \operatorname{tg} \phi$$

dove:

- τ_{LIM} è la tensione tangenziale limite del terreno;
- c e ϕ rappresentano coesione ed angolo di attrito del terreno in corrispondenza della molla;
- σ_v rappresenta la tensione geostatica alla profondità considerata;
- λ rappresenta il coefficiente di spinta.

L'altro contributo di resistenza lungo il tratto è offerto dai pali di estremità del tratto stesso.

Si tratta di un contributo di tipo normale offerto dai due pali di estremità del tratto che offriranno resistenza passiva e controspinta.

Sui pali di estremità vengono, quindi, disposte delle molle che hanno un comportamento simile alle molle principali (indicate con Y), la cui rottura dipende da un meccanismo di tipo passivo.

Sia le molle tangenziali che quelle normali sui pali di estremità vengono disposte solo sulla parte infissa della paratia.

Un'ulteriore distribuzione di molle è costituita da molle dirette lungo il fusto del palo, anch'esse con comportamento tangenziale.

Queste molle, nel caso di paratia verticale, contribuiscono all'equilibrio per carichi verticali.

- Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

In fase di analisi si assume che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero.

Il criterio di plasticizzazione del terreno (molle) è di tipo statico per cui si considera 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.

L'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche) che comporta un aggravio computazionale che dipende dalla particolare tecnica adottata per la soluzione del sistema

$$\mathbf{K}_G \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

in cui \mathbf{K}_G è la matrice di rigidezza globale del sistema, \mathbf{u} è il vettore degli spostamenti nodali, e \mathbf{p} è il vettore dei carichi nodali.

Un sistema non lineare deve essere risolto mediante un'analisi al passo, per cui, si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale \mathbf{p}_0 , fino a raggiungere il carico totale \mathbf{p} .

Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni.

Le sorgenti di non linearità nell'analisi di una paratia sono diverse, infatti, oltre alla non linearità del terreno deve essere considerata la non linearità del materiale costituente la struttura.

L'inserimento o la rimozione di elementi strutturali e vincoli introducono ulteriori non linearità.

Poiché la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa in alcuni casi si ricorre a tecniche alternative che escludono il riassettaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale.

L'analisi ad elementi finiti restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni e fornisce informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno, pertanto, è possibile individuare la zona di terreno effettivamente plasticizzato e distinguere, in base alle deformazioni, il meccanismo di rottura del terreno.

- Influenza dei carichi applicati sul terreno

L'effetto di carichi applicati sul profilo a monte della paratia viene messo in conto mediante la Teoria di Boussinesq.

Tale teoria restituisce le tensioni in qualsiasi punto di un semispazio elastico omogeneo, per effetto di un carico applicato sulla superficie del semispazio stesso.

- Metodo di analisi classico

L'analisi viene condotta per incrementi di spinta da monte (Metodo classico).

Il software calcola i diagrammi di spinta attiva e resistenza passiva.

Si assume che in condizioni iniziali tutte le molle siano scariche e la paratia abbia configurazione indeformata.

La configurazione delle molle è fissata e l'analisi procede per incrementi di carico a monte, provvedendo di volta in volta a riequilibrare il sistema paratia-terreno.

L'incremento di carico viene equilibrato mediante una ridistribuzione delle pressioni all'interno del terreno.

A seguito di tali incrementi di carico la paratia si sposta verso valle provocando un aumento di compressione nel terreno a valle dell'opera.

Calcolo della spinta sulla paratia

Il calcolo della spinta agente in 3D viene stimato a partire da una serie di calcoli di spinta in deformazione piana.

In corrispondenza di ogni palo viene infatti valutata la stratigrafia

sezionando con un piano verticale e viene calcolata la spinta secondo la teoria di Coulomb.

In base ai singoli calcoli effettuati su ogni palo ed in base all'interasse di lavoro tra i pali viene quindi ricostruito un diagramma di spinta tridimensionale con cui viene caricata la struttura.

- Valori caratteristici e valori di calcolo

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ .

In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno (i coefficienti M1 sono pari a 1.0) e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno ed incrementati i carichi in misura minore.

- Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea.

Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno.

In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento della parete, e, quindi, la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-paramento.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

in cui K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso mediante la seguente relazione

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]^{0.5}}{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]^{0.5}} \right]^2}$$

dove:

- ϕ è l'angolo d'attrito del terreno;
- α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale);
- δ è l'angolo d'attrito terreno-parete;
- β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto.

Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$, in quanto la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

- Spinta in presenza di sisma

L'incremento di spinta dovuta al sisma viene definito con il 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 con le modalità di seguito indicate.

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 $\theta = \arctg(k_h/(1+k_v))$ 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, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità $\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1+k_v))]$

Terreno a permeabilità elevata $\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1+k_v))]$

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:

$$A = [\cos^2(\beta + \theta)] / [\cos^2\beta \cos\theta]$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno viene effettuata nel punto centrale di ogni tratto di paratia, tenendo conto della stratigrafia presente al centro del tratto e valutando la resistenza offerta dai pali e da eventuali tiranti.

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

In particolare il programma esamina, per ogni centro della maglia, 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.

In tal modo 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.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

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

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

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione 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, c_i e ϕ_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 contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η .

Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Calcolo

Le verifiche relative agli spostamenti ed alla stabilità globale dei pozzi drenanti sono già contenute e allegate nella "Relazione di calcolo e calcolo strutture" dell'elaborato di progetto n. 5.3, dove, da pag. 46 di 116 a pag. 52 di 116, al punto "risultati pali", del paragrafo "calcolo", del capitolo "calcolo delle strutture", e da pag. 99 di 116 a pag. 103 di 116, al punto "risultati stabilità globale" del medesimo paragrafo "calcolo", sono chiaramente indicate le relative entità.

In particolare, per quanto concerne gli spostamenti, poiché gli stessi, sono, in entrambe le direzioni principali, inferiori a 11,20 cm cioè inferiori allo 0,005 dell'altezza totale della paratia, e, pertanto, ritenuti compatibili con la stabilità e la funzionalità delle opere di progetto, così come previsto al punto 7.11.6.3.1, dell'art. 7.11.6.3, del paragrafo 7.11.6, della sezione 7.11, del capitolo 7, del D.M. 17/01/2018.

Per garantire le condizioni di sicurezza normative in termini di stabilità globale, altresì, il rapporto tra le azioni stabilizzanti e quelle instabilizzanti deve essere maggiore di 1,10 in condizioni statiche e di 1,20 in condizioni sismiche.

I risultati ottenuti dalle analisi numeriche hanno fornito valori dei coefficienti di sicurezza superiori ad 1,10 in condizioni statiche e di 1,20 in condizioni sismiche, per cui risultano garantite le condizioni normative di sicurezza.