

**DISINQUINAMENTO DEL FIUME PESCARA
POTENZIAMENTO DEL SISTEMA DEPURATIVO COMUNE DI
PESCARA**

NUOVO PARCO DEPURATIVO

Lotto 6

**REALIZZAZIONE DI UNA VASCA DI PRIMA PIOGGIA DA 3350 m³
IN PROSSIMITÀ DEL PONTE DI VILLA FABIO
(PONTE CAPACCHIETTI)**

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE SPECIALISTICA

**Verifica paratia provvisoria
Palancole tipo Larssen**

Elaborato:
Rel_12.r0

Data:
Ott..2022

Ing. Vincenzo D'Angelo

VERIFICA DELLE OPERE PROVVISORIALI PER IL SOSTEGNO DELLE PARETI DI SCAVO

Pre-dimensionamento paratia con palancole tipo Larssen – zona lato strada

Altezza scavo H [m]	4,00
Sovraccarico a monte della paratia q [kPa]	30
Coefficiente di sicurezza F	1,75

Caratteristiche geotecniche terreni		
	T1	T2
c' [kPa]	0	0
φ' [deg]	24	22
γ [kN/m ³]	18,5	18
δ [deg]	16	14

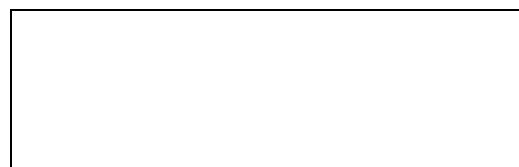
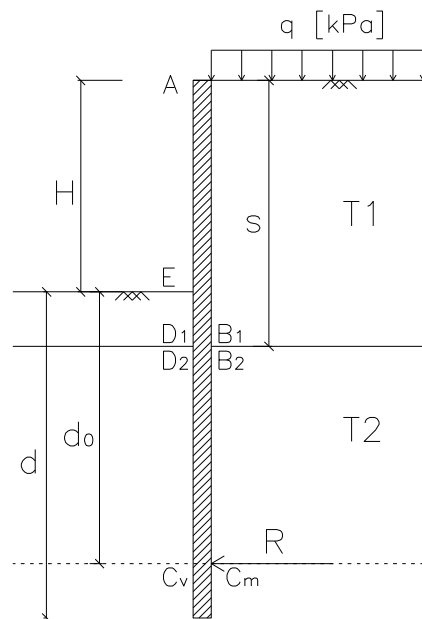
Profondità di infissione della paratia d [m]	11,95
$d_0 = d/1.2$ [m]	9,95
Lunghezza totale paratia [m]	15,95

Spinta attiva S_a [kN/m]	985,68
Spinta passiva S_p [kN/m]	1471,74

Risultante R [kN/m]	486,06
Coefficiente di sicurezza F'	2,30

Coefficienti di spinta		
	T1	T2
k_a	0,422	0,455
k_0	0,593	0,625
k_p	3,222	2,857

Massimo valore del taglio T_{\max} [kN/m]	486,06
Massimo valore del momento M_{\max} [kNm/m]	861,05



Profondità strato T1 da p.c. a monte s [m]
6
Terreno stratificato

Verifica della paratia con palancole tipo larssen infisse

Le pareti dello scavo dove verrà realizzata la vasca verranno protette con una paratia di sostegno realizzata con palancole in acciaio infisse. Lungo il perimetro esterno della “palancolata” verrà predisposto il sistema di sgottamento della falda. L'esecuzione dello scavo prevede uno scotico preliminare di circa 20 cm ed un pre-scavo, ambedue di dimensioni maggiori dell'area necessaria alla costruzione della vasca. La paratia invece sarà costruita lungo il perimetro dell'area propria della vasca. Il piano di partenza della paratia pertanto si troverà circa 1,50 m dal piano campagna (1,65m dal punto a quota più elevata del piano campagna allo stato di fatto; 1,00 dal punto a quota più bassa). Si considera che la falda sia costantemente mantenuta sotto il livello del fondo scavo.

L'analisi della paratia viene eseguita in condizioni statiche; si omettono le verifiche sismiche dato che si prevede che l'opera provvisoria abbia una durata inferiore a 6 mesi. Le verifiche vengono eseguite secondo le indicazioni delle NCT2018. Le combinazioni di carico adottate sono relative agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta. Le caratteristiche geotecniche adottate sono quelle riportate nella relazione geologica allegata al progetto.

Il calcolo della paratia viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- calcolo delle spinte dei terreni e dell'acqua con i metodi classici basati sull'equilibrio limite a rottura (per ogni tipo di verifica geotecnica e strutturale e per ogni combinazione di carico)
- verifica della paratia alla rotazione attorno a un punto (atto di moto rigido)
- la verifica a carico limite verticale, assimilando la trattazione alle fondazioni profonde
- verifica di stabilità globale (metodo di Bishop con cerchi di rottura circolari passanti per un punto in prossimità dello spigolo di monte della base della paratia)
- verifiche strutturali della paratia.

Vengono omesse le verifiche al sifonamento e al sollevamento del fondo scavo in quanto già riportate in precedenza.

La verifica alla rotazione e il calcolo delle sollecitazioni della paratia sono effettuati con i metodi classici basati sull'equilibrio limite a rottura (LEM). L'analisi è stata svolta con il criterio della verifica fissando la profondità di infissione D ; si ricavano la profondità del punto di rotazione D_R o la forza F che esplica il tirante e il coefficiente di sicurezza, che deve essere non inferiore al valore fissato dal progettista o dalle NTC).

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel presente progetto si utilizza il **Metodo agli Stati Limite di cui alle NTC D.M. 17/01/2018**.

La normativa di riferimento per le indagini geognostiche, il calcolo, la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno previste in progetto è dunque la seguente:

- **Legge 05/11/1971, n. 1086** – *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*;
- **Legge 02/02/1974, n. 64** – *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*;
- **Istruzioni CNR 10024/86** – *Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*;
- **D.P.R. 06/06/2001, n. 380** – *Testo unico per l'edilizia*;
- **D.M. 17/01/2018** - *Norme Tecniche sulle Costruzioni* (nel seguito anche “**NTC**” o “**NTC 2018**”);
- **Circ. 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP.** – *Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018*.

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle strutture previste in progetto viene utilizzato il **Metodo semiprobabilistico agli Stati Limite** basato sull'impiego di **coefficienti parziali di sicurezza** sulle resistenze dei materiali (riduzione delle resistenze), sui carichi agenti (amplificazione dei carichi) e sui sistemi strutturali e geotecnici. I coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze dei materiali (γ_M) e delle azioni (γ_F), per loro natura variabili aleatorie, tengono conto della variabilità delle rispettive grandezze, delle incertezze relative alle tolleranze geometriche e dell'affidabilità del modello di calcolo. I coefficienti parziali sono fissati dalle NTC.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è generalmente espressa dalla seguente equazione formale:

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto delle azioni, funzione delle azioni di progetto (F_d) e della geometria del problema, mentre R_d è la resistenza di progetto, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati (X_d) e della geometria di progetto.

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione $X_d = X_k / \gamma_M$.

Il valore di progetto della generica azione agente sulla costruzione F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione $F_d = \gamma_F F_k$.

Nel caso di combinazione di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove ψ_0 è un opportuno coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

In condizioni di esercizio (SLE) la verifica si effettua confrontando il valore limite di progetto C_d dell'aspetto di funzionalità esaminato (es. spostamento massimo ammissibile) con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d):

$$E_d \leq C_d$$

VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Con riferimento alla tabella 2.4.I delle NTC, la **vita nominale di progetto** V_N dell'opera strutturale di che trattasi viene fissata in **10** anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In tale periodo la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si fissa come **classe d'uso** la **Classe II** (tra le quattro previste dalla norma di cui al paragrafo 2.4.2. delle NTC), a cui corrisponde il coefficiente d'uso $C_u = 1$.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_u anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

In funzione della vita nominale e del coefficiente d'uso assunti si calcola il **periodo di riferimento** V_R necessario per valutare l'azione sismica di progetto:

$$V_R = V_N C_u = \text{anni} \quad (\geq 35 \text{ anni})$$

Secondo le norme vigenti, le verifiche sismiche di opere provvisorie o di strutture in fase costruttiva possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a due anni.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

1.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Si adottano i parametri caratteristici riportati nella relazione geologica allegata al progetto. pertanto si considera il terreno stratificato con potenze degli strati di circa 7,0 m. Lo strato superficiale è costituito da limi sabbiosi/ sabbie, lo strato intermedio è costituito da alternanze di argille sabbiose e limi sabbiosi, lo strato di base non interferente mantiene le stesse caratteristiche dello strato sovrastante.

MATERIALI DA COSTRUZIONE DA IMPIEGARE

1.2 Paratie in acciaio - calcolo "agli stati limite"

Viene utilizzato acciaio laminato per uso strutturale appartenente ai gradi da S235 a S460 con caratteristiche conformi ai requisiti di cui al paragr. 11.3.4 delle NTC. Per strutture soggette ad azioni sismiche gli acciai da carpenteria devono soddisfare anche i requisiti prescritti al paragr. 11.3.4.9 delle NTC:

- rapporto tra valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} e tensione di snervamento f_{yk} maggiore di 1,10 e allungamento a rottura A_5 , misurato su provino standard, non inferiore al 20%;
- tensione di snervamento media $f_{y,media}$ non inferiore a 1,20 f_{yk} per acciaio S235 e S275, oppure a 1,10 f_{yk} per acciai S355, S420 e S460;
- (eventuali) collegamenti bullonati realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle 4.2.I e 4.2.II delle NTC, in funzione della classe dell'acciaio e dello spessore nominale "t" dell'elemento.

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è data dalla seguente espressione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove:

f_{yk} è il valore della tensione caratteristica di snervamento

γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza delle sezioni pari a 1,05.

Il **modulo elastico longitudinale** dell'acciaio è pari a $E_s = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2 = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

Lo spessore dei profilati laminati a caldo previsti in progetto rispetta il limite minimo dei 4 mm previsto dalla normativa (4.2.9.1 NTC). Non è previsto l'uso di acciaio inossidato.

1.3 Prove di accettazione

I materiali e i prodotti di cui è prevista in progetto l'utilizzazione saranno sottoposti alle procedure ed alle prove sperimentali di accettazione prescritte dalle NTC.

ANALISI DEI CARICHI (AZIONI)

1.4 Generalità

In questo capitolo si relaziona sulle azioni agenti sull'opera di sostegno in esame.

Azioni permanenti (G) (azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità tale da non provocare accelerazioni significative nella struttura)

- ✓ peso proprio degli elementi strutturali; peso proprio del terreno; spinte del terreno e dell'acqua (G_1)
- ✓ peso proprio di tutti gli elementi non strutturali portati (G_2)
- ✓ eventuali carichi permanenti concentrati che gravano in testa o lungo la paratia, carichi distribuiti sulla paratia e concentrati o distribuiti sul terrapieno di monte e di valle (costruzioni, depositi di materiali ecc.)

Azioni variabili (Q) (azioni che agiscono sulla costruzione con valori variabili, anche sensibilmente, nel tempo)

- ✓ sovraccarichi variabili che agiscono sul terrapieno di monte (es. traffico veicolare circolante su strada)
- ✓ spinte del terreno prodotte per effetto di sovraccarichi variabili applicati sul terrapieno

Azioni sismiche (E) (azioni dinamiche derivanti dai terremoti che causano significative accelerazioni della struttura).

1.5 Spinte dei terreni

1.5.1 TEORIA DI COULOMB GENERALIZZATA - METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE GLOBALE DEL CUNEO DI SPINTA

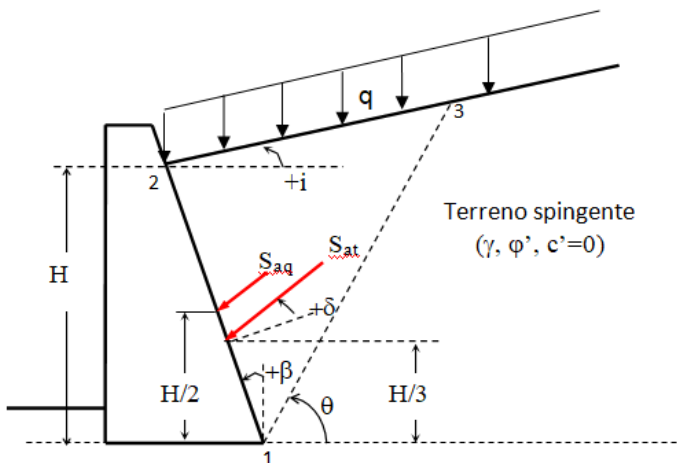
1.5.1.1 TERRENO SPINGENTE INCOERENTE E ASSENZA DI PRESSIONI NEUTRE

La **Teoria di Coulomb**, applicabile al caso di terreno spingente omogeneo e profilo topografico del terrapieno di monte rettilineo, è basata sull'equilibrio limite globale del cuneo di spinta e fu sviluppata dallo stesso nel 1773 e rappresenta il primo lavoro inteso ad affrontare in modo razionale il problema della determinazione della spinta delle terre. Alla luce dei recenti studi si può affermare che

la teoria di Coulomb, generalizzata successivamente da Mayniel (1808) e Muller-Breslau (1906), fornisce ottimi risultati, molto vicini ai valori reali soprattutto per la spinta attiva. È possibile tenere conto di molti fattori che influenzano il valore della spinta: inclinazione del paramento dell'opera, inclinazione della superficie superiore del terrapieno, attrito terra-opera, presenza di sovraccarico, azioni sismiche ecc.

La **spinta attiva** si sviluppa quando il muro è libero di spostarsi verso valle rispetto al terrapieno di spinta. Quando il movimento è tale da mobilitare appieno la resistenza del terreno spingente si raggiunge la minima spinta agente sul muro, detta spinta attiva, che è spesso assunta come spinta di progetto (bastano movimenti anche ridotti, specialmente nel caso di terrapieno con coesione nulla, per mobilitare la spinta attiva). Per muri realizzati con maggiori limitazioni dei movimenti (muri con tiranti, spalle di ponti, muri su pali, muri di cantina) la spinta del terreno che occorre considerare è maggiore di quella attiva (cosiddetta **spinta a riposo**). La **spinta passiva**, invece, si sviluppa quando il muro tende a muoversi verso il terrapieno. Quando il movimento è tale da mobilitare appieno la resistenza del terreno, si raggiunge la massima spinta sul muro, detta appunto spinta passiva.

La teoria di Coulomb consiste essenzialmente nello studiare l'equilibrio globale di un cuneo di terra (non era stato introdotto ancora il concetto di tensione). Essa si basa sull'ipotesi che la spinta attiva (analogamente per la spinta passiva) è generata da un volume di terra prismatico (**cuneo di spinta**) che scivola lungo una **superficie piana** la cui inclinazione θ sull'orizzontale è incognita. Il cuneo non cambia forma e caratteristiche mentre scivola (comportamento del terreno di tipo rigido-plastico, con rottura contemporanea in tutti i punti della superficie di scivolamento). Il metodo dell'equilibrio limite, ipotizzato un meccanismo di rottura, ricava la spinta mediante le equazioni di equilibrio imposte alle forze che intervengono nel problema (cuneo di spinta). Si tratta quindi di un "metodo globale" che consente di ricavare le sole risultanti delle forze, ma non la distribuzione delle tensioni all'interfaccia terreno-opera di sostegno.



La **spinta attiva** dovuta al terreno S_{at} in assenza di pressioni neutre e terreni omogenei incoerenti o supposti tali (a favore di sicurezza) è data dalla seguente espressione in forma chiusa:

$$S_{at} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

dove:

γ = peso dell'unità di volume del terreno spingente
H = altezza del terrapieno spingente misurata lungo la verticale
 k_a = coefficiente di spinta attiva, dato da

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(i - \beta)} \right]^2} \quad \text{per } i \leq \varphi'$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta)} \quad \text{per } i > \varphi'$$

e si ottiene in corrispondenza dell'angolo $\vartheta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4}$

φ' = angolo di resistenza al taglio drenato del terreno spingente

β = angolo formato dalla verticale con il paramento interno del muro (valori positivi per angoli in senso antiorario)

δ = angolo di attrito terrapieno-muro

i = angolo di inclinazione del terrapieno spingente rispetto all'orizzontale (valori positivi per angoli in senso antiorario).

Le pressioni neutre sono nulle per cui non c'è spinta esercitata dall'acqua e ovunque le pressioni efficaci coincidono con quelle totali ($\sigma = \sigma'$).

Essendo noto per altra via (es. teoria di Rankine) che il diagramma delle pressioni attive esercitate dal terrapieno sul muro ha un andamento triangolare, la spinta (forza risultante), applicata nel baricentro del diagramma triangolare delle pressioni, dista H/3 dalla base; essa è inclinata dell'angolo δ rispetto alla normale al paramento interno del muro.

In presenza di sovraccarico q uniformemente ripartito sul terrapieno, la spinta attiva dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{aq} = \sigma_{aq} \cdot H = k_a \cdot \Delta\sigma_{vq} \cdot H = k_a \cdot q \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(\beta-i)} \cdot H$$

in cui $\Delta\sigma_{vq} = q \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(\beta-i)}$ è l'incremento di tensione verticale nel terreno (uniforme con z) prodotto dal sovraccarico. La

spinta attiva dovuta al sovraccarico, essendo la risultante delle pressioni attive dovute al sovraccarico che hanno un andamento rettangolare, è applicata ad H/2 dalla base ed è inclinata dello stesso angolo δ rispetto alla verticale al paramento interno del muro.

La spinta totale attiva S_a (per unità di lunghezza) è data dalla somma dei due contributi dovuti al terrapieno e al sovraccarico:

$$S_a = S_{at} + S_{aq} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a + q \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(\beta-i)} \cdot H \cdot k_a$$

Le due forze sono inclinate di δ rispetto alla perpendicolare al paramento e di $\delta+\beta$ rispetto all'orizzontale. La distanza dal piano di posa della fondazione vale H/3 per la S_{at} , che corrisponde alla parte triangolare del diagramma delle pressioni, e H/2 per S_{aq} , che corrisponde alla parte del diagramma delle pressioni di forma parallelogramma.

Analogamente, la **spinta passiva** del terreno S_{pt} , in assenza di pressioni neutre e terreni incoerenti o supposti tali, è data dalla seguente espressione in forma chiusa

$$S_{pt} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_p \cdot H^2$$

dove il *coefficiente di spinta passiva* è dato da

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi'+\beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\beta-\delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi'+\delta) \cdot \sin(\varphi'+i)}{\cos(\beta-\delta) \cdot \cos(\beta-i)}} \right]^2}$$

e si ottiene in corrispondenza dell'angolo $\vartheta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{4}$

In presenza di sovraccarico q uniformemente ripartito sul terrapieno la spinta passiva dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{pq} = q \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(\beta-i)} \cdot H \cdot k_p$$

Infine, la **spinta a riposo** del terreno S_{0r} in assenza di pressioni neutre è data dalla seguente espressione, come già visto in precedenza

$$S_{0r} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove K_0 è il *coefficiente di spinta a riposo* (compreso tra 0,4 e 2,5) può essere calcolato con la seguente **formula di Jaky** (OCR è il grado di sovra-consolidazione del terreno)

$$K_0 = \sqrt{OCR} \cdot (1 - \sin \varphi') \cdot (1 + \sin i)$$

In presenza di sovraccarico q uniformemente ripartito sul terrapieno la spinta a riposo dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{0q} = q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - i)} \cdot H \cdot k_0$$

1.5.1.2 TERRENO SPINGENTE COERENTE E/O PRESENZA DI PRESSIONI NEUTRE

Nel caso in cui il terreno spingente è dotato di coesione ($c' \neq 0$ in condizioni di rottura drenate oppure $c_u \neq 0$ in condizioni di rottura non drenate) o si è in presenza di pressioni neutre, non esistono formule in forma chiusa per il calcolo della spinta attiva e della spinta passiva. La spinta del terreno può comunque essere calcolata con **metodi numerici** basati sulla risoluzione del sistema delle due equazioni di equilibrio del cuneo di spinta alla traslazione orizzontale e alla traslazione verticale (fissato l'angolo θ sono incognite le sole forze spinta attiva/passiva e la reazione del terreno lungo il lato 1-3, di entrambe delle quali si conosce l'angolo di inclinazione).

La spinta attiva si calcola come massimo della funzione $S_a(\theta)$ al variare dell'angolo θ , mentre la spinta passiva si calcola come minimo della funzione $S_p(\theta)$.

Il metodo è del tutto generalizzabile anche al caso in cui il profilo topografico del terreno spingente non sia rettilineo e al caso in cui sul terrapieno agiscono diversi tipi di sovraccarichi, anche concentrati. Fissato l'angolo θ , infatti, si possono considerare anche le forze note che agiscono nella parte superiore del cuneo di spinta e si risolvono le equazioni di equilibrio. In questo senso il metodo appena esposto ricorda il **metodo grafico di Culmann** per il calcolo della spinta.

Si può tenere conto anche agevolmente dell'azione sismica (v. paragrafi successivi) inserendo tra le forze agenti sul cuneo di spinta le forze statiche orizzontale e verticale equivalenti all'azione sismica (metodo di analisi pseudo-statico).

1.5.2 INTEGRAZIONE DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI (COEFF. DI SPINTA DI COULOMB-MULLER-BRESLAU)

Ragionando in termini di pressioni sul paramento, le espressioni della tensione attiva e passiva efficace esercitata dal terreno in **condizioni drenate**, nel caso più generale di terreno coerente, sono date da (Teoria di Rankine, 1857):

$$\sigma'_a(z) = \sigma'_v(z) \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} \quad (\geq 0)$$

$$\sigma'_p(z) = \sigma'_v(z) \cdot k_p + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

Queste espressioni possono essere utilizzate adoperando i coefficienti di spinta attiva e passiva di Coulomb-Mayniel-Muller-Breslau viste nel paragrafo precedente. La tensione attiva/passiva e la corrispondente spinta sulla parete sono inclinate dell'angolo δ rispetto alla normale alla parete e di $\delta + \beta$ rispetto all'orizzontale (nella teoria di Rankine la parete è verticale $\beta = 0$ e l'angolo δ è pari all'angolo di inclinazione del terrapieno di spinta).

La tensione verticale nel generico punto a profondità z , nel caso di terreno omogeneo e sovraccarico uniforme, è data da

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_{v_1}(z) + \Delta \sigma'_{vq}(z) = \gamma \cdot z + q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - i)}$$

Nel caso in cui si è in presenza di pressioni neutre ($u \neq 0$), le azioni sulla parete devono essere espresse in termini di tensioni totali sommando a quelle dello scheletro solido (tensioni efficaci) la spinta dell'acqua interstiziale:

$$\sigma_a(z) = \sigma'_a(z) + u(z)$$

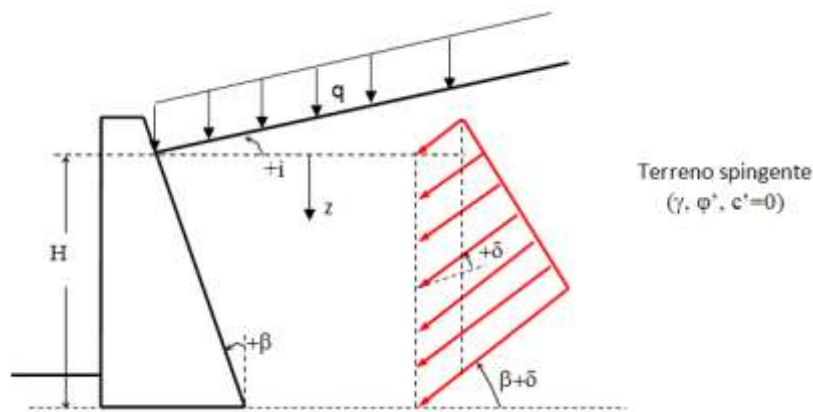
$$\sigma_p(z) = \sigma'_p(z) + u(z)$$

La pressione interstiziale da un lato riduce le tensioni efficaci nel terreno, dall'altro agisce direttamente sull'opera provocando un aumento della spinta attiva e una diminuzione della resistenza passiva.

Le spinte attiva e passiva sulla parete si ottengono per integrazione delle pressioni attive e passive totali $\sigma_a(z)$ e $\sigma_p(z)$ lungo la direzione verticale z , per l'estensione H :

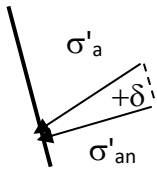
$$S_a = S'_a + U = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_a(z) \cdot dz$$

$$S_p = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_p(z) \cdot dz$$



La tensione attiva efficace in direzione normale alla parete è data da (proiezione):

$$\sigma'_{an} = \sigma'_a \cdot \cos \delta$$



mentre quella orizzontale e verticale sono date da:

$$\sigma'_{aH} = \sigma'_a \cdot \cos(\beta + \delta)$$

$$\sigma'_{aV} = \sigma'_a \cdot \sin(\beta + \delta)$$

da cui integrando si possono ricavare le componenti orizzontali e verticali della spinta efficace attiva sul paramento.

In **condizioni non drenate** le espressioni della tensione attiva e passiva efficace esercitata dal terreno, sono date da:

$$\sigma_a(z) = \sigma_v(z) - 2 \cdot c_u \quad (\geq 0)$$

$$\sigma_p(z) = \sigma_v(z) + 2 \cdot c_u$$

in cui c_u è la coesione non drenata. La tensione verticale nel generico punto a profondità z , nel caso di terreno omogeneo e sovraccarico uniforme, è data da:

$$\sigma_v(z) = \sigma_{vt}(z) + \Delta\sigma_{vq}(z) = \gamma_{sat} \cdot z + q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - i)}$$

Le spinte attiva e passiva si ottengono per integrazione di $\sigma_a(z)$ e $\sigma_p(z)$ lungo la direzione verticale z, per l'estensione H:

$$S_a = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_a(z) \cdot dz \qquad S_p = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_p(z) \cdot dz$$

Il metodo dell'integrazione del diagramma delle pressioni totali (attiva/passiva/a riposo) è generale e può essere applicato anche al caso di terreno stratigrafico, in cui sono presenti strati di terreno con differenti caratteristiche fisico-meccaniche; in questo caso basta calcolare i rispettivi coefficienti di spinta, calcolare opportunamente la tensione verticale litostatica σ'_{vt} nel punto e integrare lungo z, anche con metodi numerici.

1.5.3 INTEGRAZIONE DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI (COEFF. DI SPINTA DI LANCELLOTTA E MYLONAKIS)

1.5.3.1 FORMULAZIONE DI LANCELLOTTA (2002-2007) (TEORIA DELLA PLASTICITÀ)

Applicando i teoremi del limite inferiore e del limite superiore della teoria della plasticità sono state ottenute ulteriori soluzioni del problema del calcolo delle spinte con superfici di rottura curve. Di queste sono particolarmente interessanti le espressioni della spinta limite passiva, derivata dal teorema del limite inferiore, che, per tale ragione, ne forniscono un valore cautelativo, contrariamente a quanto accade con il metodo di Coulomb generalizzato (che sovrastima la spinta passiva).

Di seguito si riportano le espressioni dei coefficienti di spinta ottenute da **Lancellotta (2002)** applicando il teorema statico dell'analisi plastica (*metodo delle caratteristiche*):

$$k_a = k_a(\varphi', \delta_a, i) = \cos i \cdot \left[\frac{\cos \delta_a - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta_a}}{\cos i + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 i}} \right] \cdot e^{-2\psi_a \cdot \tan \varphi'}$$

$$k_p = k_p(\varphi', \delta_p, i) = \cos i \cdot \left[\frac{\cos \delta_p + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta_p}}{\cos i - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 i}} \right] \cdot e^{2\psi_p \cdot \tan \varphi'}$$

con

$$\psi_a = \frac{1}{2} \left[\arcsin \left(\frac{\sin \delta_a}{\sin \varphi'} \right) - \arcsin \left(\frac{\sin i}{\sin \varphi'} \right) - \delta_a + i \right]$$

$$\psi_p = \frac{1}{2} \left[\arcsin \left(\frac{\sin \delta_p}{\sin \varphi'} \right) + \arcsin \left(\frac{\sin i}{\sin \varphi'} \right) + \delta_p + i \right]$$

Le superiori formule sono applicabili per pareti verticali ($\beta=0^\circ$), per $\varphi>0$ (condizioni drenate) e per $\delta \leq \varphi'$. Il radicando a denominatore deve essere non negativo per cui deve essere $i \leq \varphi'$.

Come già riferito, le tensioni attive e passive normali alla parete (in questo caso orizzontali) si ottengono proiettando la tensione inclinata dell'angolo δ e quindi moltiplicando la tensione attiva per $\cos \delta$.

Le formule viste, oltre a risultare intrinsecamente cautelative, presentano il vantaggio di essere in forma chiusa.

1.5.3.2 FORMULAZIONE DI MYLONAKIS ET AL. (2007) (TEORIA DELLA PLASTICITÀ)

È simile alla formulazione di Lancellotta e ne rappresenta l'estensione al caso di parete inclinata ($\beta \neq 0$), prestandosi quindi ad essere applicata al caso più generale.

Le espressioni dei coefficienti di spinta sono:

$$k_a = k_a(\varphi', \delta, i, \beta) = \left[\frac{1}{\cos \delta} \cdot \frac{1 - \sin \varphi' \cdot \cos(\Delta_2 - \delta)}{1 + \sin \varphi' \cdot \cos(\Delta_1 + i)} \right] \cdot e^{-2\psi_a \cdot \tan \varphi'} \cdot \cos(\beta - i) \cdot \cos i$$

$$k_p = k_p(\varphi', \delta, i, \beta) = \left[\frac{1}{\cos \delta} \cdot \frac{1 + \sin \varphi' \cdot \cos(\Delta_2 + \delta)}{1 - \sin \varphi' \cdot \cos(\Delta_1 - i)} \right] \cdot e^{2\psi_p \cdot \tan \varphi'} \cdot \cos(\beta - i) \cdot \cos i$$

con

$$\psi_a = \frac{1}{2}(\Delta_2 - \Delta_1 - \delta + i - 2\beta) \quad \psi_p = \frac{1}{2}(\Delta_2 + \Delta_1 + \delta + i - 2\beta)$$

$$\Delta_2 = \arcsin\left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi'}\right) \quad \Delta_1 = \arcsin\left(\frac{\sin i}{\sin \varphi'}\right)$$

Le superiori formule sono applicabili per $\varphi > 0$ (condizioni drenate) e per $\delta \leq \varphi'$. Nel caso di parete verticale i risultati coincidono con quelli di Lancellotta.

COMBINAZIONI DI CARICO O DELLE AZIONI

I carichi che agiscono sulla costruzione (opera di sostegno) si devono combinare in modo da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

1.6 Combinazioni per gli Stati Limite Ultimi

Con il metodo agli Stati Limite le azioni vengono combinate mediante opportuni coefficienti (*coefficienti parziali delle azioni* γ_F).

1.6.1 COMBINAZIONI DI CARICO FONDAMENTALI

La **combinazione di carico "fondamentale"** agli Stati Limite Ultimi (SLU) è espressa dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- ✓ F_d rappresenta l'azione complessiva di progetto
- ✓ il segno + significa "da combinarsi con" e non "da sommarsi con"
- ✓ non è presente l'azione sismica E
- ✓ G_1 e G_2 sono i carichi permanenti strutturali e non strutturali
- ✓ P è il valore della forza di precompressione (strutture in c.a.p.)
- ✓ Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante (di base) di ogni combinazione (es. sovraccarico);
- ✓ Q_{k2}, Q_{k3}, \dots sono i valori caratteristici delle azioni variabili (tra loro indipendenti) che possono agire contemporaneamente a quella di base (es. azione del vento, azione della neve, azione della temperatura);
- ✓ $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P=1, \gamma_{Q1}, \gamma_{Q2}, \gamma_{Q3}$ sono i coefficienti parziali per le azioni di cui alla Tab. 2.6.I NTC sotto riportata:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

- ✓ $\Psi_{02}, \Psi_{03}, \dots$ (minore o uguale a uno) sono i **coefficienti di combinazione** Ψ_0 allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche; per le opere di sostegno che sostengono strade possono prendersi a riferimento i coefficienti di combinazione previsti per le rimesse e i parcheggi indicati in Tab. 2.5.I delle NTC:

Ψ_0 valore raro Ψ_1 valore frequente Ψ_2 valore quasi permanente

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{01}	Ψ_{11}	Ψ_{21}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il coefficiente di combinazione rappresenta la probabilità, più o meno elevata, che le azioni variabili indipendenti si presentino tutte contemporaneamente con il loro valore caratteristico (si assume quindi che l'azione di base si presenti con il valore caratteristico e che le altre azioni variabili assumano un valore inferiore determinato dal coefficiente di combinazione).

I coefficienti parziali di sicurezza γ_F applicati ai carichi hanno lo scopo di "coprire" l'incertezza residua propria dei carichi caratteristici. Tali coefficienti sono omessi (o resi unitari) nel calcolo agli Stati limite di esercizio.

Per la generica struttura, quando non è possibile stabilire a priori se il carico permanente aumenta o meno la sicurezza è necessario analizzare le combinazioni che derivano dall'assumere per γ_G sia il valore più alto che quello più basso indicato in tabella. Così vale anche per i carichi accidentali la cui presenza in alcuni casi può aumentare la sicurezza (in questo caso i carichi variabili devono essere omessi).

1.7 Combinazioni per gli Stati Limite di Esercizio

1.7.1 COMBINAZIONE DI CARICO "CARATTERISTICA" O "RARA"

La **combinazione di carico "caratteristica" o rara** (che si applica anche nel metodo alle tensioni ammissibili) è:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove non è presente l'azione sismica E, i coefficienti parziali γ_F sulle azioni sono unitari, il carico variabile dominante è considerato per intero e i carichi variabili secondari sono abbattuti con i coefficienti di combinazione "rari" ψ_0 (uguale alla combinazione fondamentale allo SLU eccezion fatta per i γ_F tutti unitari).

1.7.2 COMBINAZIONE DI CARICO "FREQUENTE"

La **combinazione di carico "frequente"** è data dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove non è presente l'azione sismica E, i coefficienti parziali γ_F sulle azioni sono unitari, il carico variabile dominante è abbattuto dal coefficiente di combinazione "frequente" ψ_1 e gli altri carichi variabili secondari dai coefficienti "quasi permanenti" ψ_2 .

1.7.3 COMBINAZIONE DI CARICO "QUASI PERMANENTE"

La **combinazione di carico "quasi permanente"** è data dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove non è presente l'azione sismica E, i coefficienti parziali γ_F sulle azioni sono unitari, i carichi variabili sono tutti abbattuti dal coefficiente di combinazione "quasi permanente" ψ_2 .

VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U.) DI TIPO GEOTECNICO E IDRAULICO

1.8 Introduzione e approcci di calcolo

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- **Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera** (atto di moto rigido)
- **Collasso per carico limite verticale**

SLU di tipo strutturale (STR)

- **Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi** (quando presenti)
- **Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto** (quando presenti)
- **Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.**

La verifica di stabilità del fondo nei riguardi della rottura per sollevamento si effettua nel caso di scavi armati o delimitati da pareti. Quando il terreno è sede di moti di filtrazione occorre effettuare la verifica nei riguardi del sifonamento. Le predette verifiche di tipo idraulico devono essere eseguite come indicato al paragrafo 6.2.4.2 delle NTC.

Per lo stato limite di collasso per carico limite verticale si tiene conto della resistenza laterale e di quella alla punta, tenendo conto degli effetti connessi alla realizzazione in analogia a quanto si fa per i pali di fondazione.

la sicurezza nei confronti degli SLU deve tendere ad evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero mettere fuori servizio l'opera.

Secondo le **NTC** si adotta, per le verifiche di sicurezza, il **metodo agli Stati Limite Ultimi (SLU)**. Vengono introdotti i cosiddetti coefficienti parziali da applicare alle azioni (A), ai parametri di resistenza dei terreni (M) e alle resistenze globali (R). Tali coefficienti sono maggiori o uguali a uno: quelli che riguardano le azioni sono coefficienti di moltiplicazione ($\gamma_F F_k$), sicché le azioni vengono amplificate rispetto al loro valore caratteristico; quelli che interessano le resistenze sono applicati a denominatore (X_k/γ_M), per cui riducono le resistenze rispetto al loro valore caratteristico; quelli infine che riguardano le resistenze globali sono dei veri e propri coefficienti di sicurezza rispetto allo stato limite preso in esame.

Per ogni stato limite da prendere in esame occorre verificare che sia soddisfatta la relazione:

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (es. spinta attiva delle terre, momenti risultanti delle forze sulla paratia, sollecitazioni nelle membrature), funzione delle azioni di progetto ($F_d = \gamma_F F_k$) e della geometria del problema;

R_d e R_k sono rispettivamente il valore di progetto e il valore caratteristico della resistenza del sistema geotecnico (es. spinta passiva che si oppone al cinematiso, momenti risultanti delle spinte passive, momenti ultimi delle sezioni resistenti), funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati ($X_d = X_k/\gamma_M$) e della geometria di progetto;

γ_R il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla resistenza globale del sistema geotecnico (gruppo R).

La scelta appropriata di tali coefficienti parziali, i cui valori sono fissati dalla norma, individuano i due approcci progettuali distinti e alternativi che si utilizzano nella progettazione geotecnica: **Approccio 1** e **Approccio 2**. L'approccio progettuale 1 comprende due combinazioni di coefficienti: combinazione 1: A1+M1+R1 e combinazione 2: A2+M2+R2, tranne specifici casi in cui la norma prevede diversa configurazione dei gruppi dei coefficienti. La prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. L'approccio progettuale 2, invece, è costituito dall'unica combinazione A1+M1+R3.

I coefficienti del gruppo R1 sono sempre unitari, quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e in assenza di indicazioni specifiche fornite dalla norma devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti di calcolo adottati e alle conseguenze in caso di crollo.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni (A), stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

Tabella 6.2.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{F1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{F2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{F3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I coefficienti parziali γ_M relativi ai parametri geotecnici (M), stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{dk}	γ_{cd}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_L	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Con specifico riferimento alle paratie, la **verifica all'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fina in condizioni non drenate** e la **verifica di stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno (o verifica di stabilità del pendio) vengono effettuate, sia con le nuove che con le vecchie NTC, secondo l'Approccio 1-combinazione 2 (A2+M2+R2), assumendo come coefficiente di sicurezza nei riguardi dello scivolamento il valore $\gamma_R = 1,1$ riportato nella tabella 6.8.I delle NTC (sezione delle NTC dedicata alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo).

Le **rimanenti verifiche** devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando entrambe le combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

Combinazione 1 (A1+M1+R1)

- le azioni permanenti G, tra cui il terreno¹ e l'acqua, non vengono amplificate quando sono a favore di sicurezza ($\gamma_{Gi} = 1,0$), mentre vengono amplificate ($\gamma_{Gs} = 1,3$) in caso opposto
- le azioni variabili Q_k (ad esempio traffico veicolare) vengono amplificate moltiplicandoli per il coefficiente $\gamma_{Qs} = 1,5$ quando hanno effetto sfavorevole per la sicurezza, mentre vengono azzerate se il loro effetto è a favore di sicurezza ($\gamma_{Qi} = 0$)
- i parametri di resistenza al taglio dei terreni non vengono ridotti ($\gamma_M = 1$)
- si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi degli SLU i seguenti valori:

VERIFICA	γ_R (R1)
Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera	1,0
Capacità per carico limite verticale (carico limite del complesso fondazione-terreno)	1,0

Combinazione 2 (A2+M2+R1)

- le azioni permanenti G non vengono amplificate ($\gamma_{Gi} = \gamma_{Gs} = 1,0$)
- le azioni variabili Q_k vengono amplificate moltiplicandole per il coefficiente $\gamma_{Qs} = 1,3$ quando hanno effetto sfavorevole per la sicurezza, mentre vengono azzerate ($\gamma_{Qi} = 0$) se il loro effetto è a favore di sicurezza
- i parametri di resistenza al taglio dei terreni ($\tan \varphi'_k$, c'_k , c_{uk}) si riducono dividendoli per i coefficienti $\gamma_{\tan \varphi'} = 1,25$, $\gamma_{c'} = 1,25$ e $\gamma_{cu} = 1,4$ (il valore di progetto della spinta attiva aumenta e il valore della resistenza passiva diminuisce rispetto ai corrispondenti valori ottenuti con i parametri di resistenza caratteristici);
- si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi degli SLU i valori R1 sopra indicati.

(Valgono le indicazioni della Circolare esplicativa delle NTC del 2019).

¹ Spinta dei terreni, pesi propri dell'opera di sostegno e del terreno, peso proprio elementi non strutturali, carichi permanenti che agiscono sull'opera e/o sul terrapieno di monte.

Nella seguente tabella vengono indicati i coefficienti parziali utilizzati per le singole verifiche:

Verifiche	NTC 2008		NTC 2018	
	combinaz. statiche	combinaz. sismiche	combinaz. statiche	combinaz. sismiche
Rotazione attorno a un punto dell'opera	A2+M2+R1	A0+M2+R1	A2+M2+R1	A0+M1+R1
	R1: 1,0		R1: 1,0	
Carico limite verticale	A2+M1+R2	A0+M1+R2	A1+M1+R3	A0+M1+R3
	R2: $\gamma_{base}=1,45$ per pali battuti, 1,7 per pali trivellati e 1,6 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,45$; $\gamma_{lat, traz}=1,6$		R3: $\gamma_{base}=1,15$ per pali battuti, 1,35 per pali trivellati e 1,3 per pali ad elica; $\gamma_{lat}=1,15$; $\gamma_{lat, traz}=1,25$	
Stabilità globale	A2+M2+R2	A0+M2+R2	A2+M2+R2	A0+M1+R2
	R2: 1,1		R2: 1,1	
Strutturali paratia	A1+M1	A0+M1	A1+M1+R3	A0+M1+R3

A0 = azioni permanenti e accidentali non amplificate

R = coefficiente parziale di sicurezza sulla singola verifica

1.9 Verifica alla rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido) – calcolo profondità di infissione paratia

Questo stato limite si può verificare nelle paratie a sbalzo o in quelle con un solo ordine di ancoraggi.

1.9.1 PARATIE SENZA ANCORAGGIO (A SBALZO)

La verifica alla rotazione intorno a un punto della paratia senza ancoraggio, pensata rigida, considera come cinematismo di rottura una rotazione rigida attorno a un punto vicino alla estremità inferiore la cui posizione non è nota a priori e si ammette che a seguito di ciò ci sia una contemporanea mobilitazione della spinta attiva e di quella passiva. Per effetto del cinematismo si raggiunge, quindi, la **condizione di equilibrio limite attivo** nel terreno a monte situato sopra il punto R di rotazione; a valle sopra tale punto si mobilita la **spinta passiva**. Sotto il punto di rotazione le condizioni di equilibrio attivo e passivo sono invertite.

I carichi agenti sulla paratia a monte sono dati dalle tensioni attive totali σ_a sopra il punto di rotazione. Nel caso di terreno omogeneo e incoerente ($c'=0$), avente peso dell'unità di volume γ , angolo di resistenza al taglio ϕ' , assenza di attrito paratia-terreni, e in assenza di pressioni neutre ($u=0$ ovunque) le tensioni attive sono date da (**condizioni drenate**):

$$\sigma_a = \sigma'_a = k_a \cdot \sigma'_v = k_a \cdot \gamma \cdot z$$

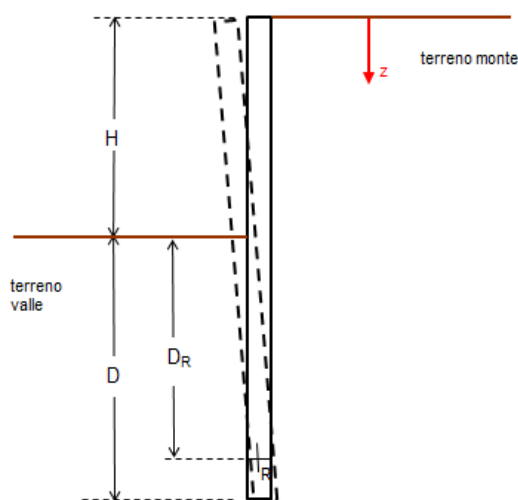
e le tensioni passive (sotto il punto di rotazione):

$$\sigma_p = \sigma'_p = k_p \cdot \sigma'_v = k_p \cdot \gamma \cdot z$$

dove $\sigma'_v = \gamma \cdot z$ è la tensione verticale efficace nel terreno alla quota z e k_a e k_p sono rispettivamente i **coefficienti di spinta attiva e passiva** visti in precedenza.

Le tensioni attive e passive variano quindi linearmente con z .

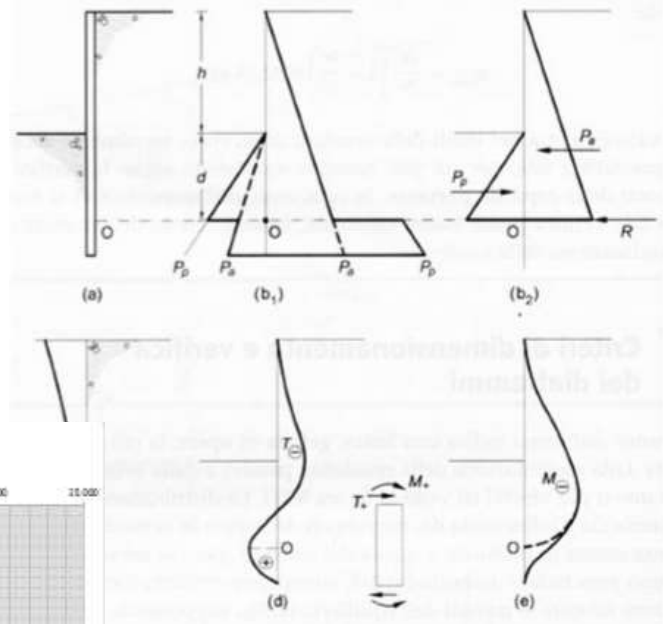
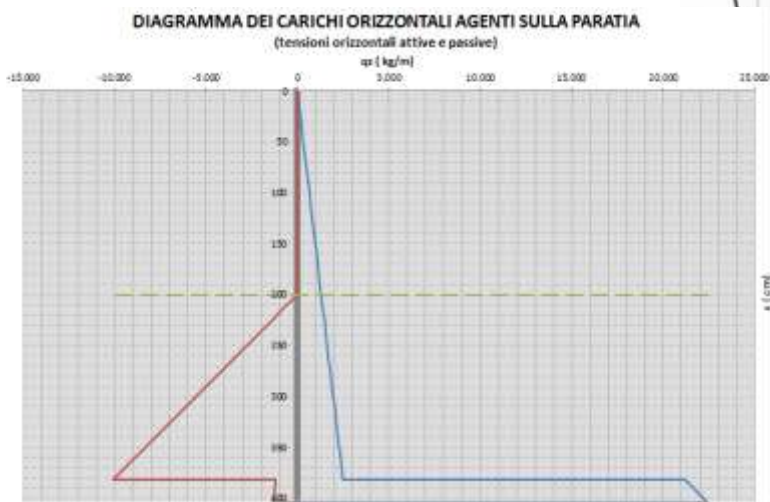
Le formule appena viste possono essere facilmente estese al caso di presenza di falda e di filtrazione e/o terreno stratificato, nonché al caso di presenza di sovraccarico uniformemente ripartito sopra il terrapieno di monte.



A valle, sopra il punto di rotazione si hanno le tensioni orizzontali passive, sotto quelle attive.

Le incognite del problema di progetto sono D e D_R e per ottenerle si utilizzano le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione attorno ad un punto della paratia (es. estremità inferiore). Occorre calcolare le spinte orizzontali attive e passive di monte e di valle (aree dei diagrammi) e i loro bracci rispetto all'estremità inferiore della paratia. L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale è di fatto utilizzata nella verifica a carico limite verticale che è quasi sempre verificata tenuto conto del peso proprio in genere leggero della paratia.

Il coefficiente di sicurezza, necessario per allontanarsi dalle condizioni di rottura su cui si esegue il calcolo, si applica al coefficiente di spinta passiva (riducendolo) quando si utilizza il D.M. 11/03/1988 (approccio alla Tensioni Ammissibili):



$$k_{pr} = \frac{K_p}{\eta} \quad \text{con } \eta \text{ compreso tra 1,2 e 3}$$

mentre quando si utilizzano le nuove norme tecniche sulle costruzioni D.M. 17/01/2018 (e anche le precedenti NTC del 2008) i coefficienti di sicurezza si applicano, come visto, alle azioni (amplificandole) e/o ai parametri geotecnici del terreno (riducendoli).

Nel problema di verifica, la profondità di infissione è nota, e le incognite del problema sono D_R e il coefficiente di sicurezza.

Per il calcolo di paratie a sbalzo nei terreni a grana fine si considerano le condizioni non drenate, a breve termine, e le condizioni finali, drenate, a lungo termine. In condizioni non drenate la resistenza del terreno vale $\tau_f = c_u$, per cui le tensioni orizzontali limite (totali) attiva e passiva valgono rispettivamente:

$$\sigma_a(z) = \sigma_v(z) - 2 \cdot c_u \geq 0$$

$$\sigma_p(z) = \sigma_v(z) + 2 \cdot c_u$$

dove la tensione totale verticale si valuta con il peso dell'unità di volume saturo $\sigma_v = \gamma_{sat} \cdot z$.

Il coefficiente di sicurezza si applica al valore della resistenza al taglio disponibile c_u :

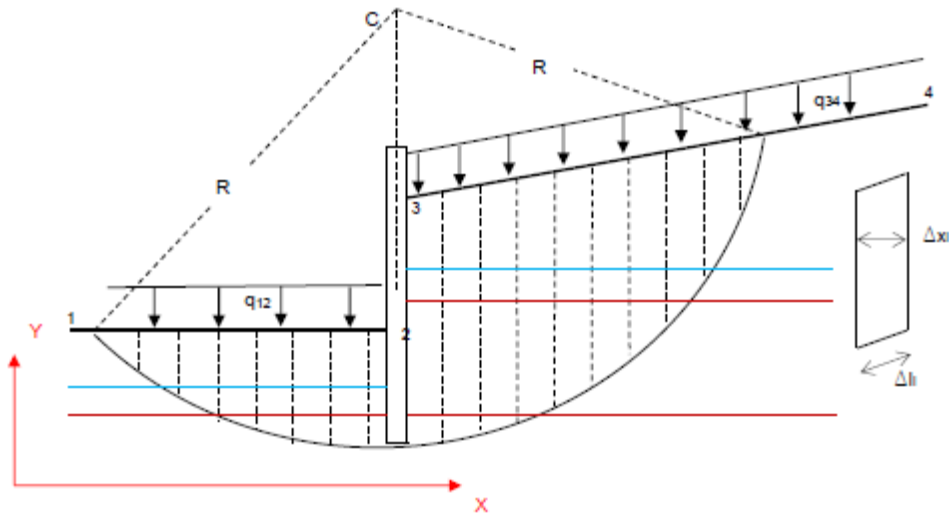
$$c_{ud} = \frac{c_u}{\eta}$$

Si può tenere conto agevolmente anche dei terreni stratificati.

Noto il diagramma dei carichi orizzontali, sia di monte che di valle, agente sulla paratia, possono essere determinate le caratteristiche di sollecitazione sforzo normale, taglio e momento flettente con cui effettuare le verifiche strutturali della paratia (trave piana soggetta a un determinato sistema di carico).

1.10 Verifica di stabilità globale del complesso pendio-paratia

La verifica di stabilità globale del complesso pendio-opera viene effettuata con il **metodo di Bishop** adottando cerchi di rottura dei quali si determinano preventivamente le coordinate del centro e il raggio imponendo certe condizioni.



Le condizioni che si impongono per determinare i cerchi di rottura sono le seguenti:

- cerchi aventi il centro sulla verticale baricentrica della paratia;
- cerchi passanti per un punto posto nelle immediate vicinanze dello spigolo basso lato monte della paratia;
- ordinata dei centri dei cerchi variabile in un certo intervallo;
- numero di centri dei cerchi analizzati pari a 10 (per ogni centro fissato si considera un solo cerchio di rottura).
- Il metodo di Bishop (attualmente il metodo più diffuso e utilizzato per la verifica di stabilità dei pendii) considera il pendio diviso in N concii o strisce.

Il coefficiente di sicurezza η alla stabilità globale per pendio di terreno omogeneo, per fissato cerchio di rottura, in condizioni drenate è espresso dalla seguente equazione globale dei momenti:

$$\eta = \frac{M_{resist}}{M_{instab}} = \frac{c' \cdot L \cdot R + R \cdot \tan \varphi' \cdot \sum_{i=1}^N (N_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i)}{R \cdot \sum_{i=1}^N W_i^* \cdot \sin \alpha_i + \sum_{i=1}^N Fsh_i \cdot B_i} \quad (1)$$

dove:

- c' = coesione drenata del terreno costituente il pendio;
- φ' = angolo di resistenza al taglio drenato del terreno costituente il pendio;
- L = lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento avente raggio R (sommatoria dei termini $\Delta l_i = \Delta x_i / \cos \alpha_i$ che sono le lunghezze delle basi dei concii);
- Δx_i = larghezza lungo x del concio generico;
- N = numero di concii in cui si divide il pendio;
- α_i = l'angolo, minore di 90° , che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario);
- N_i = forze normali di reazione del terreno alla base di ogni concio (risultante delle tensioni normali);
- T_i = forze tangenziali di reazione del terreno alla base di ogni concio (risultante delle tensioni tangenziali);
- u_{bi} = pressione neutra alla base di ogni concio (in assenza di acqua in quiete o in moto di filtrazione la pressione neutra è nulla);
- W_{ti} = forza peso del concio; $W_i = W_{ti} + W_{qli}$
- $W_{qi} = q_i \Delta x_i$ = forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio;
- $Fsh_i = C_H W_i$ forza sismica orizzontale relativa al singolo concio;
- $Fsv_i = \pm C_v W_i$ forza sismica verticale relativa al singolo concio;
- B_i = braccio della forza Fsh_i rispetto a C ;
- $W_i^* = W_i \pm Fsv_i = W_{ti} + W_{qli} \pm Fsv_i$

Le forze N_i si ottengono dall'equazione di equilibrio in direzione verticale del conio:

$$N_i = \frac{W_i^* - \frac{(c' - u_{bi} \cdot \tan \varphi') \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i}{\eta}}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \cdot \tan \varphi'}{\eta}} \quad (2)$$

Il coefficiente di sicurezza η_k si ottiene combinando la (1) e la (2) e risolvendo per iterazioni il procedimento, che converge abbastanza rapidamente, viene reiterato finché $\eta_k = \eta_{k-1}$ a meno della precisione fissata.

In **condizioni non drenate**, nelle formule viste si inserisce $c=c_u$ e $\varphi=\varphi_u=0$. Per terreni stratificati il metodo si applica considerando i pesi dei conchi che possono essere interessati da terreni diversi e i parametri geotecnici dei vari strati.

- Secondo **NTC 2018** occorre che sia

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

- dove E_d rappresenta il l'azione instabilizzante, R_k la resistenza stabilizzante, γ_R il coefficiente parziale.
- Per la verifica di stabilità globale $E_d \leq R_d = R_k/\gamma_R$ ossia $M_{instab} \leq M_{resist}/\gamma_R$. γ_R è fissato dalla normativa (viene utilizzato l'approccio 1-combinazione 2 A2+M2+R2 per il quale il coefficiente di sicurezza è pari a 1,1):

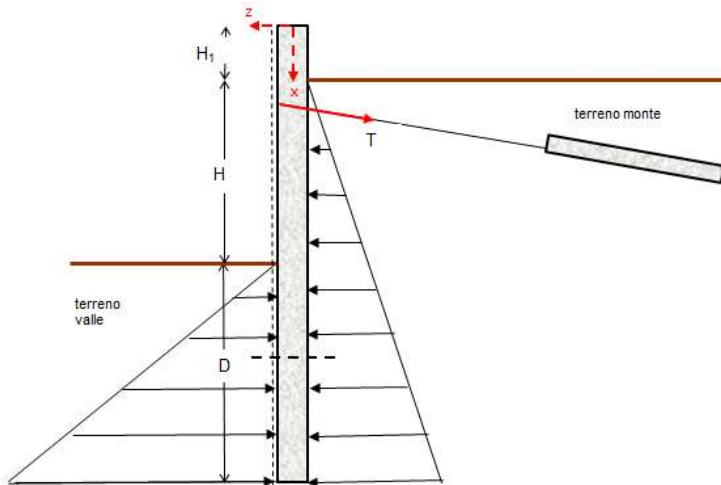
$$\eta_{pendio} = \frac{M_{resist}}{M_{instab}} \geq \gamma_R = 1,1$$

VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U) DI TIPO STRUTTURALE

1.11 Introduzione

Le paratie dal punto di vista strutturale sono delle travi piane soggette a carichi noti, trasmessi dal terreno circostante.

Nei **metodi classici (LEM)** il terreno si assume in stato di equilibrio limite attivo e passivo, sulla base del cinematismo ipotizzato. Come illustrato in precedenza, per le paratie senza ancoraggio o con un ordine di ancoraggi, in base al cinematismo ipotizzato e con le sole equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione (paratia supposta rigida) si determinano le incognite del problema (profondità di infissione, punto di rotazione, coefficiente di sicurezza, sforzo di trazione nel tirante) e i diagrammi delle pressioni o tensioni orizzontali agenti lungo i lati di monte e di valle della paratia. Noti i diagrammi delle pressioni agenti, fissata una qualunque sezione nella paratia si possono determinare le sollecitazioni sforzo normale N_x , taglio T_z e momento flettente M_y considerando solamente le forze e le tensioni agenti superiormente a tali sezioni.



La linea tratteggiata indica la parte inferiore della trave

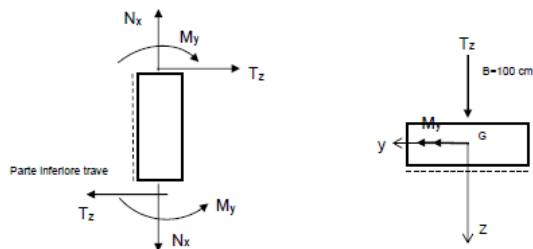
- Con il **metodo FEM** le sollecitazioni vengono restituite a valle del calcolo.

Lo sforzo normale N_x è determinato, oltre che da forze concentrate che hanno componente lungo l'asse x, anche dal peso proprio della paratia. Se agisce solo quest'ultimo lo sforzo normale per unità di lunghezza vale (negativo in quanto di compressione):

$$N_x(x) = -W = -\gamma_{mat} \cdot A_{t1} \cdot x \quad [F/L]$$

essendo γ_{mat} il peso dell'unità di volume del materiale costituente la paratia, A_{t1} l'area della sezione trasversale presente in un metro lineare di paratia (ha le dimensioni di una lunghezza) e x l'ascissa.

- Le caratteristiche di sollecitazione nella generica sezione N_x , T_z e M_y hanno segno positivo o negativo in accordo alla convezione adottata in Scienza delle Costruzioni; si assume a tal proposito un sistema di riferimento locale xyz avente l'asse x coincidente con l'asse della paratia, gli assi y e z coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa, origine nel baricentro G della sezione e orientamento come nella figura sopra indicata (l'asse y è uscente dal piano del foglio).



- Lo sforzo normale si assume, quindi, positivo se di trazione, lo sforzo di taglio se diretto come l'asse z sulla faccia destra del concio e il momento flettente se tende le fibre inferiori della trave.

1.12 Verifiche strutturali nelle paratie in acciaio

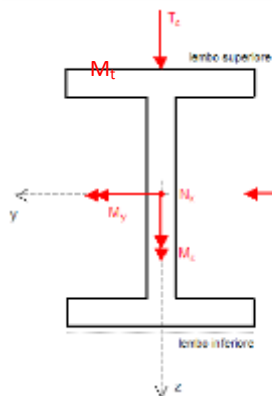
- Noto lo stato di sollecitazione, per le paratie in acciaio si effettuano per ogni combinazione di carico le verifiche a sforno normale eccentrico e taglio con i metodi di seguito indicati.

1.12.1 CALCOLO AGLI S.L.U.

Si consideri una sezione di forma generica di un'asta in acciaio, simmetrica rispetto all'asse z baricentrico (G è il baricentro della sezione geometrica omogenea), soggetta ad uno stato di sollecitazione spaziale (sforzo normale N_x , sforzi di taglio T_y e T_z , momento torcente M_t , momenti flettenti M_y e M_z). Sono note le dimensioni geometriche della sezione. Indichiamo con y-z gli assi principali di inerzia della sezione. Si assumono le seguenti convenzioni sui segni:

- lo sforzo normale N_x è positivo se di trazione (concorde con l'asse x che coincide con l'asse della trave), negativo se di compressione;
- gli sforzi di taglio T_y e T_z sono positivi se concordi con gli assi y e z;
- i momenti flettenti M_y e M_z sono positivi se i rispettivi assi momenti sono concordi con gli assi y e z;

- il momento torcente M_t è positivo se l'asse momento è concorde con l'asse x e cioè se la coppia è antioraria.



Nel caso delle paratie, essendo in condizioni piane lo stato di sollecitazione è piano per cui si ha $T_y = M_t = M_x = 0$.

Nel **problema di verifica di resistenza** sono note:

- le caratteristiche di sollecitazione;
- la forma e le dimensioni geometriche della sezione;
- le caratteristiche dei materiali impiegati;

ed occorre determinare le resistenze ultime della sezione (il confronto non avviene tra tensioni ma tra le componenti delle caratteristiche di sollecitazione e le corrispondenti resistenze).

Nel calcolo delle resistenze delle membrature in acciaio si tiene conto:

- dei valori caratteristici delle resistenze dei materiali (tensione di snervamento f_{yk} , tensione di rottura f_{tk})
- della geometria dell'elemento strutturale

- della classe della sezione (1, 2, 3, 4)
- dei fattori di sicurezza parziali sulle resistenze dei materiali (γ_M)

I coefficienti parziali di sicurezza da applicare ai materiali valgono (v. paragrafo 4.2.4.1.1 NTC):

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0}=1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1}=1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1}=1,10$
Resistenza delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2}=1,25$

1.12.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale definita come:

$$C_\theta = \frac{\theta_r - \theta_y}{\theta_y}$$

essendo θ_r e θ_y le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. La classificazione delle sezioni trasversali degli elementi strutturali si effettua in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico:

classe 1 se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$.

classe 2 se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$.

classe 3 se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico.

classe 4 se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*. Per le sezioni di classe 4 occorre fare riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci" (area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , momento di inerzia efficace I_{eff}) valutate secondo i procedimenti indicati nella norma UNI EN 1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiera sottili, per valutare le caratteristiche "efficaci" si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN 1993-1-3. In alternativa al metodo delle caratteristiche geometriche efficaci si potrà utilizzare il metodo delle tensioni ridotte, indicato in UNI EN 1993-1-5.

Le sezioni di classe 1 si definiscono **ductili**, quelle di classe 2 **compatte**, quelle di classe 3 **semi-compatte** e quelle di classe 4 **snelle**. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le Tabelle 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.V NTC forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

1.12.1.2 VERIFICA IN CAMPO ELASTICO

Laddove il software utilizza la **verifica in campo elastico** (verifica possibile per tutti i tipi di sezione), si procede in base al **criterio di sicurezza di Mises**:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_x^2} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove σ_x è il valore della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della trave, τ_x è il valore della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione.

Negli altri casi il software utilizza la **verifica in campo plastico** in base alla distribuzione di tensione interna in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, T, M, ...).

Le formule di verifiche, che qui vengono in parte omesse, sono riportate nel paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC.

1.12.1.3 TRAZIONE SEMPLICE

Per la verifica occorre che sia

$$\frac{N_x}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove N_x è lo sforzo normale di trazione (positivo) agente e $N_{t,Rd}$ è la **resistenza a trazione dell'asta**.

Si definisce **resistenza plastica di progetto della sezione lorda A**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

e **resistenza di progetto a rottura della sezione netta** in corrispondenza dei fori per i collegamenti:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Se la sezione è priva di fori si assume la resistenza a trazione pari alla resistenza plastica ($N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$), diversamente si assume come resistenza a trazione il minore tra i due valori di $N_{pl,Rd}$ e $N_{u,Rd}$.

Nelle sezioni indebolite da fori in presenza di azioni sismiche, dovendosi progettare con la gerarchia delle resistenze è necessario verificare che la resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd}$ sia inferiore o uguale alla resistenza di progetto a rottura $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$

1.12.1.4 COMPRESSIONE SEMPLICE

Per la verifica occorre che sia

$$\frac{|N_x|}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove N_x è lo sforzo normale di compressione (negativo) agente e $N_{c,Rd}$ è la **resistenza di progetto a compressione della sezione**. Quest'ultima è pari alla resistenza plastica vista nel precedente paragrafo, per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e alla seguente formula per le sezioni di classe 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

1.12.1.5 FLESSIONE RETTA

Per la verifica occorre che sia

$$\frac{|M_y|}{M_{cy,Rd}} \leq 1$$

dove M_y è il momento flettente con asse vettore l'asse y e $M_{cy,Rd}$ è la **resistenza di progetto a flessione retta della sezione** riferita allo stesso asse.

Per la valutazione della resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{cy,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ si tiene conto della classe della

sezione calcolando opportunamente il modulo di resistenza W:

- $W = W_{pl}$ modulo di resistenza plastico, per le sezioni di classi 1 e 2
- $W = W_{el,min}$ modulo resistente minimo della sezione, per le sezioni di classi 3
- $W = W_{eff,min}$ modulo di resistenza efficace, per le sezioni di classi 4

Analogamente si procede per la flessione retta con asse vettore l'asse z (stesse formule con y sostituito da z).

1.12.1.6 TAGLIO

Per la verifica occorre che sia

$$\frac{|V_z|}{V_{cz,Rd}} \leq 1$$

dove V_z (indicato in precedenza con T_z) è lo sforzo di taglio agente lungo z e $V_{cz,Rd}$ è la **resistenza di progetto a taglio della sezione** lungo l'asse z data da:

$$V_{cz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove l'area resistente a taglio A_{vz} lungo z si calcola con le formule riportate dalle NTC in funzione della forma geometrica della sezione. In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta (formule 4.2.24 e 4.2.25 NTC rispettivamente per le sezioni a doppio T e per quelle cave), oppure si procede con la verifica in campo elastico. Analogamente si procede per il taglio lungo l'asse y .

1.12.1.7 FLESSIONE E TAGLIO

Se il taglio agente non supera metà della resistenza di progetto a taglio si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione. Diversamente se ne tiene conto riducendo opportunamente la tensione di snervamento del materiale.

1.12.1.8 PRESSO O TENSO-FLESSIONE RETTA

Per le sezioni a doppio T di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima o nel piano delle ali, la corrispondente resistenza di progetto a flessione retta si valuta con le espressioni riportate nelle NTC. Negli altri casi (sezioni di altra forma e/o di altra classe) si procede con la verifica in termini tensionali (verifica elastica).

REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DI PARATIE IN ACCIAIO

L'esecuzione delle paratie in acciaio deve essere conforme alla UNI EN 1090-2:2011 (Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per le strutture in acciaio), per quanto non in contrasto con le NTC.

TABULATI DI CALCOLO

METODI E IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

Paratia risolta con il metodo classico dell'equilibrio limite (LEM)

Calcolo di verifica: incognite la posizione del punto di rotazione della paratia e il coefficiente di sicurezza alla rotazione, che deve essere non inferiore a quello minimo fissato dalla normativa

Calcolo delle spinte attive e passive:

Formule di Lancellotta (2007)

Metodi di calcolo per altre verifiche:

Stabilità globale: metodo di Bishop

Coefficienti N_q per il calcolo del carico limite per carichi verticali:

Berezantzev (1961, 1965)

Coefficiente di spinta a riposo: formula di Jaky

Numero di strati e parametri sismici

Numero di strati di terreno, $N_{str}=3$

Non vengono considerate le azioni sismiche

Vita nominale di progetto = 10 anni Classe d'uso della costruzione = Classe II Coefficiente d'uso = 1

FALDA: Falda in quiete

CONDIZIONI DI ROTTURA

Terreni a grana fina: verifiche a breve termine in condizioni di rottura non drenate, per mezzo delle tensioni totali, e a lungo termine in condizioni drenate, per mezzo delle tensioni efficaci

TIPOLOGIA PARATIA

Paratia in acciaio

Paratia a mensola (senza ancoraggio)

GEOMETRIA PARATIA E FALDA (se presente)

altezza di scavo, $H=4$ m

altezza paratia oltre il profilo del terreno di monte, $H_1=0,5$ m

altezza paratia fuori terra, $H+H_1=4,5$ m

altezza totale paratia, $L=16,5$ m

profondità di infissione, $D=L-H_1-H=12$ m

inclinazione piano di campagna di monte, $i_m=0$ (°)

inclinazione piano di campagna di valle, $i_v=0$ (°)

posizione pelo libero falda a monte, $z_{wm}=4,5$ m

posizione pelo libero falda a valle, $z_{wv}=4,5$ m

STRATIGRAFIA

zt = profondità punto di intersezione profilo di base dello strato con l'asse globale Y

strato zt (m)

1 6

2 16

3 + infinito

GEOMETRIA IN PIANTA

forma sezione: Arcelor profilato: PU 32

base della sezione, $b=60$ cm altezza della sezione, $h=45,2$ cm

spessore parete, $t=t_w=1,95$ cm spessore ali laterali, $s=t_f=1,1$ cm

lunghezza paratia (lungo l'asse globale Z), $L_z=20$ m

dati sezione per metro lineare lungo y

area della sezione, $A=242$ cm²/m

momento d'inerzia elastico della sezione rispetto all'asse y, $I_y=72320$ cm⁴/m

modulo di resistenza elastico rispetto all'asse y, $W_y=3200$ cm³/m

modulo di resistenza plastico rispetto all'asse y, $W_{ply}=3687$ cm³/m

Classe della sezione = 2

DATI GEOTECNICI TERRENI (valori caratteristici - comportamento a breve termine: non drenato)

peso dell'unità di volume dell'acqua, $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/mc}$

Strato n° 1-limo sabbioso

peso dell'unità di volume, $\gamma = 18,50 \text{ kN/mc}$ $\gamma_{sat} = 19,75 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio drenato, $\phi' = 24^\circ$

coesione drenata, $c' = 0 \text{ kN/mq}$

coesione non drenata, $c_u = 50 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito paratia-terreno $\delta a/p = 16^\circ$

grado di sovra-consolidazione, $OCR = 1$

Strato n° 2-sabbia limo argilla

peso dell'unità di volume, $\gamma = 18,00 \text{ kN/mc}$ $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio drenato, $\phi' = 22^\circ$

coesione drenata, $c' = 0 \text{ kN/mq}$

coesione non drenata, $c_u = 25 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito paratia-terreno $\delta a/p = 12^\circ$

grado di sovra consolidazione, $OCR = 1$

Strato n° 3-base

peso dell'unità di volume, $\gamma = 18,00 \text{ kN/mc}$ $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/mc}$

angolo di resistenza al taglio drenato, $\phi' = 23^\circ$

coesione drenata, $c' = 0 \text{ kN/mq}$

coesione non drenata, $c_u = 25 \text{ kN/mq}$

angolo di attrito paratia-terreno $\delta a/p = 13^\circ$;

grado di sovra-consolidazione, $OCR = 1$

DATI MATERIALI COSTITUENTI LA PARATIA

peso dell'unità di volume del materiale, $\gamma_{mat} = 78,50 \text{ kN/mc}$ tipo di acciaio: S 420

modulo di elasticità longitudinale, $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità tangenziale, $G = 80.769 \text{ N/mm}^2$

coefficiente di Poisson = 0,3

tensione caratteristica di rottura, $f_{tk} = 520 \text{ N/mm}^2$

tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 400 \text{ N/mm}^2$

SOVRACCARICHI

$Fav/Sfav = a$ favore di sicurezza/a sfavore di sicurezza

Y_0 = coefficiente di combinazione "raro" (per forme di carico di tipo variabile)

Y_1 = coefficiente di combinazione "frequente" (per forme di carico di tipo variabile)

Y_2 = coefficiente di combinazione "quasi permanente" (per forme di carico di tipo variabile)

Nome	Tipologia	Fav/Sfav		Y_0	Y_1	Y_2
TERRAPIENO	permanente non strutturale		sfavorevole			
MOBILE	variabile			0,7	0,7	0,6

Sovraccarichi uniformi sui terreni di monte e di valle

Terreno di monte

Tipo di carico q Terrapieno: 22 (kN/mq) Mobile: 2,5(kN/mq)

Terreno di valle nessun sovraccarico uniforme presente

COMBINAZIONI DI CARICO SLU

Combinazioni fondamentali SLU-F (assenza di sisma)

Azioni permanenti G:

- peso proprio elementi strutturali (paratia)
- peso proprio terreno
- peso proprio elementi non strutturali
- sovraccarichi permanente nel terreno di monte e/o di valle
- spinte del terreno

Azioni variabili Q:

- sovraccarico variabile sul terreno di monte e/o di valle (mobile)
- spinta dovuta al sovraccarico variabile (falda)

Nome Forme di carico e coefficienti di combinazione

COMB. 1 (SLU-F)	E	TERRAPIENO	MOBILE
	0	1	0
COMB. 2 (SLU-F)	E	TERRAPIENO	MOBILE
	0	1	1

ALTRE IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

Ipotesi di paratia rigida nella verifica alla rotazione attorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido)

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

COMB. 1 (SLU-F)

A) VERIFICA A BREVE TERMINE IN CONDIZIONI NON DRENATE

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=22,00$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=18,50$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=19,75$ kN/mc

coesione non drenata, $Cu_d=Cu/gcu=39,67$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia Delta $a/p=0$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc

coesione non drenata, $Cu_d=Cu/gcu=19,84$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia Delta $a/p=0$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc

coesione non drenata, $Cu_d=Cu/gcu=19,84$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia Delta $a/p=0$ (°)

angolo di attrito terreno-paratia Delta $a/p=0$ (°)

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $Dr=10,944$ m

Coefficiente di sicurezza, $Eta=1,26$

n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 21

errore equazione di equilibrio alla rotazione = $-1,05$ kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia (tensioni in kN/mq)

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s sup	s inf
1	0,00	1	22,00	0,00	0,00	
4	3,00	1	81,25	0,00	1,90	
ss	6,00	1	140,50	0,00	61,15	100,83
2	16,00	2	325,48	0,00	285,80	365,15
3	16,00	2	325,50	0,00	365,17	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia (tensioni in kN/mq)

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s sup	s inf
11	4,00	1	0,00	0,00	79,35	
ss	6,00	1	39,50	0,00	118,85	79,17
12	16,00	2	224,48	0,00	264,15	184,80
13	16,00	2	224,50	0,00	184,83	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=2.030,80$ kN/m

Spinta di valle, $S_v=1.914,83$ kN/m

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $dm=4,534$ m

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $dv=4,809$ m

Esito verifica alla rotazione

VERIFICA SODDISFATTA (ESSENDO $ETA \geq GROT$)

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=22,00$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Caratteristiche di sollecitazione per metro lineare di paratia

Nx e Tz in	kN/m, My in	kN*m/m		Nx e Tz in	kN/m, My in	kN*m/m	
x (m)	Nx	Tz	My	x (m)	Nx	Tz	My
0	0	0	0	8,44	-20,84	76,38	300,14
0,22	-0,56	0	0	8,88	-21,92	64,05	330,87
0,45	-1,11	0	0	9,32	-23,01	51,73	356,22
0,68	-1,67	-0,01	0	9,75	-24,09	39,41	376,16
0,9	-2,22	-0,07	-0,01	10,19	-25,17	27,09	390,72
1,12	-2,78	-0,16	-0,03	10,63	-26,25	14,76	399,88
1,35	-3,33	-0,3	-0,08	11,07	-27,33	2,44	403,64
1,58	-3,89	-0,48	-0,17	11,5	-28,41	-9,88	402,01
1,8	-4,45	-0,7	-0,3	11,94	-29,49	-22,2	394,99
2,02	-5	-0,96	-0,49	12,38	-30,57	-34,53	382,57
2,25	-5,56	-1,26	-0,74	12,82	-31,65	-46,85	364,76
2,48	-6,11	-1,61	-1,06	13,26	-32,74	-59,17	341,56
2,7	-6,67	-2	-1,46	13,69	-33,82	-71,49	312,96
2,92	-7,22	-2,42	-1,96	14,13	-34,9	-83,82	278,96
3,15	-7,78	-2,9	-2,56	14,57	-35,98	-96,14	239,57
3,38	-8,33	-3,41	-3,27	15,01	-37,06	-108,46	194,79
3,6	-8,89	-4,09	-4,1	15,44	-38,14	-120,78	144,61
3,82	-9,45	-5,87	-5,2	15,44	-38,14	-120,78	144,61
4,05	-10	-8,96	-6,84	15,55	-38,4	-123,76	131,7
4,28	-10,56	-13,34	-9,32	15,66	-38,66	-126,73	118,47
4,5	-11,11	-19,02	-12,94	15,76	-38,92	-129,7	104,93
4,94	-12,19	13,81	-14,08	15,87	-39,18	-132,68	91,08
5,38	-13,28	46,64	-0,85	15,97	-39,44	-135,65	76,91
5,81	-14,36	79,47	26,76	16,08	-39,71	-138,62	62,43
6,25	-15,44	112,31	68,73	16,18	-39,97	-141,59	47,63
6,69	-16,52	125,67	123,24	16,29	-40,23	-144,57	32,52
7,13	-17,6	113,34	175,56	16,39	-40,49	-147,54	17,1
7,56	-18,68	101,02	222,48	16,5	-40,75	-150,76	1,36
8,00	-19,76	88,7	264				

VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso di volume, $g=18,50$ kN/mc
 coesione non drenata,

$Cu_d=Cu/gcu=35,71$ kN/mq

strato 2

peso di volume, $g=18,00$ kN/mc
 coesione non drenata,

$Cu_d=Cu/gcu=17,86$ kN/mq

strato 3

peso di volume, $g=18,00$ kN/mc
 coesione non drenata,

$Cu_d=Cu/gcu=17,86$ kN/mq

Parametri di calcolo

Metodo utilizzato: Bishop n° di cerchi analizzati = 10

Cerchio critico Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -12,13 Rc (m)= 28,73

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	47,43	0	-51,48	nd	1,97	0	17,46	0	200,33	98,85
2	131,32	0	-45,53	nd	1,97	0	18,42	0	232,21	43,94
3	197,99	0	-40,16	nd	1,97	0	19,31	0	293,06	40,28
4	253,45	0	-35,19	nd	1,97	0	20,06	0	336,69	37,67
5	299,79	0	-30,51	nd	1,97	0	20,69	0	369,04	35,73
6	338,39	0	-26,05	nd	1,97	0	21,22	0	393,41	34,26
7	370,18	0	-21,76	nd	1,97	0	21,65	0	411,8	33,14
8	395,81	0	-17,59	nd	1,97	0	22,01	0	425,46	32,29
9	415,76	0	-13,51	nd	1,97	0	22,28	0	435,2	31,66
10	430,36	0	-9,5	nd	1,97	0	22,48	0	441,57	31,21

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

11	439,83	0	-5,54	nd	1,97	0	22,61	0	444,9	30,93
12	444,31	0	-1,61	nd	1,97	0	22,67	0	476,71	30,79
13	13,29	0	0,4	nd	0,05	0	21,64	0	13,29	0,78
14	599,4	43,29	2,41	nd	1,97	0	20,66	0	641,96	30,82
15	593,9	43,29	6,35	nd	1,97	0	20,59	0	637,68	30,98
16	583,39	43,29	10,32	nd	1,97	0	20,44	0	631,29	31,3
17	567,7	43,29	14,34	nd	1,97	0	20,23	0	622,53	31,78
18	546,6	43,29	18,44	nd	1,97	0	19,94	0	610,99	32,46
19	519,73	43,29	22,63	nd	1,97	0	19,57	0	596,08	33,36
20	486,58	43,29	26,96	nd	1,97	0	19,12	0	576,9	34,55
21	446,44	43,29	31,46	nd	1,97	0	18,57	0	552,05	36,1
22	398,31	43,29	36,19	nd	1,97	0	17,91	0	519,28	38,15
23	340,7	43,29	41,24	nd	1,97	0	17,12	0	474,73	40,95
24	271,28	43,29	46,71	nd	1,97	0	16,18	0	411,08	44,9
25	182,84	43,29	52,82	nd	1,97	0	15,05	0	239,85	101,9
26	66,22	43,29	59,99	nd	1,97	0	13,77	0	5,76	123,14

Dove

Wt = peso del concio (kN) Wq = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)
 alfa=angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)
 u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq) DX = larghezza lungo X del concio (m)
 Fsh = forza sismica orizzontale sul concio (kN) B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura
 Fsv = forza sismica verticale sul concio (kN) N = risultante tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)
 T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, L=59,45 m
 Momento resistente, M_resist=35.807,42 kN*m
 Momento instabilizzante, M_instab=31.375,22 kN*m
 Coefficiente di sicurezza del pendio = M_resist/M_instab = 1,141
 n° iterazioni di calcolo = 2

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio
 sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mmq)
 Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A Npl_Rd=9.680,00 kN
 Area resistente al taglio della sezione lungo z Avz=171,99 cmq
 Resistenza di progetto a taglio lungo z Vcz_Rd=3.971,94 kN
 Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y Mely_Rd=1.280,00 kN*m
 Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y Mply_Rd=1.474,80 kN*m
 tensione di snervamento di progetto, fyd=400 N/mmq

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif	x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif
0	0	0	0			Si	8,44	-25,01	91,66	360,17	113,6		Si
0,22	-0,67	0	0			Si	8,88	-26,3	76,86	397,04	125,2		Si
0,45	-1,33	0	0			Si	9,32	-27,61	62,08	427,46	134,7		Si
0,68	-2	-0,01	0	0,1		Si	9,75	-28,91	47,29	451,39	142,3		Si
0,9	-2,66	-0,08	-0,01	0,1		Si	10,19	-30,2	32,51	468,86	147,8		Si
1,12	-3,34	-0,19	-0,04	0,1		Si	10,63	-31,5	17,71	479,86	151,3		Si
1,35	-4	-0,36	-0,1	0,2		Si	11,07	-32,8	2,93	484,37	152,7		Si
1,58	-4,67	-0,58	-0,2	0,3		Si	11,5	-34,09	-11,86	482,41	152,2		Si
1,8	-5,34	-0,84	-0,36	0,3		Si	11,94	-35,39	-26,64	473,99	149,6		Si
2,02	-6	-1,15	-0,59	0,4		Si	12,38	-36,68	-41,44	459,08	145		Si
2,25	-6,67	-1,51	-0,89	0,6		Si	12,82	-37,98	-56,22	437,71	138,4		Si
2,48	-7,33	-1,93	-1,27	0,7		Si	13,26	-39,29	-71	409,87	129,7		Si
2,7	-8	-2,4	-1,75	0,9		Si	13,69	-40,58	-85,79	375,55	119		Si

**Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE**

2,92	-8,66	-2,9	-2,35	1,1	Si	14,13	-41,88	-100,58	334,75	106,3	Si
3,15	-9,34	-3,48	-3,07	1,3	Si	14,57	-43,18	-115,37	287,48	91,6	Si
3,38	-10	-4,09	-3,92	1,6	Si	15,01	-44,47	-130,15	233,75	74,9	Si
3,6	-10,67	-4,91	-4,92	2	Si	15,44	-45,77	-144,94	173,53	56,1	Si
3,82	-11,34	-7,04	-6,24	2,4	Si	15,44	-45,77	-144,94	173,53	56,1	Si
4,05	-12	-10,75	-8,21	3,1	Si	15,55	-46,08	-148,51	158,04	51,3	Si
4,28	-12,67	-16,01	-11,18	4	Si	15,66	-46,39	-152,08	142,16	46,3	Si
4,5	-13,33	-22,82	-15,53	5,4	Si	15,76	-46,7	-155,64	125,92	41,3	Si
4,94	-14,63	16,57	-16,9	5,9	Si	15,87	-47,02	-159,22	109,3	36,1	Si
5,38	-15,94	55,97	-1,02	6,1	Si	15,97	-47,33	-162,78	92,29	30,8	Si
5,81	-17,23	95,36	32,11	10,7	Si	16,08	-47,65	-166,34	74,92	25,4	Si
6,25	-18,53	134,77	82,48	26,5	Si	16,18	-47,96	-169,91	57,16	19,8	Si
6,69	-19,82	150,8	147,89	47	Si	16,29	-48,28	-173,48	39,02	19	Si
7,13	-21,12	136,01	210,67	66,7	Si	16,39	-48,59	-177,05	20,52	19,4	Si
7,56	-22,42	121,22	266,98	84,4	Si	16,5	-48,9	-180,91	1,63	19,8	Si
8,00	-23,71	106,44	316,8	100	Si						

VERIFICA SODDISFATTA

COMB. 1 (SLU-F) B) VERIFICA A LUNGO TERMINE IN CONDIZIONI DRENATE

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni
Terreno di monte, $q_{1d}=22,00$ kN/mq
Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=18,50$ kN/mc
peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=19,75$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=19,61$ (°)
coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
angolo di attrito terreno-paratia $\Delta_d a/p=12,92$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc
peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=17,91$ (°)
coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
angolo di attrito terreno-paratia $\Delta_d a/p=9,65$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc
peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=18,76$ (°)
coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
angolo di attrito terreno-paratia $\Delta_d a/p=10,46$ (°)

Coefficienti di spinta

	strato 1	strato 2	strato 3
monte	coeff. spinta attiva, $K_a=0,453364$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,664466$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,590094$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,487969$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,692445$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,285045$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,47149$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,678454$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,40103$
valle	coeff. spinta attiva, $K_a=0,453364$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,664466$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,590094$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,487969$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,692445$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,285045$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,47149$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,678454$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,40103$

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $Dr=10,997$ m

Coefficiente di sicurezza, $E_t=1,065$

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 21
errore equazione di equilibrio alla rotazione = 2,31 kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia					(tensioni in kN/mq)	
tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s sup	s inf
1	0,00	1	22,00	0,00	9,72	
w	4,50	1	105,25	0,00	46,51	
ss	6,00	1	134,88	14,72	67,81	72,52
2	15,00	2	301,33	102,98	198,40	522,61
3	16,00	2	319,88	112,82	550,88	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia					(tensioni in kN/mq)	
tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s sup	s inf
11	4,00	1	0,00	0,00	0,00	
w	4,50	1	9,25	0,00	21,93	
ss	6,00	1	38,88	14,72	72,00	65,83
12	15,00	2	205,33	102,98	319,51	152,22
13	16,00	2	223,88	112,82	166,24	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=1.969,17$ kN/m

Spinta di valle, $S_v=1.969,10$ kN/m

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=4,427$ m

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=4,426$ m

Esito verifica alla rotazione

VERIFICA SODDISFATTA (ESSENDO $\eta \geq \eta_{GROT}$)

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=22,00$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=18,50$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=19,75$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $\phi_d=24$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia, $\Delta_d a/p=16$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $\phi_d=22$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia, $\Delta_d a/p=12$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $\phi_d=23$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia, $\Delta_d a/p=13$ (°)

Coefficienti di spinta

monte	coeff. spinta attiva, $K_a=0,382625$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,416057$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,399$
	coeff. spinta a riposo, $K_o=0,593263$	coeff. spinta a riposo, $K_o=0,625393$	coeff. spinta a riposo, $K_o=0,609269$
	coeff. spinta passiva, $K_p=3,351349$	coeff. spinta passiva, $K_p=2,84673$	coeff. spinta passiva, $K_p=3,033862$
valle	coeff. spinta attiva, $K_a=0,382625$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,416057$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,39963$
	coeff. spinta a riposo, $K_o=0,593263$	coeff. spinta a riposo, $K_o=0,625393$	coeff. spinta a riposo, $K_o=0,609269$
	coeff. spinta passiva, $K_p=3,351349$	coeff. spinta passiva, $K_p=2,84673$	coeff. spinta passiva, $K_p=3,033862$

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

Caratteristiche di sollecitazione per metro lineare di paratia

Nx e Tz in kN/m, My in kN*m/m				Nx e Tz in kN/m, My in kN*m/m			
x (m)	Nx	Tz	My	x (m)	Nx	Tz	My
0	0	0	0	8,46	-20,9	-130,75	-732,59
0,22	-0,56	0	0	8,9	-21,98	-119,44	-787,77
0,45	-1,11	0	0	9,34	-23,07	-105,15	-837,31
0,68	-1,67	-1,98	-0,17	9,78	-24,16	-87,88	-879,91
0,9	-2,22	-4,92	-0,94	10,22	-25,25	-67,61	-914,24
1,12	-2,78	-8,3	-2,41	10,66	-26,33	-44,36	-938,99
1,35	-3,33	-12,14	-4,71	11,1	-27,42	-18,13	-952,86
1,58	-3,89	-16,42	-7,91	11,54	-28,51	11,1	-954,51
1,8	-4,45	-21,15	-12,13	11,98	-29,59	43,3	-942,65
2,02	-5	-26,33	-17,46	12,42	-30,68	78,5	-915,95
2,25	-5,56	-31,95	-24,01	12,86	-31,77	116,68	-873,1
2,48	-6,11	-38,03	-31,87	13,3	-32,86	157,85	-812,79
2,7	-6,67	-44,55	-41,15	13,74	-33,94	202	-733,7
2,92	-7,22	-51,52	-51,95	14,18	-35,03	249,14	-634,52
3,15	-7,78	-58,94	-64,37	14,62	-36,12	299,26	-513,92
3,38	-8,33	-66,8	-78,51	15,06	-37,2	352,38	-370,61
3,6	-8,89	-75,11	-94,46	15,5	-38,29	408,47	-203,26
3,82	-9,45	-83,87	-112,34	15,5	-38,29	408,47	-203,26
4,05	-10	-93,08	-132,24	15,6	-38,54	368,32	-164,6
4,28	-10,56	-102,74	-154,26	15,7	-38,78	328,02	-129,95
4,5	-11,11	-112,84	-178,51	15,8	-39,03	287,56	-99,32
4,94	-12,2	-129,13	-232,05	15,9	-39,27	246,95	-72,72
5,38	-13,29	-138,94	-291,21	16	-39,52	206,19	-50,16
5,82	-14,37	-144,5	-353,75	16,1	-39,77	165,27	-31,68
6,26	-15,46	-145,85	-417,81	16,2	-40,01	124,21	-17,27
6,7	-16,55	-146,11	-481,84	16,3	-40,26	82,98	-6,96
7,14	-17,64	-146,75	-546,41	16,4	-40,5	41,61	-0,76
7,58	-18,72	-144,4	-610,6	16,5	-40,75	0,09	1,32
8,02	-19,81	-139,07	-673,1				

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=18,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=19,61$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=17,91$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=18,76$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

Parametri di calcolo

Metodo utilizzato: Bishop n° di cerchi analizzati = 10

Cerchio critico Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -7,4 Rc (m)= 24

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	43,96	0	-56,49	8,07	1,75	0	12,78	0	98,06	12,21
2	122,21	0	-49,48	31,1	1,75	0	13,78	0	210,83	19,42
3	182,24	0	-43,38	49,27	1,75	0	14,68	0	273,05	23,6
4	231,12	0	-37,85	64,07	1,75	0	15,43	0	313,04	26,14
5	271,41	0	-32,72	76,26	1,75	0	16,04	0	340,46	27,79
6	304,65	0	-27,87	86,33	1,75	0	16,55	0	359,9	28,88
7	331,84	0	-23,23	94,56	1,75	0	16,97	0	373,82	29,61
8	353,65	0	-18,74	101,16	1,75	0	17,31	0	383,66	30,06
9	370,56	0	-14,38	106,28	1,75	0	17,57	0	390,3	30,3
10	382,88	0	-10,09	110,01	1,75	0	17,76	0	394,31	30,37
11	390,85	0	-5,87	112,42	1,75	0	17,88	0	396,02	30,29
12	394,59	0	-1,67	113,55	1,75	0	17,94	0	427,19	36,67
13	13,14	0	0,48	113,8	0,05	0	16,9	0	13,13	1,19

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

14	516,09	37,97	2,6	113,42	1,73	0	15,93	0	552,04	57,21
15	511,59	37,97	6,74	112,03	1,73	0	15,86	0	547,01	53,88
16	503,02	37,97	10,91	109,4	1,73	0	15,73	0	540,67	53,28
17	490,24	37,97	15,15	105,47	1,73	0	15,53	0	532,96	52,67
18	473,04	37,97	19,47	100,19	1,73	0	15,26	0	523,6	52,03
19	451,09	37,97	23,91	93,44	1,73	0	14,91	0	512,18	51,35
20	423,91	37,97	28,51	85,09	1,73	0	14,49	0	498,09	50,62
21	390,83	37,97	33,32	74,93	1,73	0	13,97	0	480,39	49,8
22	350,86	37,97	38,41	62,65	1,73	0	13,35	0	457,48	48,86
23	302,49	37,97	43,9	47,79	1,73	0	12,6	0	426,57	47,73
24	243,16	37,97	49,97	29,57	1,73	0	11,68	0	381,96	46,28
25	165,66	37,97	56,95	6,47	1,73	0	10,54	0	300,78	47,24
26	61,2	37,97	65,76	0	1,73	0	9,18	0	175,74	29,62

Dove

Wt = peso del concio (kN) Wq = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)
 alfa=angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)
 u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq) DX = larghezza lungo X del concio (m)
 Fsh = forza sismica orizzontale sul concio (kN) B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura
 Fsv = forza sismica verticale sul concio (kN) N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio
 T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, L=54,9 m
 Momento resistente, M_resist=49.055,74 kN*m
 Momento instabilizzante, M_instab=23.211,46 kN*m
 Coefficiente di sicurezza del pendio M_resist/M_instab = 2,113
 n° iterazioni di calcolo = 3

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A Npl_Rd=9.680,00 kN

Area resistente al taglio della sezione lungo z Avz=171,99 cm²

Resistenza di progetto a taglio lungo z Vcz_Rd=3.971,94 kN

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y Mely_Rd=1.280,00 kN*m

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y Mply_Rd=1.474,80 kN*m

tensione di snervamento di progetto fyd=400 N/mm²

x (m)	Nx	Tz	My	sid m	Mcy Rd	Verif	x (m)	Nx	Tz	My	sid m	Mcy Rd	Verif
0	0	0	0			Si	8,46	-25,08	-156,9	-879,11	275,8		Si
0,22	-0,67	0	0			Si	8,9	-26,38	-143,33	-945,32	296,5		Si
0,45	-1,33	0	0			Si	9,34	-27,68	-126,18	-1004,77	315,1		Si
0,68	-2	-2,38	-0,2	0,3		Si	9,78	-28,99	-105,46	-1055,89	331,2		Si
0,9	-2,66	-5,9	-1,13	0,7		Si	10,22	-30,3	-81,13	-1097,09	344,1		Si
1,12	-3,34	-9,96	-2,89	1,1		Si	10,66	-31,6	-53,23	-1126,79	353,4		Si
1,35	-4	-14,57	-5,65	1,9		Si	11,1	-32,9	-21,76	-1143,43	358,7		Si
1,58	-4,67	-19,7	-9,49	3,2		Si	11,54	-34,21	13,32	-1145,41	359,4		Si
1,8	-5,34	-25,38	-14,56	4,8		Si	11,98	-35,51	51,96	-1131,18	355		Si
2,02	-6	-31,6	-20,95	6,8		Si	12,42	-36,82	94,2	-1099,14	345		Si
2,25	-6,67	-38,34	-28,81	9,3		Si	12,86	-38,12	140,02	-1047,72	329		Si
2,48	-7,33	-45,64	-38,24	12,3		Si	13,3	-39,43	189,42	-975,35	306,4		Si
2,7	-8	-53,46	-49,38	15,8		Si	13,74	-40,73	242,4	-880,44	276,8		Si
2,92	-8,66	-61,82	-62,34	19,8		Si	14,18	-42,04	298,97	-761,42	239,7		Si
3,15	-9,34	-70,73	-77,24	24,5		Si	14,62	-43,34	359,11	-616,7	194,5		Si
3,38	-10	-80,16	-94,21	29,9		Si	15,06	-44,64	422,86	-444,73	140,8		Si
3,6	-10,67	-90,13	-113,35	35,9		Si	15,5	-45,95	490,16	-243,91	78,1		Si
3,82	-11,34	-100,64	-134,81	42,6		Si	15,5	-45,95	490,16	-243,91	78,1		Si
4,05	-12	-111,7	-158,69	50,1		Si	15,6	-46,25	441,98	-197,52	63,6		Si

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

4,28	-12,67	-123,29	-185,11	58,4	Si	15,7	-46,54	393,62	-155,94	50,7	Si
4,5	-13,33	-135,41	-214,21	67,5	Si	15,8	-46,84	345,07	-119,18	39,2	Si
4,94	-14,64	-154,96	-278,46	87,6	Si	15,9	-47,12	296,34	-87,26	32,4	Si
5,38	-15,95	-166,73	-349,45	109,9	Si	16	-47,42	247,43	-60,19	27,1	Si
5,82	-17,24	-173,4	-424,5	133,4	Si	16,1	-47,72	198,32	-38,02	21,7	Si
6,26	-18,55	-175,02	-501,37	157,4	Si	16,2	-48,01	149,05	-20,72	16,4	Si
6,7	-19,86	-175,33	-578,21	181,5	Si	16,3	-48,31	99,58	-8,35	11	Si
7,14	-21,17	-176,1	-655,69	205,8	Si	16,4	-48,6	49,93	-0,91	5,8	Si
7,58	-22,46	-173,28	-732,72	229,9	Si	16,5	-48,9	0,11	1,58	2,5	Si
8,02	-23,77	-166,88	-807,72	253,4	Si						

VERIFICA SODDISFATTA

COMB. 2 (SLU-F) A) VERIFICA A BREVE TERMINE IN CONDIZIONI NON DRENATE

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO DELL'OPERA (atto di moto rigido)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni
Terreno di monte, $q1d=25,25$ kN/mq
Terreno di valle, $q2d=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=18,50$ kN/mc
peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=19,75$ kN/mc
coesione non drenata, $Cu_d=Cu/gcu=41,01$ kN/mq
angolo di attrito terreno-paratia $\Delta a/p=0$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc
peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc
coesione non drenata, $Cu_d=Cu/gcu=20,50$ kN/mq
angolo di attrito terreno-paratia $\Delta a/p=0$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc
peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc
coesione non drenata, $Cu_d=Cu/gcu=20,50$ kN/mq
angolo di attrito terreno-paratia, $\Delta a/p=0$ (°)

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $Dr=11,918$ m

Coefficiente di sicurezza, $Eta=1,219$

n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 21

errore equazione di equilibrio alla rotazione = $1,57$ kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia					(Tensioni in kN/mq)	
tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s sup	s inf
1	0,00	1	25,25	0,00	0,00	
4	3,00	1	84,50	0,00	2,48	
ss	6,00	1	143,75	0,00	61,73	102,74
2	16,00	2	328,73	0,00	287,72	369,74
3	16,00	2	328,75	0,00	369,76	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia (tensioni in kN/mq)

tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s sup	s inf
11	4,00	1	0,00	0,00	82,02	
ss	6,00	1	39,50	0,00	121,52	80,51
12	16,00	2	224,48	0,00	265,49	183,47
13	16,00	2	224,50	0,00	183,49	

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=2.052,58 \text{ kN/m}$

Spinta di valle, $S_v=1.933,51 \text{ kN/m}$

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=4,548 \text{ m}$

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=4,828 \text{ m}$

Esito verifica alla rotazione

VERIFICA SODDISFATTA (ESSENDO $\eta > \eta_{GROT}$)

SOLLECIRAZIONI AGENTI SULLA PARATIA

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=24,88 \text{ kN/mq}$ Terreno di valle, $q_{2d}=0,00 \text{ kN/mq}$

Caratteristiche di sollecitazione per metro lineare di paratia

Nx e Tz in kN/m, My in kN*m/m				Nx e Tz in kN/m, My in kN*m/m			
x (m)	Nx	Tz	My	x (m)	Nx	Tz	My
0	0	0	0	8,5	-20,99	76,27	308,03
0,22	-0,56	0	0	8,94	-22,09	63,45	339,08
0,45	-1,11	0	0	9,39	-23,19	50,63	364,43
0,68	-1,67	-0,02	0	9,83	-24,28	37,81	384,08
0,9	-2,22	-0,08	-0,01	10,28	-25,38	24,99	398,04
1,12	-2,78	-0,21	-0,04	10,72	-26,48	12,17	406,29
1,35	-3,33	-0,38	-0,11	11,17	-27,58	-0,65	408,85
1,58	-3,89	-0,61	-0,22	11,61	-28,67	-13,47	405,71
1,8	-4,45	-0,89	-0,39	12,06	-29,77	-26,29	396,88
2,02	-5	-1,23	-0,62	12,5	-30,87	-39,11	382,34
2,25	-5,56	-1,62	-0,94	12,94	-31,97	-51,93	362,11
2,48	-6,11	-2,06	-1,36	13,39	-33,06	-64,75	336,18
2,7	-6,67	-2,56	-1,88	13,83	-34,16	-77,57	304,55
2,92	-7,22	-3,11	-2,51	14,28	-35,26	-90,39	267,23
3,15	-7,78	-3,71	-3,28	14,72	-36,36	-103,21	224,21
3,38	-8,33	-4,37	-4,19	15,17	-37,46	-116,03	175,49
3,6	-8,89	-5,2	-5,25	15,61	-38,55	-128,85	121,07
3,82	-9,45	-7,14	-6,62	15,61	-38,55	-128,85	121,07
4,05	-10	-10,38	-8,56	15,7	-38,77	-131,42	109,5
4,28	-10,56	-14,92	-11,38	15,79	-38,99	-133,98	97,7
4,5	-11,11	-20,76	-15,38	15,88	-39,21	-136,54	85,68
4,94	-12,21	13,62	-16,96	15,97	-39,43	-139,11	73,42
5,39	-13,31	48	-3,27	16,06	-39,65	-141,67	60,94
5,83	-14,41	82,38	25,7	16,14	-39,87	-144,24	48,23
6,28	-15,5	116,76	69,96	16,23	-40,09	-146,8	35,29
6,72	-16,6	127,55	126,87	16,32	-40,31	-149,37	22,13
7,17	-17,7	114,73	180,71	16,41	-40,53	-151,93	8,73
7,61	-18,8	101,91	228,85	16,5	-40,75	-154,75	-4,89
8,06	-19,89	89,09	271,29				

VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso di volume, $g=18,50 \text{ kN/mc}$

coesione non drenata,

$Cu_d=Cu/gcu=35,71 \text{ kN/mq}$

strato 2

peso di volume, $g=18,00 \text{ kN/mc}$

coesione non drenata,

$Cu_d=Cu/gcu=17,86 \text{ kN/mq}$

strato 3

peso di volume, $g=18,00 \text{ kN/mc}$

coesione non drenata,

$Cu_d=Cu/gcu=17,86 \text{ kN/mq}$

Parametri di calcolo

Metodo utilizzato: Bishop

n° di cerchi analizzati = 10

Cerchio critico Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -12,13 Rc (m)= 28,73

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	47,43	0	-51,48	nd	1,97	0	17,46	0	204,62	102,26
2	131,32	0	-45,53	nd	1,97	0	18,42	0	233,75	45,45
3	197,99	0	-40,16	nd	1,97	0	19,31	0	294,23	41,67
4	253,45	0	-35,19	nd	1,97	0	20,06	0	337,61	38,97
5	299,79	0	-30,51	nd	1,97	0	20,69	0	369,77	36,96
6	338,39	0	-26,05	nd	1,97	0	21,22	0	393,99	35,45
7	370,18	0	-21,76	nd	1,97	0	21,65	0	412,26	34,29
8	395,81	0	-17,59	nd	1,97	0	22,01	0	425,81	33,41
9	415,76	0	-13,51	nd	1,97	0	22,28	0	435,47	32,75
10	430,36	0	-9,5	nd	1,97	0	22,48	0	441,75	32,29
11	439,83	0	-5,54	nd	1,97	0	22,61	0	445	31,99
12	444,31	0	-1,61	nd	1,97	0	22,67	0	476,74	31,86
13	13,29	0	0,4	nd	0,05	0	21,64	0	13,29	0,81
14	599,4	49,69	2,41	nd	1,97	0	20,66	0	648,32	31,88
15	593,9	49,69	6,35	nd	1,97	0	20,59	0	644	32,05
16	583,39	49,69	10,32	nd	1,97	0	20,44	0	637,59	32,38
17	567,7	49,69	14,34	nd	1,97	0	20,23	0	628,85	32,88
18	546,6	49,69	18,44	nd	1,97	0	19,94	0	617,36	33,58
19	519,73	49,69	22,63	nd	1,97	0	19,57	0	602,53	34,51
20	486,58	49,69	26,96	nd	1,97	0	19,12	0	583,47	35,74
21	446,44	49,69	31,46	nd	1,97	0	18,57	0	558,78	37,34
22	398,31	49,69	36,19	nd	1,97	0	17,91	0	526,24	39,47
23	340,7	49,69	41,24	nd	1,97	0	17,12	0	482	42,36
24	271,28	49,69	46,71	nd	1,97	0	16,18	0	418,76	46,45
25	182,84	49,69	52,82	nd	1,97	0	15,05	0	245,79	105,42
26	66,22	49,69	59,99	nd	1,97	0	13,77	0	11,18	127,39

Dove

Wt = peso del concio (kN) Wq = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)
 alfa=angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)
 u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq) DX = larghezza lungo X del concio (m)
 Fsh = forza sismica orizzontale sul concio (kN) B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura
 Fsv = forza sismica verticale sul concio (kN) N = risultante tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio (kN)
 T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento, L=59,45 m
 Momento resistente, M_resist=35.807,42 kN*m
 Momento instabilizzante, M_instab=32.458,80 kN*m
 Coefficiente di sicurezza del pendio M_resist/M_instab = 1,103
 n° iterazioni di calcolo 2

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)
 Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)
 Resistenza plastica della sezione lorda A Npl_Rd=9.680,00 kN
 Area resistente al taglio della sezione lungo z Avz=171,99 cm²
 Resistenza di progetto a taglio lungo z Vcz_Rd=3.971,94 kN
 Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y Mely_Rd=1.280,00 kN*m
 Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y Mply_Rd=1.474,80 kN*m
 tensione di snervamento di progetto fyd=400 N/mm²

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?	x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	0	0			Si	8,5	-25,19	91,52	369,64	116,6		Si
0,22	-0,67	0	0			Si	8,94	-26,51	76,14	406,9	128,3		Si
0,45	-1,33	0	0			Si	9,39	-27,83	60,76	437,32	137,8		Si
0,68	-2	-0,02	0	0,1		Si	9,83	-29,14	45,37	460,9	145,2		Si
0,9	-2,66	-0,1	-0,01	0,1		Si	10,28	-30,46	29,99	477,65	150,5		Si
1,12	-3,34	-0,25	-0,05	0,2		Si	10,72	-31,78	14,6	487,55	153,7		Si
1,35	-4	-0,46	-0,13	0,2		Si	11,17	-33,1	-0,78	490,62	154,7		Si
1,58	-4,67	-0,73	-0,26	0,3		Si	11,61	-34,4	-16,16	486,85	153,6		Si
1,8	-5,34	-1,07	-0,47	0,4		Si	12,06	-35,72	-31,55	476,26	150,3		Si
2,02	-6	-1,48	-0,74	0,5		Si	12,5	-37,04	-46,93	458,81	144,9		Si
2,25	-6,67	-1,94	-1,13	0,6		Si	12,94	-38,36	-62,32	434,53	137,4		Si
2,7	-8	-3,07	-2,26	1		Si	13,39	-39,67	-77,7	403,42	127,7		Si
2,92	-8,66	-3,73	-3,01	1,3		Si	13,83	-40,99	-93,08	365,46	115,9		Si
3,15	-9,34	-4,45	-3,94	1,6		Si	14,28	-42,31	-108,47	320,68	102		Si
3,38	-10	-5,24	-5,03	2		Si	14,72	-43,63	-123,85	269,05	85,9		Si
3,6	-10,67	-6,24	-6,3	2,4		Si	15,17	-44,95	-139,24	210,59	67,7		Si
3,82	-11,34	-8,57	-7,94	3		Si	15,61	-46,26	-154,62	145,28	47,3		Si
4,05	-12	-12,46	-10,27	3,7		Si	15,61	-46,26	-154,62	145,28	47,3		Si
4,28	-12,67	-17,9	-13,66	4,8		Si	15,7	-46,52	-157,7	131,4	43		Si
4,5	-13,33	-24,91	-18,46	6,3		Si	15,79	-46,79	-160,78	117,24	38,6		Si
4,94	-14,65	16,34	-20,35	7		Si	15,88	-47,05	-163,85	102,82	34,1		Si
5,39	-15,97	57,6	-3,92	6,3		Si	15,97	-47,32	-166,93	88,1	29,5		Si
5,83	-17,29	98,86	30,84	10,8		Si	16,06	-47,58	-170	73,13	24,8		Si
6,28	-18,6	140,11	83,95	27		Si	16,14	-47,84	-173,09	57,88	20,1		Si
6,72	-19,92	153,06	152,24	48,4		Si	16,23	-48,11	-176,16	42,35	19,3		Si
7,17	-21,24	137,68	216,85	68,6		Si	16,32	-48,37	-179,24	26,56	19,7		Si
7,61	-22,56	122,29	274,62	86,8		Si	16,41	-48,64	-182,32	10,48	20		Si
8,06	-23,87	106,91	325,55	102,7		Si	16,5	-48,9	-185,7	-5,87	20,4		Si

VERIFICA SODDISFATTA

COMB. 2 (SLU-F) A) VERIFICA A LUNGO TERMINE IN CONDIZIONI DRENATE

VERIFICA ALLA ROTAZIONE INTORNO A UN PUNTO (ATTO DI MOTO RIGIDO)

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=25,25$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=18,50$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=19,75$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=19,61$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia, $\Delta a/p=12,92$ (°)

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=17,91$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia, $\Delta a/p=9,65$ (°)

strato 3

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $Fi_d=18,76$ (°)

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

angolo di attrito terreno-paratia $\Delta_d a/p = 10,46^\circ$

Coefficienti di spinta

	strato 1	strato 2	Strato 3
monte	coeff. spinta attiva, $K_a=0,453364$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,664466$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,590094$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,487969$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,692445$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,285045$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,47149$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,678454$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,40103$
valle	coeff. spinta attiva, $K_a=0,453364$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,664466$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,590094$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,487969$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,692445$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,285045$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,47149$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,678454$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,40103$

Profondità punto di rotazione e profondità di infissione o coefficiente di sicurezza

Profondità punto di rotazione, $D_r=11,003$ m

Coefficiente di sicurezza, $E_t=1,031$

n° iterazioni effettuate (metodo bisezione) = 21

errore equazione di equilibrio alla rotazione = $-1,22$ kN*m

Punti caratteristici e tensioni a monte della paratia					(tensioni in kN/mq)	
tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s _{sup}	s _{inf}
1	0,00	1	25,25	0,00	11,16	
w	4,50	1	108,50	0,00	47,94	
ss	6,00	1	138,12	14,72	69,25	74,08
2	15,00	2	304,67	103,03	200,03	543,44
3	16,00	2	323,12	112,82	572,15	

Punti caratteristici e tensioni a valle della paratia					tensioni in kN/mq	
tipo punto	z (m)	strato	sv	u	sa/sp/s _{sup}	s _{inf}
11	4,00	1	0,00	0,00	0,00	
w	4,50	1	9,25	0,00	22,64	
ss	6,00	1	38,88	14,72	73,85	67,48
12	15,00	2	205,42	103,03	326,67	152,29
13	16,00	2	223,88	112,82	166,24	

Spinte di monte e di valle (orizzontali) agenti sulla paratia

Spinta di monte, $S_m=2.011,12$ kN/m

Spinta di valle, $S_v=2.011,06$ kN/m

braccio della spinta di monte rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_m=4,434$ m

braccio della spinta di valle rispetto all'estremo inferiore paratia, $d_v=4,434$ m

Esito verifica alla rotazione

VERIFICA SODDISFATTA (ESSENDO $E_t \geq GROT$)

SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PARATIA

Sovraccarichi di progetto sui terrapieni

Terreno di monte, $q_{1d}=24,88$ kN/mq

Terreno di valle, $q_{2d}=0,00$ kN/mq

Parametri geotecnici di progetto

strato 1

peso dell'unità di volume, $g=18,50$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=19,75$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_i d=24^\circ$

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_d a/p=16^\circ$

strato 2

peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio, $F_i d=22^\circ$

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia (lato spinta attiva), $\Delta_d a/p = 12$ (°)
 strato 3
 peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc
 peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=18,50$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio, $F_i d=23$ (°)
 coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq
 angolo di attrito terreno-paratia $\Delta_d a/p = 13$ (°)

Coefficienti di spinta

	strato 1	strato 2	strato 3
monte	coeff. spinta attiva, $K_a=0,382625$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,59326$ coeff. spinta passiva, $K_p=3,351349$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,416057$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,625393$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,84673$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,39963$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,609269$ coeff. spinta passiva, $K_p=3,033862$
valle	coeff. spinta attiva, $K_a=0,38262$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,593263$ coeff. spinta passiva, $K_p=3,351349$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,416057$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,625393$ coeff. spinta passiva, $K_p=2,84673$	coeff. spinta attiva, $K_a=0,39963$ coeff. spinta a riposo, $K_o=0,609269$ coeff. spinta passiva, $K_p=3,033862$

Caratteristiche di sollecitazione per metro lineare di paratia

Nx e Tz in				kN/m, My in			
x (m)	Nx	Tz	My				
0	0	0	0				
0,22	-0,56	0	0				
0,45	-1,11	0	0				
0,68	-1,67	-2,22	-0,19				
0,9	-2,22	-5,47	-1,05				
1,12	-2,78	-9,16	-2,68				
1,35	-3,33	-13,31	-5,2				
1,58	-3,89	-17,9	-8,71				
1,8	-4,45	-22,94	-13,29				
2,02	-5	-28,43	-19,06				
2,25	-5,56	-34,37	-26,12				
2,48	-6,11	-40,75	-34,56				
2,7	-6,67	-47,58	-44,49				
2,92	-7,22	-54,86	-56,01				
3,15	-7,78	-62,59	-69,21				
3,38	-8,33	-70,77	-84,21				
3,6	-8,89	-79,39	-101,09				
3,82	-9,45	-88,46	-119,97				
4,05	-10	-97,98	-140,93				
4,28	-10,56	-107,94	-164,09				
4,5	-11,11	-118,36	-189,54				
4,94	-12,2	-135,13	-245,66				
5,38	-13,29	-145,18	-307,55				
5,82	-14,38	-150,85	-372,89				
6,26	-15,46	-152,16	-439,77				
6,7	-16,55	-152,32	-506,59				
7,14	-17,64	-152,84	-573,9				
7,58	-18,73	-150,25	-640,76				
8,02	-19,81	-144,57	-705,79				

Nx e Tz in		kN/m, My in		kN*m/m	
x (m)	Nx	Tz	My		
8,46	-20,9	-135,79	-767,63		
8,9	-21,99	-123,91	-824,93		
9,34	-23,08	-108,93	-876,32		
9,78	-24,16	-90,86	-920,42		
10,23	-25,25	-69,68	-955,89		
10,67	-26,34	-45,41	-981,34		
11,11	-27,43	-18,04	-995,43		
11,55	-28,51	12,42	-996,78		
11,99	-29,6	45,99	-984,03		
12,43	-30,69	82,65	-955,82		
12,87	-31,78	122,41	-910,78		
13,31	-32,87	165,27	-847,55		
13,75	-33,95	211,22	-764,77		
14,19	-35,04	260,27	-661,06		
14,63	-36,13	312,43	-535,06		
15,07	-37,22	367,68	-385,42		
15,51	-38,3	426,02	-210,76		
15,51	-38,3	426,02	-210,76		
15,61	-38,55	384,12	-170,66		
15,71	-38,79	342,06	-134,7		
15,81	-39,04	299,85	-102,92		
15,91	-39,28	257,48	-75,33		
16	-39,53	214,95	-51,94		
16,1	-39,77	172,27	-32,77		
16,2	-40,01	129,43	-17,83		
16,3	-40,26	86,43	-7,14		
16,4	-40,5	43,28	-0,72		
16,5	-40,75	-0,04	1,42		

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Parametri geotecnici di progetto

strato 1	strato 2	strato 3
peso dell'unità di volume, $g=18,50$ kN/mc	peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc	peso dell'unità di volume, $g=18,00$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio, $F_i d=19,61$ (°)	angolo di resistenza al taglio, $F_i d=17,91$ (°)	angolo di resistenza al taglio, $F_i d=18,76$ (°)
coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq	coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq	coesione drenata, $c'_d=0,00$ kN/mq

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

Parametri di calcolo

Metodo utilizzato: Bishop n° di cerchi analizzati = 10

Cerchio critico Coordinate centro e raggio: X (m)= 0 Y (m)= -7,4 Rc (m)= 24

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	43,96	0	-56,49	8,07	1,75	0	12,78	0	98,62	12,59
2	122,21	0	-49,48	31,1	1,75	0	13,78	0	211,45	19,96
3	182,24	0	-43,38	49,27	1,75	0	14,68	0	273,64	24,23
4	231,12	0	-37,85	64,07	1,75	0	15,43	0	313,55	26,81
5	271,41	0	-32,72	76,26	1,75	0	16,04	0	340,9	28,49
6	304,65	0	-27,87	86,33	1,75	0	16,55	0	360,27	29,6
7	331,84	0	-23,23	94,56	1,75	0	16,97	0	374,12	30,33
8	353,65	0	-18,74	101,16	1,75	0	17,31	0	383,9	30,78
9	370,56	0	-14,38	106,28	1,75	0	17,57	0	390,48	31,02
10	382,88	0	-10,09	110,01	1,75	0	17,76	0	394,43	31,08
11	390,85	0	-5,87	112,42	1,75	0	17,88	0	396,09	30,99
12	394,59	0	-1,67	113,55	1,75	0	17,94	0	427,22	37,5
13	13,14	0	0,48	113,8	0,05	0	16,9	0	13,13	1,22
14	516,09	43,58	2,6	113,42	1,73	0	15,93	0	557,55	59,42
15	511,59	43,58	6,74	112,03	1,73	0	15,86	0	552,42	55,95
16	503,02	43,58	10,91	109,4	1,73	0	15,73	0	546	55,32
17	490,24	43,58	15,15	105,47	1,73	0	15,53	0	538,23	54,69
18	473,04	43,58	19,47	100,19	1,73	0	15,26	0	528,85	54,03
19	451,09	43,58	23,91	93,44	1,73	0	14,91	0	517,45	53,34
20	423,91	43,58	28,51	85,09	1,73	0	14,49	0	503,41	52,6
21	390,83	43,58	33,32	74,93	1,73	0	13,97	0	485,81	51,78
22	350,86	43,58	38,41	62,65	1,73	0	13,35	0	463,09	50,85
23	302,49	43,58	43,9	47,79	1,73	0	12,6	0	432,45	49,73
24	243,16	43,58	49,97	29,57	1,73	0	11,68	0	388,28	48,32
25	165,66	43,58	56,95	6,47	1,73	0	10,54	0	307,63	49,49
26	61,2	43,58	65,76	0	1,73	0	9,18	0	184,56	31,81

Dove

Wt = peso del concio (kN)

Wq = forza risultante verticale dovuta al sovraccarico applicato sul concio (kN)

alfa=angolo (minore di 90°) che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u = pressione neutra alla base del concio (kN/mq)

DX = larghezza lungo X del concio (m)

Fsh = forza sismica orizzontale sul concio (kN)

B = braccio della forza sismica orizzontale rispetto al centro del cerchio di rottura

Fsv = forza sismica verticale sul concio (kN) N = risultante delle tensioni normali di reazione del terreno alla base del concio

T = risultante delle tensioni tangenziali di reazione del terreno alla base del concio (kN)

Lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento,

L=54,9 m

Momento resistente,

M_resist=49.693,50 kN*m

Momento instabilizzante,

M_instab=24.047,42 kN*m

Coefficiente di sicurezza del pendio

M_resist/M_instab = 2,066

n° iterazioni di calcolo = 4

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI PARATIA

Verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (N/mm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto della sezione soggetta a presso-flessione retta (asse vettore y)

Resistenza plastica della sezione lorda A

Npl_Rd=9.680,00 kN

Area resistente al taglio della sezione lungo z

Avz=171,99 cm²

Resistenza di progetto a taglio lungo z

Vcz_Rd=3.971,94 kN

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y

Mely_Rd=1.280,00 kN*m

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y

Mply_Rd=1.474,80 kN*m

tensione di snervamento di progetto

f_{yd}=400 N/mm²

Intervento 6 - Vasca prima pioggia zona Ponte Capacchietti
VERIFICA PARATIA PROVVISORIALE

x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif	x (m)	Nx	Tz	My	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
0	0	0	0			Si	8,46	-25,08	-162,95	-921,16	288,9		Si
0,22	-0,67	0	0			Si	8,9	-26,39	-148,69	-989,92	310,4		Si
0,45	-1,33	0	0			Si	9,34	-27,7	-130,72	-1051,58	329,8		Si
0,68	-2	-2,66	-0,23	0,3		Si	9,78	-28,99	-109,03	-1104,5	346,4		Si
0,9	-2,66	-6,56	-1,26	0,7		Si	10,23	-30,3	-83,62	-1147,07	359,7		Si
1,12	-3,34	-10,99	-3,22	1,2		Si	10,67	-31,61	-54,49	-1177,61	369,3		Si
1,35	-4	-15,97	-6,24	2,1		Si	11,11	-32,92	-21,65	-1194,52	374,6		Si
1,58	-4,67	-21,48	-10,45	3,5		Si	11,55	-34,21	14,9	-1196,14	375,2		Si
1,8	-5,34	-27,53	-15,95	5,2		Si	11,99	-35,52	55,19	-1180,84	370,5		Si
2,02	-6	-34,12	-22,87	7,4		Si	12,43	-36,83	99,18	-1146,98	360		Si
2,25	-6,67	-41,24	-31,34	10,1		Si	12,87	-38,14	146,89	-1092,94	343,1		Si
2,48	-7,33	-48,9	-41,47	13,3		Si	13,31	-39,44	198,32	-1017,06	319,5		Si
2,7	-8	-57,1	-53,39	17		Si	13,75	-40,74	253,46	-917,72	288,5		Si
2,92	-8,66	-65,83	-67,21	21,4		Si	14,19	-42,05	312,32	-793,27	249,6		Si
3,15	-9,34	-75,11	-83,05	26,3		Si	14,63	-43,36	374,92	-642,07	202,4		Si
3,38	-10	-84,92	-101,05	32		Si	15,07	-44,66	441,22	-462,5	146,4		Si
3,6	-10,67	-95,27	-121,31	38,3		Si	15,51	-45,96	511,22	-252,91	80,9		Si
3,82	-11,34	-106,15	-143,96	45,5		Si	15,51	-45,96	511,22	-252,91	80,9		Si
4,05	-12	-117,58	-169,12	53,3		Si	15,61	-46,26	460,94	-204,79	65,9		Si
4,28	-12,67	-129,53	-196,91	62,1		Si	15,71	-46,55	410,47	-161,64	52,4		Si
4,5	-13,33	-142,03	-227,45	71,6		Si	15,81	-46,85	359,82	-123,5	40,5		Si
4,94	-14,64	-162,16	-294,79	92,7		Si	15,91	-47,14	308,98	-90,4	33,8		Si
5,38	-15,95	-174,22	-369,06	116		Si	16	-47,44	257,94	-62,33	28,2		Si
5,82	-17,26	-181,02	-447,47	140,5		Si	16,1	-47,72	206,72	-39,32	22,6		Si
6,26	-18,55	-182,59	-527,72	165,7		Si	16,2	-48,01	155,32	-21,4	17,1		Si
6,7	-19,86	-182,78	-607,91	190,8		Si	16,3	-48,31	103,72	-8,57	11,5		Si
7,14	-21,17	-183,41	-688,68	216,1		Si	16,4	-48,6	51,94	-0,86	6		Si
7,58	-22,48	-180,3	-768,91	241,2		Si	16,5	-48,9	-0,05	1,7	2,6		Si
8,02	-23,77	-173,48	-846,95	265,7		Si							

VERIFICA SODDISFATTA