



CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'

Servizio Infrastrutture e Mobilità
Ufficio Lavori Pubblici

CC 04/24_MIMS

CC 07/26_MIT2





OGGETTO: SP 13 di CRETO - Ufficio Viabilità Ponente

fase 1 _CC 04/24_MIMS_Consolidamento ciglio di valle tra le progressive km 3+700 e km 3+800 per
il miglioramento della sicurezza della viabilità

fase 2 _CC 07/26_MIT2_ Realizzazione di cordoli ed opere di sostegno della sede stradale e di opere
di protezione della sede viaria, interventi per migliorare il sistema di disciplinamento e smaltimento
delle acque inadeguato alle nuove condizioni climatiche, interventi di sostituzione delle protezioni
marginali vetuste e non più pienamente efficienti con nuove barriere adeguate alla normativa
vigente.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE SUI MATERIALI E SUI DISPOSITIVI DI
RITENUTA

REDATTO DA: Ing. Elisa Canevari 	PROGETTISTI: Ing. Elisa Canevari 	ALLEGATO 6	
		TAVOLA N°	
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE (in caso di professionista esterno)	IL RESPONSABILE D'UFFICIO: Ing. Francesca Villa 	SCALA	
	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Francesca Villa 	DATA 07 APR. 2026	
CONTROLLATO	DATA	AGGIORNATO	DATA
APPROVATO	DATA	AGGIORNATO	DATA

RELAZIONE DI CALCOLO_1

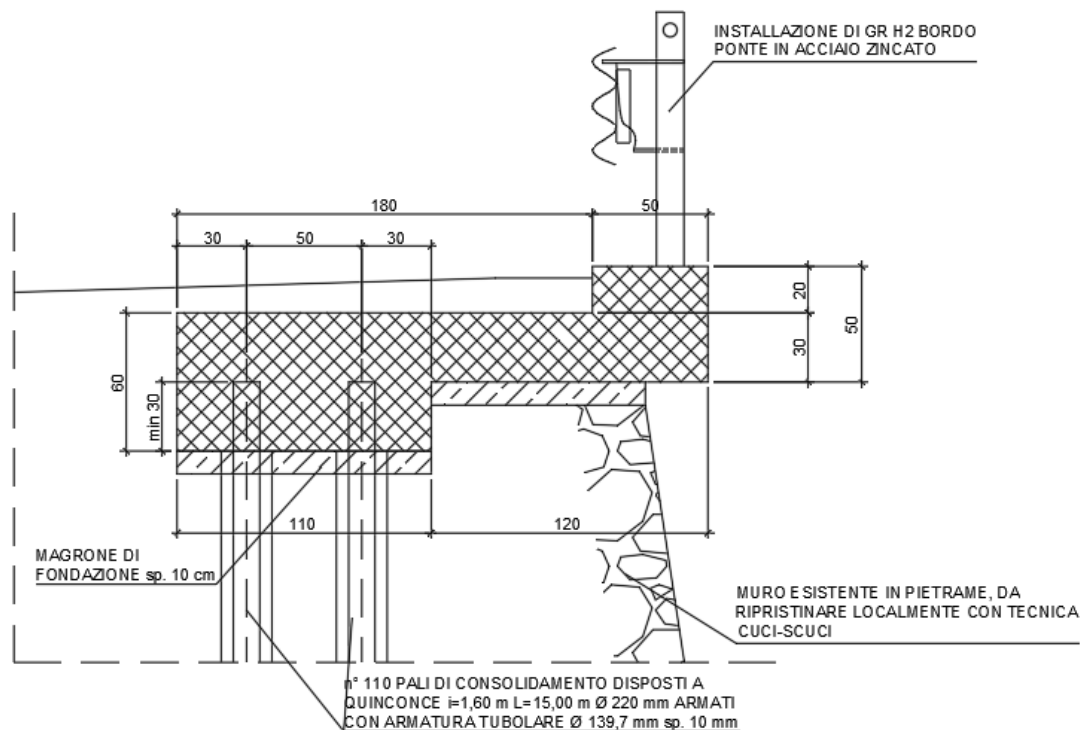
Indice

1. Relazione illustrativa	3
2. Normativa di riferimento	4
2.1. Verifica delle opere	4
2.1.1. Verifica a scorrimento	4
2.1.2. Verifica al carico limite	5
2.1.3. Verifica a ribaltamento	5
2.1.4. Verifica alla stabilità globale	6
2.1.5. Verifica dei pali	6
2.1.6. Spinta del terreno	9
3. Relazione illustrativa sui materiali	12
4. Terreno e stratigrafia	13
4.1. SP 13	13
5. SP 13 – Cordolo a sbalzo su pali	14
5.1. Analisi dei carichi	14
5.1.1. Carichi permanenti	14
5.1.2. Carichi variabili	14
5.1.3. Azione sismica	16
5.1.4. Spinta del terreno	16
5.2. Combinazioni di carico	16
5.3. Risultati verifiche geotecniche	18
5.4. Verifiche pali	21
5.5. Verifica a punzonamento	27
5.6. Verifica della sezione in c.a.	28
6. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018	31
ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI	32
1. Calcestruzzo armato	32
1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa	32
1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro	32
2. Acciaio per cemento armato	34
3. Acciaio per armatura tubolari	34

4. Malta per iniezioni pali	35
5. Valori di calcolo	35
ALLEGATO 2 - RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA	36
1. Premesse	36
2. Valutazioni statiche	37

1. Relazione illustrativa

La presente relazione di calcolo riguarda gli interventi di manutenzione straordinaria sulla SP 13 di Creto tra il km 3+700 e 3+800. Alla data dell'elaborazione del progetto la strada è interessata da un senso unico alternato che impedisce il transito veicolare sul ciglio di valle per circa 88 metri. Si prevede la realizzazione di un cordolo in c.a. a sbalzo su micropali di consolidamento, secondo lo schema sotto riportato. Per la disposizione dell'armatura si rimanda agli elaborati grafici del progetto esecutivo.



Per la progettazione di queste opere sono state seguite le seguenti fasi:

- Calcolo dei parametri sismici
- Calcolo della spinta del terreno
- Calcolo del carico limite del terreno di fondazione
- Calcolo delle azioni agenti sulla struttura
- Analisi delle diverse combinazioni di calcolo
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della sezione in c.a.

2. Normativa di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Legge nr. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 9 Gennaio 1996: Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche:
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

2.1. Verifica delle opere

Si riportano di seguito le verifiche eseguite sulle opere a progetto, eseguite in accordo con le normative sopra riportate.

2.1.1. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il cordolo deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

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

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

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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

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

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

2.1.2. Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal cordolo sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione
γ	peso di volume del terreno in fondazione
B	larghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

2.1.3. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare la struttura (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il cordolo (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un

determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso della struttura (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il cordolo che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

2.1.4. Verifica alla stabilità globale

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

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del cordolo. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del cordolo. Il numero di strisce è pari a 25.

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

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

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

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

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

2.1.5. Verifica dei pali

Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

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

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

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

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

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

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotta la seguente notazione:

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

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

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

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

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione

si può agire con tre modalità:

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

Analisi ad elementi finiti

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

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

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

Schematizzazione del terreno

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

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

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

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

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riasssemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate.

Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassetto e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

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

Analisi per fasi di scavo

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

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

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

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

Verifica alla stabilità globale

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

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

In particolare, il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

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

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \phi_i \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

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

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

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale. La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_t = Q_p + Q_l - W_p$$

dove:

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

e le due componenti Q_p e Q_l sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_d = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Palo teso:

$$Q_d = \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

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

$$Q_p = A_p \left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} B\gamma N'_\gamma \right)$$

dove:

A_p è l'area portante efficace della punta del palo
 c è la coesione
 q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo
 γ è il peso specifico del terreno
 D è il diametro del palo
 N'_c N'_q N'_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

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

$$Q_l = \int_S \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

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

dove:

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

2.1.6. Spinta del terreno

Valori caratteristici e valori di calcolo

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

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura

rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di sisma

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

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

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

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

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

3. Relazione illustrativa sui materiali

Per la realizzazione dell'opera in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo con quanto indicato nelle NTC2018.

Calcestruzzo armato

Si prevede l'impiego di calcestruzzo C25/30, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Classe di esposizione XC2 UNI EN 206-1 e classe di consistenza S4.

Acciaio in barre

Per le armature si prevede l'impiego di un acciaio in barre del tipo B450C, come definito nelle NTC2018, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

Acciaio da carpenteria S355

I pali saranno armati con armatura tubolare S33, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Acciaio		S355	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,05	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338,10	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

Malta per iniezione pali: resistenza minima C20/25

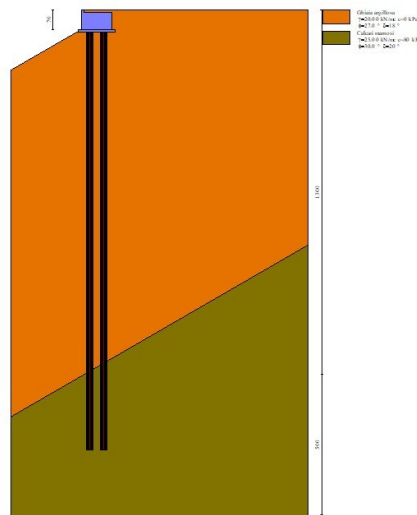
4. Terreno e stratigrafia

Si riportano di seguito le valutazioni effettuate per ciascun intervento.

4.1. SP 13

Il nuovo cordolo su micropali sarà realizzato a tergo del muro esistente in pietra a sostegno della strada.

Sulla base delle risultanze della relazione geologica e delle indagini geognostiche svolte a gennaio 2026 è stata impiegata la seguente stratigrafia:



Sono stati posti in input i parametri di seguito riportati.

Ghiaia argillosa fino a 13 metri dal p.c.:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 27^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

Calcarei marnosi tra i 13 e i 18 metri dal p.c.:

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 30^\circ$$

$$c' = 80 \text{ kPa}$$

5. SP 13 – Cordolo a sbalzo su pali

Si riportano di seguito le valutazioni e i calcoli effettuati per il cordolo a sbalzo su micropali di consolidamento. Il cordolo è stato modellato riducendo le forze alla sezione dello sbalzo.

5.1. Analisi dei carichi

Si riportano di seguito i carichi considerati nella progettazione della struttura.

5.1.1. Carichi permanenti

Si riportano di seguito i carichi di progetto inseriti in input:

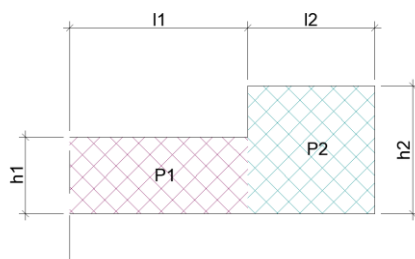
Carichi permanenti strutturali (G1)

Peso proprio della struttura (G1) (ρ cls: 25 kN/mc):

computato da software di calcolo

Spinta del terreno:

computata dal software di calcolo



$$l_1 = 0,70 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,30 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,50 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,50 \text{ m}$$

È stato posto in input il peso e il momento corrispondente della porzione a sbalzo:

$$P_{sbalzo} = P_1 + P_2 = \rho l_1 h_1 + \rho l_2 h_2 = 25 \cdot 0,70 \cdot 0,30 + 25 \cdot 0,50 \cdot 0,50 = 5,25 + 6,25 = 11,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{sbalzo} = P_1 b_1 + P_2 b_2 = 5,25 \cdot \frac{0,70}{2} + 6,25 \cdot \left(0,70 + \frac{0,50}{2}\right) = 1,84 + 5,94 = 7,78 \text{ kNm/m}$$

Carichi permanenti portati compiutamente definiti (G2):

PP Barriera:

0,35 kN/m

È stato considerato inoltre il momento dovuto alla presenza della barriera sullo sbalzo:

$$P_{barr} = 0,35 \text{ kN/m}$$

$$M_{barr} = P_{barr} b_{barr} = 0,35 \cdot \left(0,70 + \frac{0,50}{2}\right) = 0,33 \text{ kNm/m}$$

5.1.2. Carichi variabili

Sono state prese in considerazione due condizioni di carico:

Condizione 1- Carico uniformemente distribuito

Si considera un carico distribuito uniformemente sul terreno a tergo del cordolo, in assenza di urto:

$$q_1 = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

E associato una forza verticale e un momento ribaltante generato dal carico traffico uniformemente distribuito sulla porzione a sbalzo:

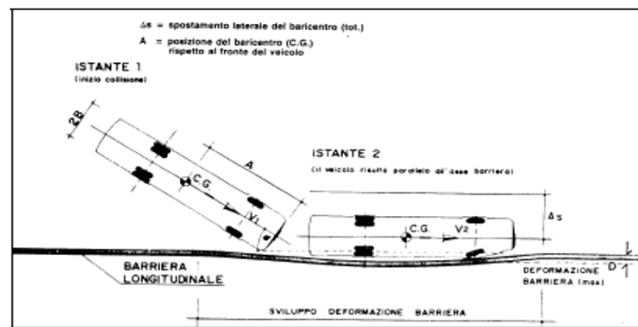
$$q_1 = 10,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,70 \text{ m} = 7 \text{ kN/m}$$

$$m_1 = 10,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,70 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} = 2,45 \text{ kNm/m}$$

Condizione 2 – Urto

Si considera l'azione derivante dall'urto di un mezzo di massa pari a 30 ton che impatta sulla barriera di protezione alla velocità di 35 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile; la forza dell'urto è valutabile secondo la formula sotto riportata:

$$F = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b \cdot (\cos \alpha - 1) + s]}$$



Modello di funzionamento del binomio veicolo-barriera durante l'urto

Da cui:

$$F = 155,66 \text{ kN}$$

Si considera che tale azione sia posta ad un'altezza pari a 0,50 m da piano viario e che agisca sul sistema rigido cordolo+barriera per uno sviluppo di 13 m, pertanto per ogni metro lineare di struttura si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{urto} = 11,97 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 5,98 \text{ kNm/m}$$

In questa condizione di carico si considera la presenza di un carico derivante dallo schema di carico 2 (un asse pari a 400 kN), ipotizzata distribuita per una lunghezza pari a 13 m, posto una distanza di 0,30 m dalla testa del cordolo, quindi nella porzione a sbalzo:

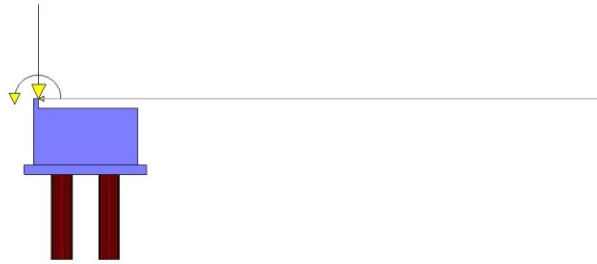
$$F_{SC2} = \frac{400}{13} = 31 \text{ kN/m}$$

Le azioni sopra riportate sono state poste in input nella modellazione considerando la presenza dello sbalzo:

azione orizzontale: $H_{urto} = F_{urto} = 11,97 \text{ kN/m}$

azione verticale: $V_{urto} = F_{SC2} = 31 \text{ kN/m}$

momento flettente: $M_{urto_{tot}} = H_{urto} \cdot \left(l_1 + \frac{l_2}{2}\right) + V_{urto} \cdot l_u + M_{urto} = 11,97 \cdot 0,95 + 31 \cdot 0,40 + 5,98 = 30 \text{ kNm/m}$



Infine si pone in evidenza che l'azione dell'urto è studiata come azione eccezionale.

5.1.3. Azione sismica

Comune	Genova
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Latitudine	44.407062
Longitudine	8.933989
Indice punti di interpolazione	16918 - 16696 - 16695 - 16917
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.668	0.293
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.068	0.030
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.536	2.527
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.288	0.207
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	1.000	9.812	4.906
Ultimo - Ribaltamento	1.000	9.812	4.906
Esercizio	1.000	4.303	2.151

5.1.4. Spinta del terreno

Si rimanda ai paragrafi precedenti.

5.2. Combinazioni di carico

In accordo con quanto indicato dalla NTC2018 sono state studiate le combinazioni di carico di seguito riportate.

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Barriera PP	1.50	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
Barriera PP	1.00	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
Barriera PP	1.00	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Barriera PP	1.50	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Barriera PP	1.50	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Barriera PP	1.50	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Barriera PP	1.30	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
Barriera PP	1.00	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
Barriera PP	1.00	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
Barriera PP	1.00	--	Sfavorevole
PP Mensola	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

5.3. Risultati verifiche geotecniche

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche geotecniche.

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{OLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{OLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		6.586					
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	4.800					
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	4.987					
4 - STR (A1-M1-R3)		6.586					
5 - STR (A1-M1-R3)		6.586					
6 - STR (A1-M1-R3)		6.586					
7 - GEO (A2-M2-R2)					3.075		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.903		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.984		
10 - ECC		2.894	5.961		3.615		

Verifiche portanza trasversale (scorrimento)

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FS ₀	Fattore di sicurezza (Td/T)

Ic	Ip	T [kN]	Td [kN]	FS ₀
1 - STR (A1-M1-R3)	1	-4.87	32.10	6.586
	2	-4.87	32.10	6.586
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-6.69	32.10	4.800
	2	-6.69	32.10	4.800
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-6.44	32.10	4.987
	2	-6.44	32.10	4.987
4 - STR (A1-M1-R3)	1	-4.87	32.10	6.586
	2	-4.87	32.10	6.586
5 - STR (A1-M1-R3)	1	-4.87	32.10	6.586
	2	-4.87	32.10	6.586
6 - STR (A1-M1-R3)	1	-4.87	32.10	6.586
	2	-4.87	32.10	6.586
10 - ECC	1	-14.42	41.73	2.894
	2	-14.42	41.73	2.894

Verifiche portanza verticale

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS _v	Fattore di sicurezza (Pd/N)

Ic	Ip	N [kN]	Pd [kN]	FS _v
1 - STR (A1-M1-R3)	1	-18.67	199.29	10.671
	2	131.05	297.91	2.273
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-20.47	199.29	9.734
	2	104.83	297.91	2.842
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-22.48	199.29	8.866
	2	102.26	297.91	2.913
4 - STR (A1-M1-R3)	1	-14.09	287.73	20.420
	2	136.60	297.91	2.181
5 - STR (A1-M1-R3)	1	-18.07	199.29	11.026
	2	131.53	297.91	2.265
6 - STR (A1-M1-R3)	1	-14.69	287.73	19.586

Ic	Ip	N [kN]	Pd [kN]	FS _v
	2	136.12	297.91	2.189
10 - ECC	1	-133.45	244.94	1.835
	2	304.17	369.39	1.214

Dettagli calcolo portanza verticale

Simbologia adottata

n°	Indice palo
Nc, Nq	Coeff. di capacità portante
N'c, N'q	Coeff. di capacità portante corretti
Zc	Massima profondità andamento pressione geostatica, espressa in [m]
Pp, Pl	Portanza di punta e laterale caratteristica, espresse in [kN]
A	Attrito negativo, espresso in [kN]
Wp	Peso palo, espresso in [kN]

n°	Nc	N'c	Nq	N'q	Zc [m]	Pp [kN]	Pl [kN]	A [kN]	Wp [kN]
1	29.236	29.236	15.896	15.896	--	0.00 0.00	388.03 388.03	0.00	16.69
2	29.236	29.236	15.896	15.896	--	278.70 278.70	377.63 377.63	0.00	16.69

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
10 - ECC	225.56	37.84	5.961

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-4.50; 4.50	20.86	3.075
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-4.50; 4.50	13.72	2.903
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-4.50; 4.50	13.72	2.984
10 - ECC	-4.50; 4.50	13.72	3.615

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
φ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	55.71	0.00	0.00	15.88 - 1.37	71.497	22.177	0	0.0	
2	148.97	0.00	0.00	1.37	61.746	24.791	64	0.0	
3	219.12	0.00	0.00	1.37	54.546	24.791	64	0.0	
4	272.79	0.00	0.00	1.37	48.481	24.791	64	0.0	
5	315.52	0.00	0.00	1.37	43.082	24.791	64	0.0	
6	350.23	4.10	0.00	1.37	38.129	24.791	64	0.0	
7	378.56	17.75	0.00	1.37	33.495	24.791	64	0.0	
8	401.58	17.75	0.00	1.37	29.099	24.791	64	0.0	
9	419.98	17.75	0.00	1.37	24.884	24.791	64	0.0	
10	434.26	17.75	0.00	1.37	20.810	24.791	64	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
11	445.18	17.75	0.00	1.37	16.844	24.791	64	0.0	
12	447.80	26.29	0.00	1.37	12.959	24.791	64	0.0	
13	419.25	0.00	0.00	1.37	9.134	24.791	64	0.0	
14	398.27	0.00	0.00	1.37	5.351	24.791	64	0.0	
15	374.19	0.00	0.00	1.37	1.590	24.791	64	0.0	
16	347.12	0.00	0.00	1.37	-2.163	24.791	64	0.0	
17	320.96	0.00	0.00	1.37	-5.926	22.177	0	0.0	
18	294.30	0.00	0.00	1.37	-9.715	22.177	0	0.0	
19	265.09	0.00	0.00	1.37	-13.547	22.177	0	0.0	
20	233.21	0.00	0.00	1.37	-17.442	22.177	0	0.0	
21	198.51	0.00	0.00	1.37	-21.423	22.177	0	0.0	
22	160.77	0.00	0.00	1.37	-25.517	22.177	0	0.0	
23	119.68	0.00	0.00	1.37	-29.756	22.177	0	0.0	
24	74.83	0.00	0.00	1.37	-34.184	22.177	0	0.0	
25	25.61	0.00	0.00	-18.26 - 1.37	-38.697	22.177	0	0.0	

Resistenza al taglio pali 0.00 [kN]

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	14.66	1.95	0.00	8.48 - 0.80	66.411	27.000	0	0.0	
2	40.09	4.80	0.00	0.80	59.252	27.000	0	0.0	
3	59.40	4.80	0.00	0.80	53.194	27.000	0	0.0	
4	75.05	4.80	0.00	0.80	47.912	27.000	0	0.0	
5	88.13	4.80	0.00	0.80	43.130	27.000	0	0.0	
6	99.26	4.80	0.00	0.80	38.700	27.000	0	0.0	
7	108.79	4.80	0.00	0.80	34.531	27.000	0	0.0	
8	116.98	4.80	0.00	0.80	30.563	27.000	0	0.0	
9	123.99	4.80	0.00	0.80	26.752	27.000	0	0.0	
10	131.37	4.80	0.00	0.80	23.065	27.000	0	0.0	
11	133.07	16.16	0.00	0.80	19.478	27.000	0	0.0	
12	122.04	0.00	0.00	0.80	15.968	27.000	0	0.0	
13	117.90	0.00	0.00	0.80	12.519	27.000	0	0.0	
14	112.96	0.00	0.00	0.80	9.116	27.000	0	0.0	
15	107.23	0.00	0.00	0.80	5.745	27.000	0	0.0	
16	100.75	0.00	0.00	0.80	2.394	27.000	0	0.0	
17	93.52	0.00	0.00	0.80	-0.949	27.000	0	0.0	
18	85.54	0.00	0.00	0.80	-4.295	27.000	0	0.0	
19	76.81	0.00	0.00	0.80	-7.656	27.000	0	0.0	
20	67.31	0.00	0.00	0.80	-11.043	27.000	0	0.0	
21	57.01	0.00	0.00	0.80	-14.471	27.000	0	0.0	
22	45.89	0.00	0.00	0.80	-17.952	27.000	0	0.0	
23	33.90	0.00	0.00	0.80	-21.504	27.000	0	0.0	
24	20.98	0.00	0.00	0.80	-25.145	27.000	0	0.0	
25	7.05	0.00	0.00	-11.53 - 0.80	-28.281	27.000	0	0.0	

Resistenza al taglio pali 987.79 [kN]

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	14.66	1.95	0.00	8.48 - 0.80	66.411	27.000	0	0.0	
2	40.09	4.80	0.00	0.80	59.252	27.000	0	0.0	
3	59.40	4.80	0.00	0.80	53.194	27.000	0	0.0	
4	75.05	4.80	0.00	0.80	47.912	27.000	0	0.0	
5	88.13	4.80	0.00	0.80	43.130	27.000	0	0.0	
6	99.26	4.80	0.00	0.80	38.700	27.000	0	0.0	
7	108.79	4.80	0.00	0.80	34.531	27.000	0	0.0	
8	116.98	4.80	0.00	0.80	30.563	27.000	0	0.0	
9	123.99	4.80	0.00	0.80	26.752	27.000	0	0.0	
10	131.37	4.80	0.00	0.80	23.065	27.000	0	0.0	
11	133.07	16.16	0.00	0.80	19.478	27.000	0	0.0	
12	122.04	0.00	0.00	0.80	15.968	27.000	0	0.0	
13	117.90	0.00	0.00	0.80	12.519	27.000	0	0.0	
14	112.96	0.00	0.00	0.80	9.116	27.000	0	0.0	
15	107.23	0.00	0.00	0.80	5.745	27.000	0	0.0	
16	100.75	0.00	0.00	0.80	2.394	27.000	0	0.0	
17	93.52	0.00	0.00	0.80	-0.949	27.000	0	0.0	
18	85.54	0.00	0.00	0.80	-4.295	27.000	0	0.0	
19	76.81	0.00	0.00	0.80	-7.656	27.000	0	0.0	
20	67.31	0.00	0.00	0.80	-11.043	27.000	0	0.0	
21	57.01	0.00	0.00	0.80	-14.471	27.000	0	0.0	
22	45.89	0.00	0.00	0.80	-17.952	27.000	0	0.0	
23	33.90	0.00	0.00	0.80	-21.504	27.000	0	0.0	
24	20.98	0.00	0.00	0.80	-25.145	27.000	0	0.0	
25	7.05	0.00	0.00	-11.53 - 0.80	-28.281	27.000	0	0.0	

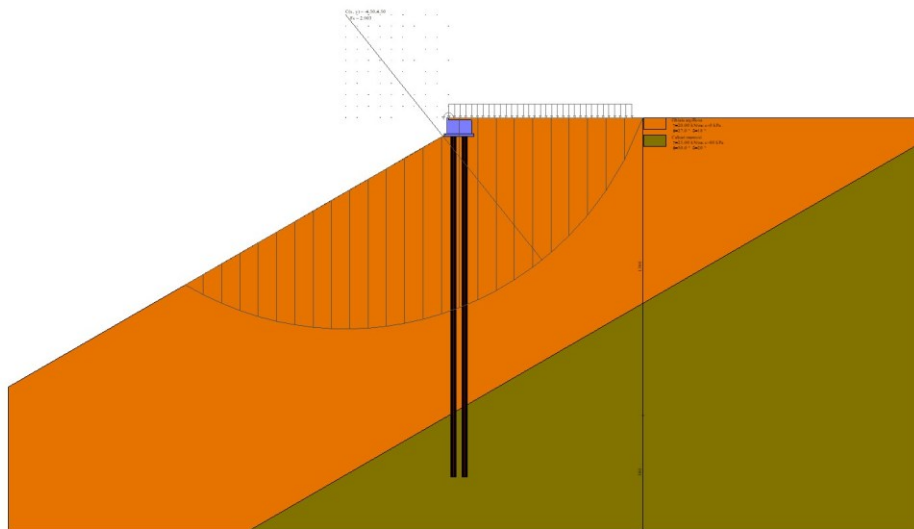
Resistenza al taglio pali 987.79 [kN]

Combinazione n° 10 - ECC

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	14.66	1.95	0.00	8.48 - 0.80	66.411	27.000	0	0.0	
2	40.09	4.80	0.00	0.80	59.252	27.000	0	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
3	59.40	4.80	0.00	0.80	53.194	27.000	0	0.0	
4	75.05	4.80	0.00	0.80	47.912	27.000	0	0.0	
5	88.13	4.80	0.00	0.80	43.130	27.000	0	0.0	
6	99.26	4.80	0.00	0.80	38.700	27.000	0	0.0	
7	108.79	4.80	0.00	0.80	34.531	27.000	0	0.0	
8	116.98	4.80	0.00	0.80	30.563	27.000	0	0.0	
9	123.99	4.80	0.00	0.80	26.752	27.000	0	0.0	
10	131.37	4.80	0.00	0.80	23.065	27.000	0	0.0	
11	133.07	49.49	0.00	0.80	19.478	27.000	0	0.0	
12	122.04	0.00	0.00	0.80	15.968	27.000	0	0.0	
13	117.90	0.00	0.00	0.80	12.519	27.000	0	0.0	
14	112.96	0.00	0.00	0.80	9.116	27.000	0	0.0	
15	107.23	0.00	0.00	0.80	5.745	27.000	0	0.0	
16	100.75	0.00	0.00	0.80	2.394	27.000	0	0.0	
17	93.52	0.00	0.00	0.80	-0.949	27.000	0	0.0	
18	85.54	0.00	0.00	0.80	-4.295	27.000	0	0.0	
19	76.81	0.00	0.00	0.80	-7.656	27.000	0	0.0	
20	67.31	0.00	0.00	0.80	-11.043	27.000	0	0.0	
21	57.01	0.00	0.00	0.80	-14.471	27.000	0	0.0	
22	45.89	0.00	0.00	0.80	-17.952	27.000	0	0.0	
23	33.90	0.00	0.00	0.80	-21.504	27.000	0	0.0	
24	20.98	0.00	0.00	0.80	-25.145	27.000	0	0.0	
25	7.05	0.00	0.00	-11.53 - 0.80	-28.281	27.000	0	0.0	

Resistenza al taglio pali 987.79 [kN]



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 8)

5.4. Verifiche pali

Si riportano di seguito l'involuppo delle sollecitazioni agenti sui pali e le relative verifiche strutturali.

Simbologia adottata – tabella scarichi in testa ai pali:

Cmb	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Sforzo normale, espresso in [kN]
M	Momento, espresso in [kNm]
T	Taglio, espresso in [kN]

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1 - STR (A1-M1-R3)	1	-18.67	0.00	-4.87
	2	131.05	0.00	-4.87
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-20.47	0.00	-6.69
	2	104.83	0.00	-6.69
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-22.48	0.00	-6.44
	2	102.26	0.00	-6.44
4 - STR (A1-M1-R3)	1	-14.09	0.00	-4.87
	2	136.60	0.00	-4.87
5 - STR (A1-M1-R3)	1	-18.07	0.00	-4.87
	2	131.53	0.00	-4.87
6 - STR (A1-M1-R3)	1	-14.69	0.00	-4.87

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
	2	136.12	0.00	-4.87
10 - ECC	1	-133.45	0.00	-14.42
	2	304.17	0.00	-14.42

$$N_{max} = 304,17 \text{ kN}$$

Sollecitazioni pali

Simbologia adottata

N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Palo 1 (di monte)

Palo 2 (di valle)

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-18.67	-466.87	-4.87	-41.73	0.00	0.00
7	0.90	-17.67	-465.70	0.06	-31.96	2.55	35.12
13	1.80	-16.65	-462.54	1.41	-5.45	1.75	55.16
32	4.65	-13.37	-439.30	-0.01	7.98	-0.11	1.67
101	15.00	0.00	-122.12	0.00	0.00	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	131.05	654.93	-4.87	-41.73	0.00	0.00
7	0.90	131.82	653.76	0.06	-31.96	2.55	35.12
13	1.80	132.15	650.59	1.41	-5.45	1.75	55.16
14	1.95	132.16	649.87	1.39	0.60	1.54	55.98
32	4.65	130.21	627.36	-0.01	7.98	-0.11	1.67
101	15.00	62.73	284.21	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-20.47	-511.82	-6.69	-41.73	0.00	0.00
8	1.05	-19.29	-510.26	0.66	-28.71	3.85	39.91
13	1.80	-18.43	-507.48	2.13	-5.44	2.72	55.16
32	4.65	-15.04	-484.25	-0.01	7.98	-0.16	1.67
101	15.00	0.00	-137.38	0.00	0.00	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	104.83	654.95	-6.69	-41.73	0.00	0.00
8	1.05	105.75	653.39	0.66	-28.71	3.85	39.91
13	1.80	106.09	650.61	2.13	-5.44	2.72	55.16
17	2.40	106.18	647.39	1.77	21.13	1.49	52.70
32	4.65	105.06	627.38	-0.01	7.98	-0.16	1.67
101	15.00	51.60	284.23	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-22.48	-561.95	-6.44	-41.73	0.00	0.00
8	1.05	-21.29	-560.39	0.65	-28.71	3.66	39.91
13	1.80	-20.42	-557.61	2.02	-5.44	2.57	55.16
32	4.65	-16.91	-534.38	-0.01	7.98	-0.16	1.67
101	15.00	0.00	-180.46	0.00	0.00	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	102.26	654.93	-6.44	-41.73	0.00	0.00
8	1.05	103.19	653.37	0.65	-28.71	3.66	39.91

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
13	1.80	103.54	650.60	2.02	-5.44	2.57	55.16
18	2.55	103.65	646.43	1.52	25.94	1.16	49.53
32	4.65	102.60	627.36	-0.01	7.98	-0.16	1.67
101	15.00	50.51	284.22	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-14.09	-352.27	-4.87	-41.73	0.00	0.00
7	0.90	-13.08	-351.23	0.06	-31.96	2.55	35.12
13	1.80	-12.06	-348.47	1.41	-5.45	1.75	55.16
32	4.65	-8.74	-329.33	-0.01	7.98	-0.11	1.67
101	15.00	5.19	-91.34	0.00	0.00	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	136.60	654.94	-4.87	-41.73	0.00	0.00
7	0.90	137.37	653.78	0.06	-31.96	2.55	35.12
13	1.80	137.67	650.61	1.41	-5.45	1.75	55.16
14	1.95	137.67	649.88	1.39	0.60	1.54	55.98
32	4.65	135.54	627.37	-0.01	7.98	-0.11	1.67
101	15.00	65.09	284.22	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-18.07	-451.87	-4.87	-41.73	0.00	0.00
7	0.90	-17.07	-450.70	0.06	-31.96	2.55	35.12
13	1.80	-16.06	-447.54	1.41	-5.45	1.75	55.16
32	4.65	-12.81	-424.30	-0.01	7.98	-0.11	1.67
101	15.00	0.00	-117.72	0.00	0.00	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	131.53	654.96	-4.87	-41.73	0.00	0.00
7	0.90	132.30	653.80	0.06	-31.96	2.55	35.12
13	1.80	132.63	650.63	1.41	-5.45	1.75	55.16
14	1.95	132.64	649.91	1.39	0.60	1.54	55.98
32	4.65	130.67	627.39	-0.01	7.98	-0.11	1.67
101	15.00	62.94	284.24	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-14.69	-367.27	-4.87	-41.73	0.00	0.00
7	0.90	-13.68	-366.19	0.06	-31.96	2.55	35.12
13	1.80	-12.67	-363.31	1.41	-5.45	1.75	55.16
32	4.65	-9.38	-343.35	-0.01	7.98	-0.11	1.67
101	15.00	3.99	-95.23	0.00	0.00	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	136.12	654.93	-4.87	-41.73	0.00	0.00
7	0.90	136.89	653.76	0.06	-31.96	2.55	35.12
13	1.80	137.19	650.59	1.41	-5.45	1.75	55.16
14	1.95	137.20	649.87	1.39	0.60	1.54	55.98
32	4.65	135.08	627.36	-0.01	7.98	-0.11	1.67
101	15.00	64.89	284.21	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 10 - ECC

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-133.45	-666.62	-14.42	-41.73	0.00	0.00
9	1.20	-131.58	-664.61	1.16	-24.98	11.41	44.21
15	2.10	-129.47	-660.78	6.28	7.12	7.45	55.88
33	4.80	-119.55	-637.27	0.00	6.26	-0.48	0.47

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
101	15.00	0.00	-285.12	0.00	0.00	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	304.17	654.92	-14.42	-41.73	0.00	0.00
7	0.90	304.68	653.75	-4.58	-31.96	10.52	35.11
9	1.20	304.64	652.92	1.16	-24.98	11.41	44.21
15	2.10	303.84	649.08	6.28	7.12	7.45	55.88
33	4.80	295.60	625.57	0.00	6.26	-0.48	0.47
101	15.00	136.25	284.16	0.00	0.00	0.00	0.00

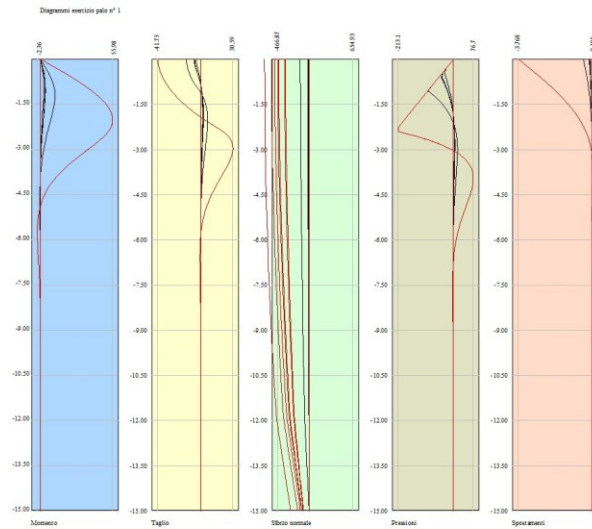


Fig. 18 - Sollecitazioni palo (Palo n° 1) (Inviluppo)

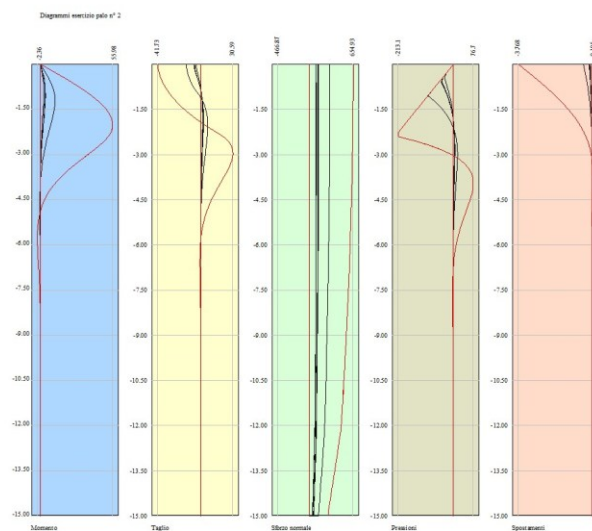


Fig. 19 - Sollecitazioni palo (Palo n° 2) (Inviluppo)

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori espresso in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
M _{rd}	momento resistente espresso in [kNm]
N _{rd}	sforzo normale resistente espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Micropali

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	7	40.75	2.55	-17.67	55.71	-17.67	21.870
2	7	40.75	2.55	131.82	56.09	131.82	22.017

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	8	40.75	3.85	-19.29	55.69	-19.29	14.462
2	8	40.75	3.85	105.75	56.25	105.75	14.609

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	8	40.75	3.66	-21.29	55.66	-21.29	15.222
2	8	40.75	3.66	103.19	56.27	103.19	15.389

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	7	40.75	2.55	-13.08	55.78	-13.08	21.897
2	7	40.75	2.55	137.37	56.05	137.37	22.004

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	7	40.75	2.55	-17.07	55.72	-17.07	21.873
2	7	40.75	2.55	132.30	56.09	132.30	22.016

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	7	40.75	2.55	-13.68	55.77	-13.68	21.893
2	7	40.75	2.55	136.89	56.06	136.89	22.005

Combinazione n° 10 - ECC

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	9	40.75	11.41	-131.58	53.99	-131.58	4.732
2	9	40.75	11.41	304.64	55.01	304.64	4.821

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rtd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rtd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Micropali

La verifica a taglio sui micropali viene eseguita considerando il solo contributo resistente del tubolare. L'area della sezione effettiva di verifica (A_{eff}) viene determinata come area lorda (A) della sezione tubolare moltiplicata per $2 / \pi$.

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	25.94	506.35	4.87	103.882
2	1	25.94	506.35	4.87	103.882

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	25.94	506.35	6.69	75.706
2	1	25.94	506.35	6.69	75.706

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	25.94	506.35	6.44	78.658
2	1	25.94	506.35	6.44	78.658

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	25.94	506.35	4.87	103.882
2	1	25.94	506.35	4.87	103.882

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	25.94	506.35	4.87	103.882
2	1	25.94	506.35	4.87	103.882

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	25.94	506.35	4.87	103.882
2	1	25.94	506.35	4.87	103.882

Combinazione n° 10 - ECC

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	25.94	506.35	14.42	35.112
2	1	25.94	506.35	14.42	35.112

5.5. Verifica a punzonamento

Si riporta di seguito la verifica a punzonamento, eseguita in corrispondenza dello scarico maggiore dei pali, cioè il palo n° 2:

$$N_{max} = 304,17 \text{ kN}$$

Secondo quanto indicato nell'EC2 la verifica a punzonamento va eseguita su due perimetri: lungo il perimetro a filo palo U_0 e lungo il perimetro efficace U_1 .

Si deve quindi verificare

$$v_{Ed0} = \beta \frac{V_{Ed}}{U_0 d} \leq v_{Rd,max}$$

$$v_{Rd,max} = 0.5 v f_{cd}$$

$$v = 0.7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$v_{Ed1} = \beta \frac{V_{Ed}}{U_1 d} \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

Per semplicità e a favore di sicurezza si è posto:

$$v_{Rd,c} = v_{min} = 0.035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

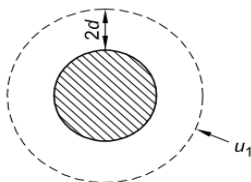
V_{Ed} azione sul palo;

$\beta = 1$ coefficiente che tiene conto dell'eccentricità del carico. Dato che i pali sono modellati come incernierati è stato posto pari al valore unitario;

$d = s - c - \varphi/2$ altezza utile della sezione, in cui s spessore sezione, c copriferro, φ diametro barre armatura

$U_0 = \pi \varnothing$ perimetro a filo del palo, con \varnothing = diametro dell'armatura tubolare del palo;

$U_1 = \pi(\varnothing + 2d)$ perimetro a distanza $2d$, con \varnothing = diametro dell'armatura tubolare del palo;



$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \text{ (d in mm)}$$

f_{ck} resistenza caratteristica calcestruzzo

Spessore	Copriferro	fck	fcd	ϕ tubolare	ϕ barre	Altezza utile d	β	k	U0	U1
mm	mm	N/mm2	N/mm2	mm	mm	mm	-	-	mm	mm
600	50	25	14,17	139,7	14	543	1	1,61	439	7262

Ved	Ved0	Vrdmax	VER	Ved1	Vrd1	VER
-----	------	--------	-----	------	------	-----

kN	N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²	
304,17	1,28	4,46	OK	0,08	0,36	OK

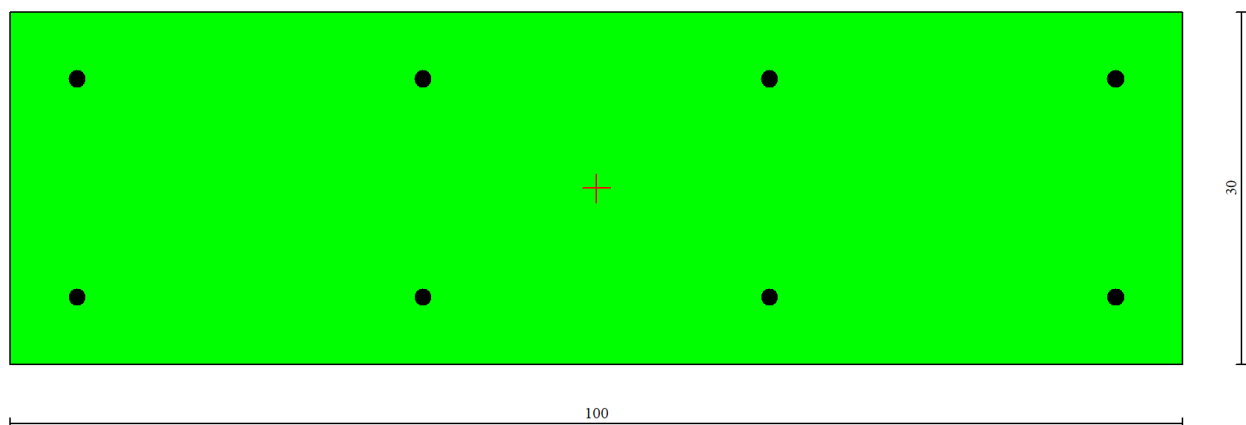
5.6. Verifica della sezione in c.a.

La sezione di incastro della mensola di lunghezza pari a 1,20 metri ha sollecitazioni massime in corrispondenza della combinazione n° 10 (eccezionale):

$$V_{Ed} = V_{Sbalzo} + V_{barr} + V_{urto} = 11,50 + 0,35 + 31 = 43 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = M_{Sbalzo} + M_{barr} + M_{urto} = 7,78 + 0,33 + 30 = 38 \text{ kNm/m}$$

Si riporta la verifica della sezione eseguita con l'ausilio del software SAX, così modellata, a favore di sicurezza:



Sezione: 100x30 cm
 Ferri longitudinali: 4Φ14
 Staffe a taglio: senza armatura a taglio

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione.

Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

Indicate con R_c^* la resistenza di calcolo, con ϵ_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ϵ_{ck} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ϵ_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R_c^* è data da:

$$R_c^* = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\epsilon_{ck} = 0.20 \% - \epsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ϵ_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ϵ_{su} la deformazione limite a trazione e con $R_s^* = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R_s^* \quad \text{per } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (M_x , M_y , N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni $P = (M_x, M_y, N)$ può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N , M_x , M_y ;
2. per aumento contemporaneo di N , M_x ($M_y = \text{cost}$);
3. per aumento contemporaneo di N , M_y ($M_x = \text{cost}$);
4. per aumento della sola componente N ($M_x = \text{cost}$, $M_y = \text{cost}$);
5. per aumento della sola componente del momento M_x ($N = \text{cost}$, $M_y = \text{cost}$);
6. per aumento contemporaneo di M_x , M_y ($N = \text{cost}$);
7. per l'aumento della sola componente M_y ($N = \text{cost}$, $M_x = \text{cost}$).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglienti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a *taglio trazione* si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a *taglio compressione* si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave e la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _x	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _x	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _y	M _x	M _t	T _y	T _x	VD	VT
1	0,0000	43,0000	0,0000	0,0000	0,0000	38,0000	SI	NO

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
0,0000	0,0000	<u>59,9114</u>	1,39

Risultati taglio

Simbologia adottata

N°	indice della combinazione
Dir	Direzione di azione del taglio
V _{Rd}	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
V _{Rcd}	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]
nb	Numero bracci staffe
Diametro e passo staffe, riportate nell'ultima colonna, sono i più cautelativi ottenuti dalla verifica a taglio nelle due direzioni.	

N°	Dir	T	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}	nb	Diametro e passo staffe
1	X	38,0000	110,1453	--	--	--	--
1	Y	0,0000	131,0697	--	--	--	--

Involuppo verifiche a taglio

Simbologia adottata

Dir.	Direzione di verifica
V _{ed}	Taglio agente espresso in [kN]
V _{Rd}	Taglio resistente espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza
Comb.	Combinazione critica

Sezione n° 1 - sezione

Dir.	V _{ed}	V _{Rd}	FS	Comb.
x	38,00	110,15	2.90	1

La sezione è pertanto verificata.

6. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

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

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

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

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Licenza	AIU5927W1

Affidabilità dei codici di calcolo

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

Modalità di presentazione dei risultati

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

Informazioni generali sull'elaborazione

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

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

ALLEGATI:

ALLEGATO 1 – RELAZIONE SUI MATERIALI

ALLEGATO 2 – RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA

ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI

1. Calcestruzzo armato

Tutti i materiali da adoperare dovranno essere di ottima qualità e dovranno essere messi in opera con ogni cura.

Le **strutture in fondazione** si considerano in classe di esposizione XC2; per il calcestruzzo impiegato nei getti si prescrive un diametro massimo dell'inerte pari a 22.4 mm, e una classe di consistenza S4.

Controllo di accettazione (D.M. 17/01/2018 § 11.2.5 Tab. 11.2.I): tipo A

Tab. 11.2.I

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 s$ (N° prelievi ≥ 15)
Ove: R_{cm28} = resistenza media dei prelievi (N/mm ²); $R_{c,min}$ = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm ²); s = scarto quadratico medio	

1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa

Dovranno essere usati:

LEGANTI, AGGREGATI ED INERTI

Leganti per il calcestruzzo: devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità e rispondenti alla norma armonizzata UNI EN 197, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n. 595.

Aggregati per il calcestruzzo: rispondenti alle prescrizioni di cui alla UNI EN 12620 e per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Inerti naturali o di frantumazione: costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose o argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche;

Ghiaia o pietrisco: di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche della carpenteria, del getto ed all'ingombro delle armature metalliche;

ACQUA

Acqua: (conforme alle Norme UNI EN 1008/2003) limpida, priva di sali in percentuali dannose, non aggressiva e in quantità strettamente necessaria;

ADDITIVI

Additivi: devono essere conformi alla Norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali, che nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori adotterà le previste procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle NTC2018.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV. I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

2. Acciaio per cemento armato

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11 delle NTC2018.

Acciaio in barre B450C

L'acciaio in barre deve rispettare le seguenti caratteristiche:

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{y\text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12\text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16\text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25\text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40\text{ mm}$	10 ϕ	

3. Acciaio per armatura tubolari

Per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025, 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 seguenti.

Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		
S460 NH/NHL	460	550		

4. Malta per iniezioni pali

Si prevede l'impiego di malta antiritiro iniettata a mezzo di gruppo miscelatore, dosata a t. 0,6 di cemento R32.5R per mc di sabbia vagliata.

Resistenza minima: C20/25.

5. Valori di calcolo

Si riportano di seguito i valori caratteristici e di calcolo delle resistenze impiegati.

Calcestruzzo C25/30

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Acciaio B450C

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

Acciaio da carpenteria S355

Acciaio		S355	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,05	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338,10	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

ALLEGATO 2 - RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA

1. Premesse

Allo stato attuale le strade presentano delimitazioni marginali vetuste o danneggiate, pertanto si prevede l'installazione o la sostituzione, ove già presente, di nuovi sistemi di ritenuta, al fine di migliorare le condizioni di sicurezza della strada.

Riferimenti normativi:

- D.M. 18 febbraio 1992 n. 223 – Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza.
- Circolare 9 giugno 1995, n. 2595 – Barriere stradali di sicurezza. Decreto ministeriale 18 febbraio 1992, n. 223.
- D.M. 15 ottobre 1996 – Aggiornamento del decreto ministeriale 18 febbraio, n.223, recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione, e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza.
- D.M. 3 giugno 1998 – ulteriore aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e delle prescrizioni tecniche per le prove ai fini dell'omologazione.
- D. M. 11 giugno 1999 – Integrazioni e modificazioni al decreto ministeriale 3 giugno 1998, recante: "Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza".
- D.M. 21 giugno 2004, n. 2367 – Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e le prescrizioni tecniche per le prove delle barriere di sicurezza stradale.
- Direttiva 25 agosto 2004, n. 3065 – Criteri di progettazione, installazione, verifica, e manutenzione dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali.
- Circolare 21 Luglio 2010 n° 62032 - Uniforme applicazione delle norme in materia di progettazione, omologazione e impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali.
- DM 28.06.2011 (Gun. 233 del 06.10.2011) – Disposizioni sull'uso e l'installazione dei dispositivi di ritenuta stradale.
- D. Lgs. n. 285/92 e s.m.i. – Nuovo codice della Strada.
- D.P.R. n. 495/92 e s.m.i. – Regolamento di esecuzione e di attuazione del Nuovo Codice della Strada.
- D.M. 5 novembre 2001, n. 6792. – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade.
- D.M. 1° Aprile 2019 n. 114 - Dispositivi stradali di sicurezza per i motociclisti (DSM)
- Norme Europee UNI EN1317-1,2,3,4,5, UNI 10809:1999, UNI CEN/TS 1317-8

Secondo quanto indicato del DM 223/92 e s.m.i le zone da proteggere devono riguardare almeno:

- I margini di tutte le opere d'arte all'aperto quali ponti, viadotti, ponticelli, sovrappassi e muri di sostegno della carreggiata, indipendente dalla loro estensione longitudinale e dall'altezza del piano di campagna;
- Lo spartitraffico, ove presente;
- Il margine laterale stradale delle sezioni in rilevato dove il dislivello tra il colmo dell'arginello ed il piano campagna è maggiore o uguale a 1m; la protezione è necessaria per tutte le scarpate aventi pendenza maggiore o uguale a 2/3. Nei casi in cui la pendenza della scarpata sia inferiore a 2/3, la necessità di protezione dipende dalla combinazione della pendenza e dell'altezza della scarpata, tenendo conto delle situazioni di potenziale pericolosità a valle della scarpata
- Gli ostacoli fissi (frontali o laterali) che potrebbero costituire un pericolo per gli utenti della strada in caso di urto, quali pile di ponti, rocce affioranti, opere di drenaggio non attraversabili, alberature, pali di illuminazione e supporti per la segnaletica non cedevoli, corsi d'acqua, ecc, ed i manufatti, quali edifici pubblici o privati, scuole, ospedali ecc, che in caso di fuoriuscita o urto dei veicoli potrebbero subire dei danni comportando quindi pericolo anche per i non utenti della strada.

Si sottolinea inoltre, come riportato dalla Circolare n.62032 del 21/07/2010, che gli interventi di manutenzione straordinaria finalizzati all'adeguamento dei dispositivi di ritenuta a più elevati standard di sicurezza non possono essere ritenuti "ripristini di danni localizzati" e rientrano, pertanto, nel campo di applicazione della norma, indipendentemente dalla loro estensione.

Secondo quanto indicato dal DM 223/92 e s.m.i è necessario il progetto esecutivo della barriera nei seguenti casi:

- costruzione di nuovi tronchi stradali urbani ed extraurbani con velocità di progetto maggiore o uguale a 70 km/ora;

- adeguamento di tratti significativi di tronchi stradali esistenti (con velocità di progetto maggiore o uguale a 70 km/ora);
- ricostruzione e riqualificazione di parapetti di ponti e viadotti (la norma specifica che tali opere devono avere una luce maggiore di 10 m).

La scelta dei dispositivi di ritenuta deve avvenire tenendo dell'ubicazione, delle caratteristiche geometriche e di traffico dell'infrastruttura, secondo le seguenti tabelle di indicazione per la definizione del tipo di traffico e del tipo di barriera longitudinale:

Tipo di traffico	TGM	% Veicoli con massa >3,5 t
I	≤1000	Qualsiasi
I	>1000	≤ 5
II	>1000	5 < n ≤ 15
III	>1000	> 15

Tipo di strada	Tipo di traffico	Barriere spartitraffico	Barriere bordo laterale	Barriere bordo ponte ⁽¹⁾
Autostrade (A) e strade extraurbane principali(B)	I	H2	H1	H2
	II	H3	H2	H3
	III	H3-H4 ⁽²⁾	H2-H3 ⁽²⁾	H3-H4 ⁽²⁾
Strade extraurbane secondarie(C) e Strade urbane di scorrimento (D)	I	H1	N2	H2
	II	H2	H1	H2
	III	H2	H2	H3
Strade urbane di quartiere (E) e strade locali(F).	I	N2	N1	H2
	II	H1	N2	H2
	III	H1	H1	H2

(1) Per ponti o viadotti si intendono opere di luce superiore a 10 metri; per luci minori sono equiparate al bordo laterale (2) La scelta tra le due classi sarà determinata dal progettista

La norma specifica che la destinazione “Barriere bordo ponte” si riferisce solo ad opere di luce superiore ai 10 m; per luci minori sono equiparate al bordo laterale, indipendente dalla loro altezza sul piano campagna. I muri di sostegno sono da equiparare al bordo laterale, indipendentemente dall'altezza sul piano campagna e dalla loro estensione. Prescrive inoltre che i muri e le opere d'arte (quali cordoli), indipendentemente dall'altezza sul piano campagna e dalla loro estensione, siano protetti da barriere di classe non inferiore ad H2.

Per quanto concerne la lunghezza del tratto, nel progettare l'installazione dei dispositivi sui muri di sostegno posti a lato della carreggiata, si è stabilito che se la lunghezza del tratto e del cordolo di supporto risulta superiore alla lunghezza minima di installazione (variabile a seconda del certificato di omologazione), l'installazione della barriera avverrà normalmente per tutto lo sviluppo previsto. In caso la lunghezza del tratto del cordolo di supporto sia inferiore alla lunghezza minima di installazione e risulti impossibile procedere all'estensione dell'installazione fino al raggiungimento della lunghezza minima per ragioni morfologiche e geometriche, si provvederà ad una valutazione del tratto minimo necessario ad assorbire le azioni dell'urto più probabile (si vedano le valutazioni statiche sotto riportate) e, in fase esecutiva si provvederà, se compatibile con i vincoli geometrici e morfologici del sito di intervento, ad ancorare convenientemente le estremità della barriera ai manufatti esistenti.

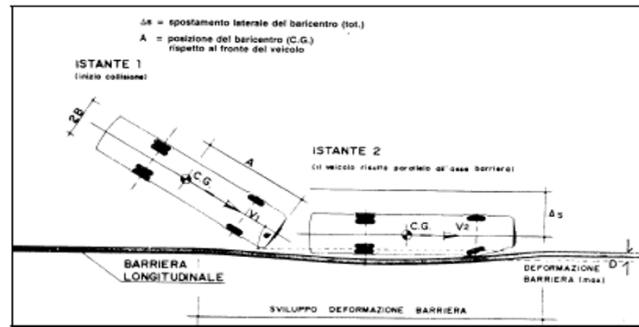
2. Valutazioni statiche

La **SP 13** è una strada provinciale storica appartenenti alla classe “strada locale (F)” secondo la classificazione del D.Lgs 285/92.

Dato che le nuove barriere di protezione saranno installate su cordoli, e visto quanto indicato dalla norma, verranno installate barriere di tipo **H2 Bordo Ponte**. Tali tipologie sono in grado di mantenere un adeguato livello di sicurezza nelle condizioni di rischio più probabile e di rischio maggiore, come di seguito riportato.

La forza dell'urto di un veicolo contro una barriera è valutabile secondo la formula sotto riportata:

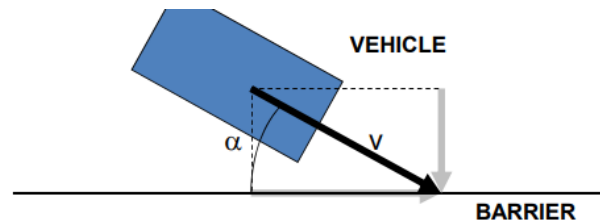
$$F = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b \cdot (\cos \alpha - 1) + s]}$$



Modello di funzionamento del binomio veicolo-barriera durante l'urto

Il corrispondente livello di contenimento della barriera è così valutabile:

$$L_c = \frac{1}{2} M (v \cdot \sin \alpha)^2$$



Per la valutazione dell'urto nella situazione di **rischio più probabile** si è considerata l'azione derivante dall'urto di un mezzo leggero (1,50 ton) ad una velocità di percorrenza ammissibile di 60 km/h e un angolo di impatto pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile. In queste condizioni la forza d'urto sulla barriera stimata è pari a circa:

$$F = 47 \text{ kN}$$

Il livello di contenimento è pari a

$$L_c = 24 \text{ kJ}$$

garantito dal dispositivo di **classe H2**.

Per la valutazione dell'urto nella situazione di **rischio maggiore** si è considerata l'azione derivante dall'urto di un mezzo pesante (30 ton) ad una velocità di 35 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile. In queste condizioni la forza d'urto sulla barriera stimata è pari a:

$$F = 155,66 \text{ kN}$$

Il livello di contenimento è pari a

$$L_c = 166 \text{ kJ}$$

ottenibile con un dispositivo di **classe H2**.

Si considera che tale azione sia posta ad un'altezza pari a 0,50 m da piano viario e che agisca sul sistema rigido cordolo+barriera per uno sviluppo di 13 m, pertanto per ogni metro lineare di struttura si avranno le seguenti sollecitazioni approssimate:

$$F_{urto} = 11,97 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 5,98 \text{ kNm/m}$$

Come dimostrato nella relazione di calcolo la struttura dei cordoli a progetto sono in grado di resistere a tali azioni.

Si riporta infine la verifica dell'ancoraggio del montante, la cui geometria è stata stabilita valutando le schede tecniche delle barriere e le piastre e i tirafondi in commercio, ipotizzando un interasse dei montanti pari a 2,00 m.

Le sollecitazioni sul singolo montante saranno pari a:

$$V_{Ed} = 23,95 \text{ kN}$$

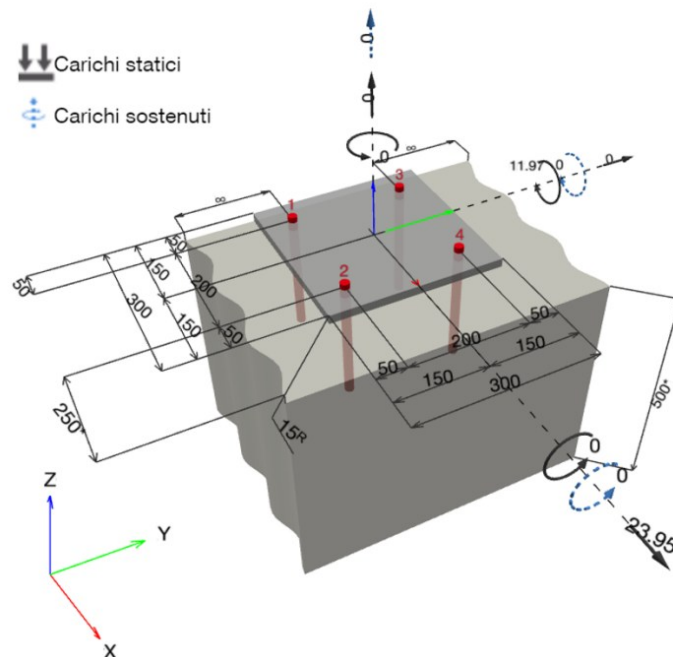
$$M_{Ed} = 11,97 \text{ kNm}$$

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + AM (8.8) M16
Periodo di ritorno (durata in anni):	50
Codice articolo:	407499 AM 8.8 M16x1000 (inserire) / 2123403 HIT-RE 500 V3 (composto indurente)
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 200,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso l Valid:	14/05/2019 -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15,0 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 300,0 \text{ mm} \times 300,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$



Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

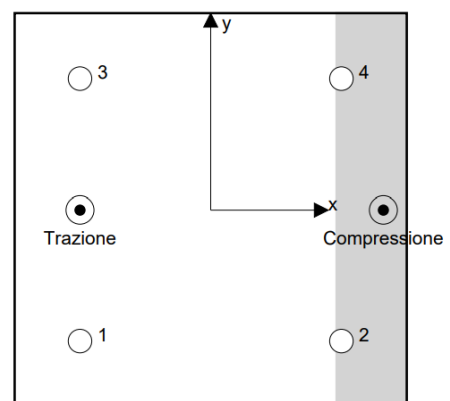
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	25,784	5,987	5,987	0,000
2	0,000	5,987	5,987	0,000
3	25,784	5,987	5,987	0,000
4	0,000	5,987	5,987	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,21 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 6,41 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-100,0/0,0): 51,568 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(132,1/0,0): 51,568 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	25,784	83,733	31	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	51,568	75,898	68	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	51,568	60,497	86	OK
Fessurazione**	51,568	83,439	62	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
125,600	1,500	83,733	25,784

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
198.196	231.918	17,00	481,6	240,8	50,0	25,00
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,023	17,38	11,000	15,47	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,762	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
174,759	113,847	1,500	75,898	51,568		

ID gruppo ancoranti

1, 3

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
280.000	360.000	300,0	600,0	25,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,750	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
232,1	1,000	11,000	155,563	1,500	60,497	51,568

ID gruppo ancoranti

1, 3

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
150.000	160.000	200,0	400,0	1,107	25,00	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0,0	1,000	0,0	1,000	0,775	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
155,563	1,500	83,439	51,568			

ID gruppo ancoranti

1, 3

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	5,987	50,240	12	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	23,950	172,848	14	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	23,950	69,175	35	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,000	62,800	1,250	50,240	5,987

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,gl}$ [N/mm ²]	
400.000	360.000	300,0	600,0	2.000	25,00	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1.000	0,0	1.000	0.750	1.000	1.000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11.000	155.563	1.500	172.848	23.950		

ID gruppo ancoranti

1-4

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_9	α	β	$f_{c,eff}$ [N/mm ²]
192,0	16,00	2,400	0,088	0,058	25,00
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
250,0	356.250	281.250			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,000	1,000	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	
81,918	1,0	1,500	69,175	23,950	

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,308	0,119	2,000	11	OK

$$\beta_N^a + \beta_V^a \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,852	0,346	1,500	100	OK

$$\beta_N^a + \beta_V^a \leq 1,0$$

L'ancoraggio risulta pertanto verificato.



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it



Città Metropolitana
di Genova

DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITÀ DI GENOVA
SERVIZIO PROGRAMMAZIONE E COORDINAMENTO VIABILITÀ
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

COMMITTENTE

RAPPORTO INDAGINI GEOGNOSTICHE

INDAGINI GEOGNOSTICHE PROPEDEUTICHE ALL'APPROGETTAZIONE DI INTERVENTI
STRADALI LUNGO LA VIABILITÀ DI COMPETENZA
DELLA CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA (COMUNI VARI)

COMUNE DI GENOVA
CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

Genova, 13_01_2026

Dott. Geol. Luca Maldotti
(Direttore Tecnico Indagini Geognostiche)

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

INDICE

1. PREMESSA

2. SONDAGGI GEOGNOSTICI

2.1 PERFORAZIONE

2.2 STRATIGRAFIA

3. PROVE GEOTECNICHE IN SITU

3.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE S.P.T.

4. ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO

5. ANALISI CHIMICHE DI LABORATORIO

ALLEGATI AL TESTO

1. STRALCIO CTR CON UBICAZIONE AREA D'INDAGINE

2. ORTOFOTO CON UBICAZIONE INDAGINI

3. DOCUMENTAZIONE SONDAGGIO GEOGNOSTICO A C.C. S1

4. CERTIFICATO ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO

5. CERTIFICATO ANALISI CHIMICHE DI LABORATORIO

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

1. PREMESSA

L'Impresa M3D Costruzioni Speciali S.r.l. è stata incaricata dalla CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA, di eseguire una campagna di indagini geognostiche lungo la S.P. 13 tra il km 3+700 e il km 3+800 in Località Aggio, nel Comune di Genova, come meglio definito nella documentazione in allegato.

L'incarico, per quanto di ns. competenza, ha previsto la realizzazione delle seguenti lavorazioni:

1. Approntamento cantiere e recinzione delle aree di lavoro;
2. Realizzazione di N°01 sondaggio geognostico, a rotazione ed a carotaggio continuo, ad andamento verticale della profondità di 18.00 m;
3. Esecuzione di prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test ad intervalli regolari di 1,50 m;
4. Prelievo di campioni di terre e di rocce da sottoporre ad analisi geotecniche di laboratorio;
5. Prelievo di un campione di asfalto da sottoporre ad analisi chimica di laboratorio;
6. Rimozione cantiere.



Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.

Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

2. SONDAGGI GEOGNOSTICI

2.1 PERFORAZIONE

Le perforazioni sono state condotte con una perforatrice idraulica Beretta T44, montata su cingoli gommati e dotata di centralina separata, avente le seguenti caratteristiche:

- Velocità di rotazione: 550 rpm
- Coppia massima: 650 Kgm
- Corsa continua: 350 cm
- Spinta: 4000 Kg
- Tiro: 4000 Kg
- Pompa per fluidi di perforazione pressione 50 Bar portata 200 lt

Durante l'avanzamento nei terreni sciolti sono stati utilizzati carotieri semplici con valvola a sfera in testa e calice per perforazione a secco, muniti di corone ad inserti di widia, con le seguenti caratteristiche:



- Diametro nominale Øest = 101 / 116 mm
- Lunghezza utile L = 150 cm.

Per il campionamento del substrato roccioso o per l'attraversamento di materiali antropici (tipo fondazioni, pavimentazioni ecc.) è stato utilizzato un carotiere doppio T6, con una debole circolazione di acqua, utilizzando corone diamantate, con le seguenti caratteristiche:



- Diametro nominale Øest = 101 / 116 mm
- Lunghezza utile L = 150 cm.

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.

Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

In assenza di sufficiente autosostentamento delle pareti del foro ad ogni manovra di carotaggio è seguita una manovra di rivestimento utilizzando tubi di diametro 127 mm, dotati di una scarpa ad inserti di widia. Le operazioni di rivestimento, viste le caratteristiche litologiche dei terreni attraversati, hanno richiesto un debole circolazione di acqua.



Le carote provenienti dalle perforazioni sono state ordinate in successione continua, entro apposite cassette catalogatrici in pvc di centimetri 100 x 50 e d'altezza adeguata. Le cassette sono state in seguito fotografate da un'angolazione di circa 90°, previa l'installazione di un riferimento indicante la località del cantiere, il numero del sondaggio e le quote di riferimento delle carote. Le fotografie sono state eseguite con una fotocamera digitale.



2.2 STRATIGRAFIA

Per ogni sondaggio geognostico è stata redatta la relativa stratigrafia allegata alla presente relazione, riportante tutte le informazioni riguardanti le operazioni di perforazione e le caratteristiche delle carote e dei terreni, come di seguito indicato:

a) informazioni generali del sondaggio:

- metodo di perforazione;
- diametro del foro;
- utensili utilizzati;
- lunghezza del tratto rivestito;
- metri realizzati con i diversi carotieri e le diverse corone.

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.

Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)

Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

b) descrizioni relative ai terreni attraversati:

- tipo di terreno;
- presenza di materiale organico o di natura antropica;
- massime dimensioni dei clasti e forma predominante per i terreni ghiaiosi;
- uniformità dei terreni granulari;
- struttura del terreno;
- colore.

Nella stesura della descrizione è stato elencato per primo il nome del costituente principale seguito dal costituente secondario nella seguente forma, in accordo alle Raccomandazioni AGI (1977):

- preceduto dalla congiunzione "con" se rappresenta una percentual compresa tra il 25% ed il 50 %;
- seguito dal suffisso "oso" se rappresenta una percentuale compresa tra il 10% ed il 25%;
- preceduto da "debolmente" e seguito dal suffisso "oso" se rappresenta una percentuale compresa tra il 5% ed il 10%.

Per le carote è stato inoltre determinato in sito il recupero percentuale.

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.

Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

Nella descrizione dei terreni sciolti è stato fatto riferimento alla seguente tabella:

Definizione		Diametro dei grani [mm]	Criteri d'identificazione
blocchi		>200	Visibili ad occhio nudo
Ciottoli		60-200	Visibili ad occhio nudo
Ghiaia	grossolana	20-60	Visibile ad occhio nudo
	media	6-20	
	fine	2-6	
Sabbia	grossolana	0.6-2	Visibile ad occhio nudo
	media	0.2-0.6	
	fine	0.06-0.2	
Limo		0.002-0.06	Solo se grossolano è visibile a occhio nudo, poco plastico, dilatante, lievemente granulare al tatto, si disgrega velocemente in acqua, si essicca velocemente, possiede coesione ma può essere polverizzato tra le dita
Argilla		<0.002	Plastica, non dilatante, liscia al tatto, appiccica alle dita, si disgrega in acqua lentamente, asciuga lentamente, si ritira durante l'essiccazione, i frammenti asciutti possono essere rotti ma non polverizzati fra le dita
terreno organico o vegetale			Contiene una rilevante percentuale di sostanze organiche vegetali
Torba			Predominano i resti lignei non mineralizzati, colore scuro, bassa densità

c) informazioni relative agli strati di roccia attraversati:

- tipo di roccia;
- colore;
- grado di fratturazione;
- grado di alterazione.

Nella descrizione del grado di fatturazione sono stati utilizzati i termini frantumato o fratturato. Nel primo caso sono stati considerati gli intervalli con roccia ridotta a frammenti angolari disarticolati, con i caratteri di un prodotto di frantoio. Gli orizzonti fratturati sono stati suddivisi secondo le 5 classi della classificazione di Deere (1969), riportata nella tabella sottostante.

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.

Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

Classi	Descrizione	Spaziatura delle fratture (cm)
1	Fratture molto ravvicinate	5
2	Fratture ravvicinate	5-30
3	Fratture moderatamente ravvicinate	30-100
4	Fratture distanziate	100-300
5	Fratture molto distanziate	>300

Nelle stratigrafie è stato riportato il recupero percentuale modificato (R.Q.D. Rock Quality Designation, Deere 1964) calcolato per ogni metro o per la lunghezza totale perforata in una manovra, tenendo conto dei singoli spezzoni di carota aventi lunghezza superiore a 10 cm e utilizzando la seguente formula:

$$RQD\% = \frac{\text{lunghezza degli spezzoni di carota} \geq 10\text{cm}}{\text{lunghezza totale perforata}}$$

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.

Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

3. PROVE GEOTECNICHE IN SITU

3.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT

Durante l'esecuzione della perforazione è stata richiesta l'esecuzione di alcune prove Standard Penetration Test; tale prova consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio.

L'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione della prova S.P.T. è stata quella di dimensioni standard (Raccomandazioni A.G.I. per la programmazione e l'esecuzione delle indagini geotecniche, 1977).

Il dispositivo di percussione comprende: testa di battitura avvitata sulle aste, un maglio del peso di 63.5 kg (± 0.5 kg), ed un sistema di guida sganciamento automatico del maglio, che assicura una corsa a caduta libera di 75 cm. La prova d'infissione, avvenuta in fondo al foro precedentemente pulito, consiste nel far penetrare il campionatore in questo caso



a punta aperta per tratti successivi di 15 cm., registrando ogni volta il numero di colpi necessari (N_1 , N_2 , N_3). Con il primo tratto, detto di "avviamento", s'intende superare la zona di terreno rimaneggiata in fase di perforazione; se con $N_1 = 50$

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.

Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)

Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

colpi l'avviamento è minore di 15 cm., l'infissione deve essere sospesa e la prova si dichiara conclusa, annotando la relativa penetrazione.

Se il tratto di avviamento è stato superato, si conteggiano N2 e N3 (da 15 a 30 e da 30 a 45 cm.) fino ad un limite complessivo di 100 colpi (N2 + N3), raggiunto il quale si sospende la prova annotando l'avanzamento ottenuto. Il parametro caratteristico della prova NS.P.T. è: $NS.P.T. = N2 + N3$

4. ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Durante le operazioni di carotaggio è stato richiesto il prelievo di alcuni campioni di terre e di rocce con le seguenti modalità / tipologie:

- Rimaneggiati direttamente dalle cassette catalogatrici;
- Litoide direttamente dalle cassette catalogatrici.

I campioni, debitamente sigillati ed etichettati sono stati trasportati presso il laboratorio geotecnico:

RINA Consulting S.p.A. (Laboratorio autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti con Decreto n° 219 del 11/05/2018 per l'esecuzione e la certificazione di prove su terreni e su rocce – Settori A e B ai sensi del D.M. 17/01/2018) di Genova - Bolzaneto per essere sottoposti alle prove geotecniche di laboratorio.

5. ANALISI CHIMICHE DI LABORATORIO

Al termine delle attività è stato prelevato un campione di asfalto che è stato sottoposto ad analisi chimica presso IREOS Laboratori S.r.l. di Genova – Quarto per essere sottoposto a relativa analisi di attribuzione codice EER.

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

Si rimanda alla documentazione in allegato per una più precisa analisi dei dati ottenuti dalle indagini eseguite.

Certi di aver adempiuto correttamente ed in modo esaustivo all'incarico conferitoci, rimaniamo comunque a disposizione per eventuali chiarimenti e/o approfondimenti di indagine.

Genova, 13_01_2025



Dott. Geol. Luca Maldotti
(Direttore Tecnico Indagini Geognostiche)

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

ALLEGATI

Ns. Rif. **M3D111_25 LM**

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.





m3d costruzioni
speciali s.r.l.



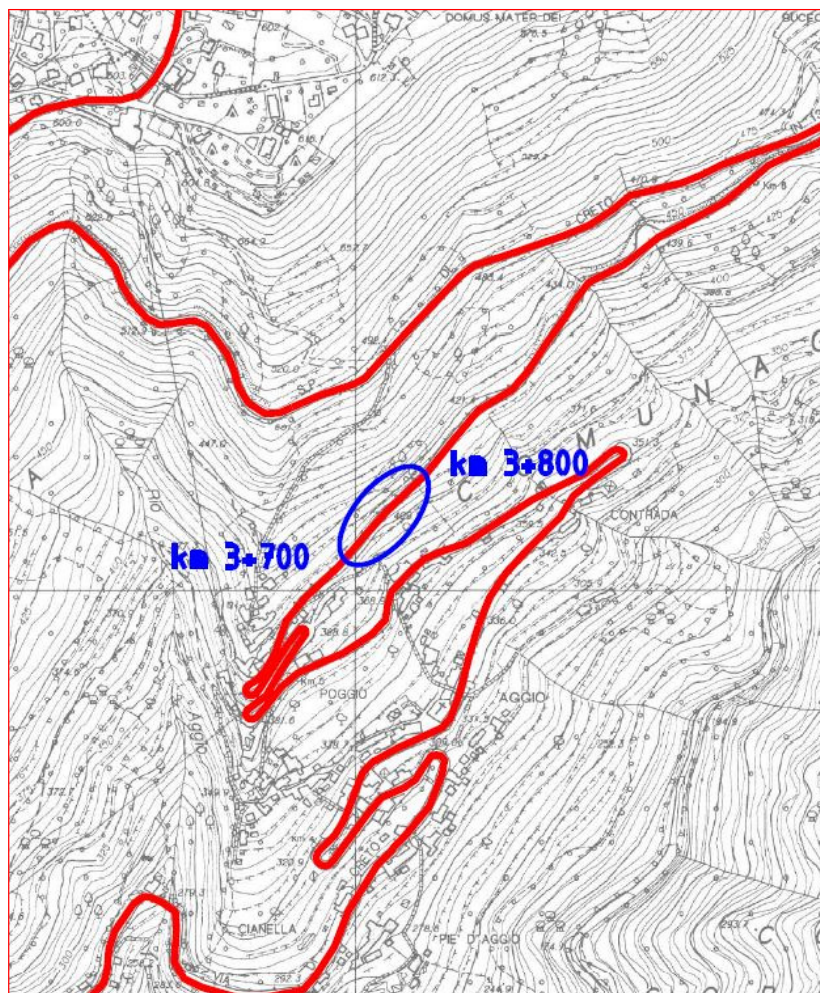
Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it



1 | STRALCIO CTR CON UBICAZIONE AREA DI INDAGINE

N° allegato

M3D111_25

13_01_2026

-

Luca MALDOTTI

CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

codice

data

scala

redatto

committente

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.

aif
Associazione
Imprese
Fondazioni

SOA
GROUP

ANCE | GENOVA
2025
Socio
n.ro 16-GE-3175



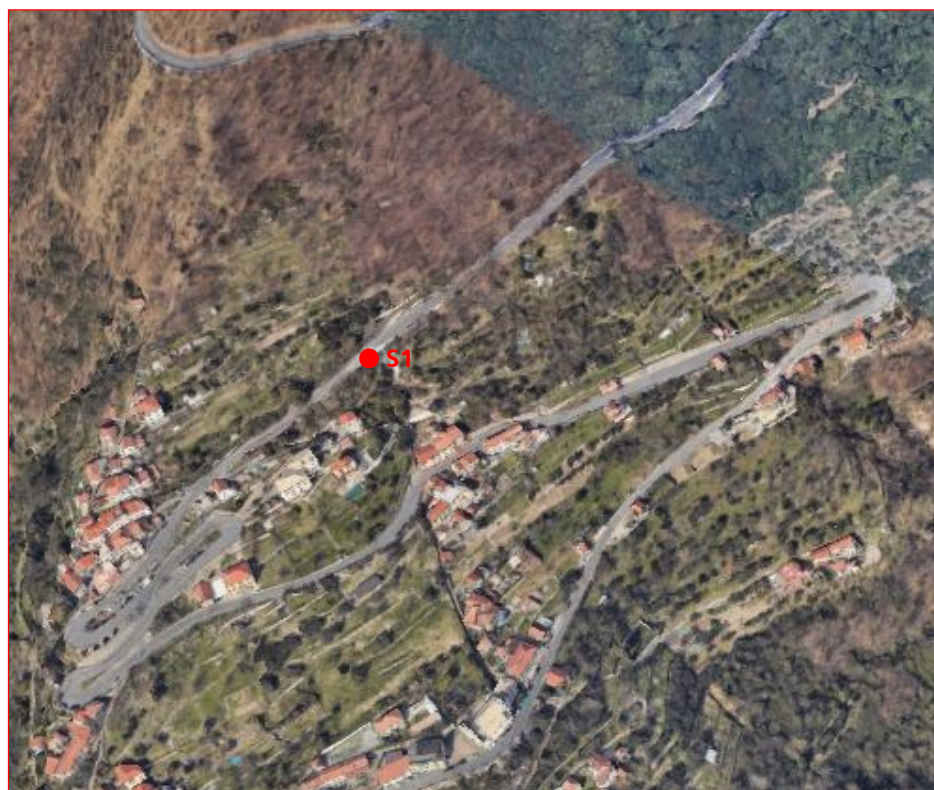
Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it



2 ORTOFOTO CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI

N° allegato

M3D111_25

13_01_2025

-

Luca MALDOTTI

CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

codice

data

scala

redatto

committente

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.



m3d costruzioni
speciali s.r.l.



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it



3 DOCUMENTAZIONE SONDAGGIO GEOGNOSTICO A C. C. S1

N° allegato

M3D111_25

13_01_2026

-

Luca MALDOTTI

CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

codice

data

scala

redatto

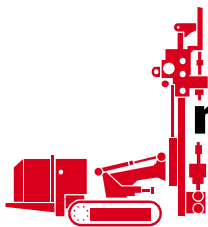
committente

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.



		M3D Costruzioni Speciali S.r.l. Via al Santuario di N.S. della Guardia 49A rosso 16162 GENOVA tel. 010 2518889 e-mail: info@m3dsrl.com		STRATIGRAFIA SONDAGGIO GEOGNOSTICO	
		Commessa 111/25		Sigla sondaggio S1	
Committente: CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA			<u>Dati di perforazione - computo metrico</u>		
Cantiere: SP 13 di Creto tra km 3+700- km 3+800			Tipo e diametro di perforazione: <i>carotaggio continuo - 101 mm</i>		
Località: SP 13 di Creto			Rivestimento diam. 127 mm: <i>13.00 m</i> Casse: <i>n. 4</i>		
Data: Inizio 09/01/2026 Fine 12/01/2026			Carotiere semplice: <i>7.50 m</i>		
Quota: p.c.			Carotiere doppio: <i>10.50 m</i>		
			Corona diamantata: <i>10.50 m</i>		
			Strumentazione: -		

Litologia	Profondità e potenza strato (m)	Descrizione litologica	% Carotaggio	Manovre % RQD	Campioni CR rimaneggiato CI indisturbato CRay raymond CL lapideo	Prove geotecniche in foro				Inclinometro	Piezometro a tubo aperto	Utensile			Falda
						Standard Penetration Test		Leifranc	Lugeon			Menard	Carotiere semplice	Carotiere doppio	
	0.00		10 30 50 70 90	10 30 50 70 90		prof.	Risultato			N ₆₀					
	0.20	Asfalto.	100												
	1.10	Sottotondo stradale costituito da ghiaia eterometrica da sabbiosa a con sabbia debolmente ciottolosa; clasti poligenici da angolari a subangolari; colore beige-grigio chiari.				CA. 1 0.00-0.20 m									
	1.30	Ghiaia eterometrica sabbiosa e ciottolosa da debolmente limosa a localmente limosa; clasti prevalentemente calcareo-marnosi, da angolari a subangolari; colore marrone-grigio. Livello stratigrafico da poco a moderatamente addensato (valori di N _{spt} pari a 6, 7, 14 e 10 rispettivamente a 1.50 m, 3.00 m, 4.50 m e 6.00 m di profondità).		1.50		CA. 2 0.20-1.00 m	1.50	2 - 2 - 4	6						
	6.30			1.95											
				3.00		C.R. 1 2.50-3.00 m	3.00	5 - 4 - 3	7						
				4.50			3.45								
				4.95			4.50	10 - 11 - 3	14						
				6.00			6.00								
				6.45			6.45	5 - 5 - 5	10						
				7.50			7.50								
	7.60	Probabile cappellaccio di alterazione del substrato roccioso riferibile a calcari marnosi di colore grigio, fratturato, localmente frantumato e destrutturato.	80			7.95	2 cm Rif.	R				7.50			
	5.40		57												
			27												
			58												
	13.00	Substrato roccioso costituito da calcari marnosi di colore grigio, fratturato , localmente molto fratturato, con discontinuità da ravvicinate a moderatamente ravvicinate, solo localmente molto ravvicinate. Superfici di discontinuità con locali patine di alterazione e inclinazioni comprese tra 30°-50°, localmente >50°. Presenza di locali vene di calcite millimetriche.	70			CL. 1 13.2-13.5 m									
	5.00		45												
			53												
			62												
			48												
	18.00												18.00	18.00	
	20.00														



m3d costruzioni
speciali s.r.l.



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

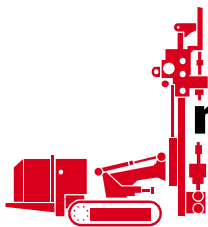


Committente: CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Sondaggio: S1 - Cassetta: n°1
Prof. da 0.00 m a 5.00 m



Committente: CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Sondaggio: S1 - Cassetta: n°2
Prof. da 5.00 m a 10.00 m

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.



m3d costruzioni
speciali s.r.l.



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it



Committente: CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Sondaggio: S1 - Cassetta: n°3
Prof. da 10.00 m a 15.00 m →



Committente: CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Sondaggio: S1 - Cassetta: n°4
Prof. da 15.00 m a 18.00 m →

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

4 CERTIFICATO ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO

N° allegato

M3D111_25

13_01_2025

-

Luca MALDOTTI

CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

codice

data

scala

redatto

committente

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.



02015

RAPPORTO DI PROVA n. 26002-01

Verbale di accettazione N. 26002 del 13/01/2026

Cliente: M3D COSTRUZIONI SPECIALI SRL
Via Trento 4/2
16013 - Campo Ligure
GE

Cantiere: S.P.3 di Creto Loc. Aggio - Genova (GE)

Questo documento contiene 8 pagine inclusa la presente

Genova, 28/01/2026

Firmato da:

Paolo Brasey

63B2726F1D484CA...

Campioni forniti dal cliente

Operazioni di campionamento non eseguite dal laboratorio. I risultati sono riferiti ai soli campioni testati, così come ricevuti

Il laboratorio è responsabile per tutti i dati contenuti nel presente rapporto ad eccezione di quelli forniti dal Cliente, contrassegnati con #

La riproduzione anche parziale del presente rapporto non è permessa a meno di autorizzazione scritta da parte del laboratorio

Se non inclusi nel rapporto i valori dell'incertezza misurati per ogni prova accreditata sono disponibili su richiesta. L'incertezza, espressa nella stessa unità di misura del risultato, è stata calcolata con un fattore di copertura $k = 2$ e con un livello di confidenza pari al 95%

L'unità locale (UL1 o UL2) dove è stata eseguita la prova è indicata in calce ad ogni rapporto di prova accanto all'identificativo del test

** Prova non accreditata da Accredia*

§ Prova eseguita in subappalto

RINA Consulting S.p.A.

Società soggetta a direzione e coordinamento amministrativo e finanziario del socio unico RINA S.p.A.

Unità Locale 1 (UL1): Via Albisola, 64-66 - 16162 Genova

Unità Locale 2 (UL2): Via R. Bianchi, 38 - 16152 Genova

Tel. +39 010 6506644 - Fax +39 010 6591896 - www.rinaconsulting.org - rinaconsulting@rina.org

C.F./P. IVA/R.I. Genova N. 03476550102 | Cap. Soc. € 20.000.000,00 i.v.

Sede legale: Via A. Cecchi, 6 - 16129 Genova (GE)



02015

RAPPORTO DI PROVA n. 26002-01

Cliente: M3D COSTRUZIONI SPECIALI SRL
Via Trento 4/2
16013 - Campo Ligure
GE

Cantiere: S.P.3 di Creto Loc. Aggio - Genova (GE)

I seguenti tipi di prova sono stati eseguiti seguendo i metodi qui elencati

Cod	Denominazione Test	Metodo principale	Metodi accessori
A07-A	Analisi granulometrica con serie di setacci ASTM	ASTM D6913-17	
A12-A	Sedimentazione	ASTM D7928-21	ASTM D2216-19+ASTM D854-23
A13-A	Limiti Atterberg cucchiaino	ASTM D4318-17	ASTM D2216-19
E02-A	Prova di taglio diretto	ASTM D3080/D3080M-23*	
H10	Monoassiale semplice	ASTM D7012*	

* Prova non accreditata da Accredia

§ Prova eseguita in subappalto

RINA Consulting S.p.A.

Società soggetta a direzione e coordinamento amministrativo e finanziario del socio unico RINA S.p.A.

Unità Locale 1 (UL1): Via Albisola, 64-66 - 16162 Genova

Unità Locale 2 (UL2): Via R. Bianchi, 38 - 16152 Genova

Tel. +39 010 6506644 - Fax +39 010 6591896 - www.rinaconsulting.org - rinaconsulting@rina.org

C.F./P. IVA/R.I. Genova N. 03476550102 | Cap. Soc. € 20.000.000,00 i.v.

Sede legale: Via A. Cecchi, 6 - 16129 Genova (GE)



02015

CONTENUTO NATURALE IN ACQUA - ASTM D2216-19 (Method A)

Cliente : Città Metropolitana di Genova
 # Località : S.P.3 di Creto Loc. Aggio - Genova (GE)
 # Sondaggio : S1
 # Campione : CR1
 # Profondità (m) : 2.80
 Tipo Campione : Rimaneggiato
 Descrizione del Materiale : Ghiaia argillosa
 # dati forniti dal Cliente

Data Ricevimento : 13/01/2026
 Data Inizio Prova : 21/01/2026
 Data Fine Prova : 22/01/2026

Peso lordo umido	(g)	2115.67
Peso lordo secco	(g)	1907.05
Peso tara	(g)	324.68
Peso netto secco	(g)	1582.37
Peso acqua	(g)	208.62
Contenuto in acqua	(%)	13.2

Direttore Laboratorio : Dott. Geol. Paolo Brasey
 Sperimentatore : Ing. Sneha Madathiparambil Paul

Note :



02015

LIMITI DI ATTERBERG - ASTM D4318-17e1

Cliente : Città Metropolitana di Genova
 # Località : S.P.3 di Creto Loc. Aggio - Genova (GE)
 # Sondaggio : S1
 # Campione : CR1
 # Profondità (m) : 2.80
 Tipo Campione : Rimaneggiato
 Descrizione del Materiale : Ghiaia argillosa
 # dati forniti dal Cliente

Data Ricevimento : 13/01/2026
 Data Inizio Prova : 27/01/2026
 Data Fine Prova : 28/01/2026

Contenuto in acqua al ricevimento	(%)	13.2
Trattenuto a 0.425 mm	(%)	63.5
Preparazione provino	(-)	Metodo umido
Cucchiaino Casagrande	(-)	Meccanico
Utensile solcatore	(-)	Metallo

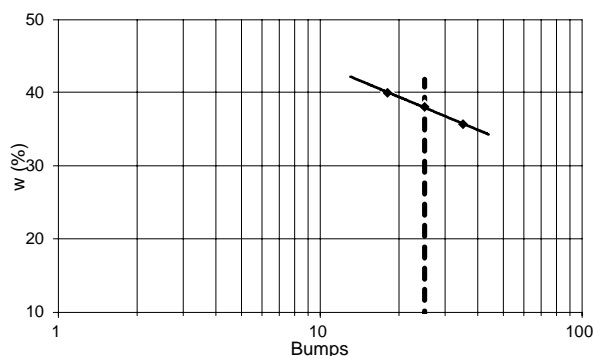
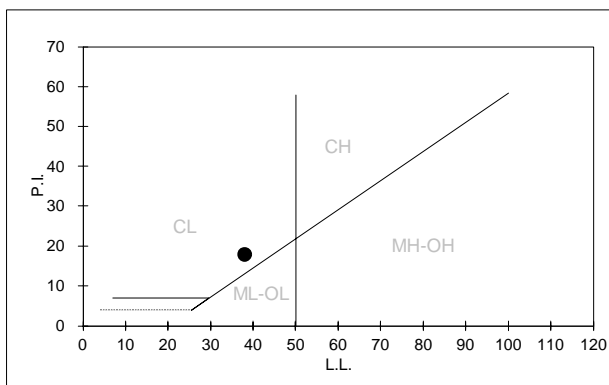
LIMITE LIQUIDO (MULTIPOINT)

		Test1	Test2	Test3
Numero di colpi	(-)	18	25	35
Contenuto in acqua	(%)	40.0	38.1	35.7
Contenuto in acqua (per N=25)	(%)	38.0		

LIMITE PLASTICO (MANUALE)

		Test1	Test2
Contenuto in acqua	(%)	19.8	19.5
Contenuto in acqua (val medio)	(%)	19.6	

LIMITE DI LIQUIDITA'	38
LIMITE DI PLASTICITA'	20
INDICE PLASTICITA'	18

LIMITE DI LIQUIDITA'**CARTA DI PLASTICITA' DI CASAGRANDE**

Direttore Laboratorio : Dott. Geol. Paolo Brasey
 Sperimentatore : Dott. Elena Tortonesi



ANALISI GRANULOMETRICA DI UN TERRENO - ASTM D6913-17 / D7928-21

02015

Cliente : Città Metropolitana di Genova
 # Località : S.P.3 di Creto Loc. Aggio - Genova (GE)
 # Sondaggio : S1
 # Campione : CR1
 # Profondità (m) : 2.80
 Tipo Campione : Rimaneggiato
 Descrizione del Materiale : Ghiaia argillosa
 # dati forniti dal Cliente

Data Ricevimento : 13/01/2026

Data Inizio Prova : 26/01/2026

Data Fine Prova : 28/01/2026

DATI GRANULOMETRICI

Ciottoli (%)	0.00
Ghiaia (%)	53.47
Sabbia (%)	12.59
Limo (%)	26.67
Argilla (%)	7.27
Fini (%)	33.94
D. max (mm)	41.0

ALTRI PARAMETRI

D ₉₀ (mm)	36.741
D ₆₀ (mm)	16.148
D ₅₀ (mm)	7.222
D ₃₀ (mm)	0.053
D ₁₀ (mm)	0.004
C _c	0.04
C _u	3811.06

GHIAIA E SABBIA

Forma : angolare
 Durezza : dura e resistente

Note:

SETACCIATURA

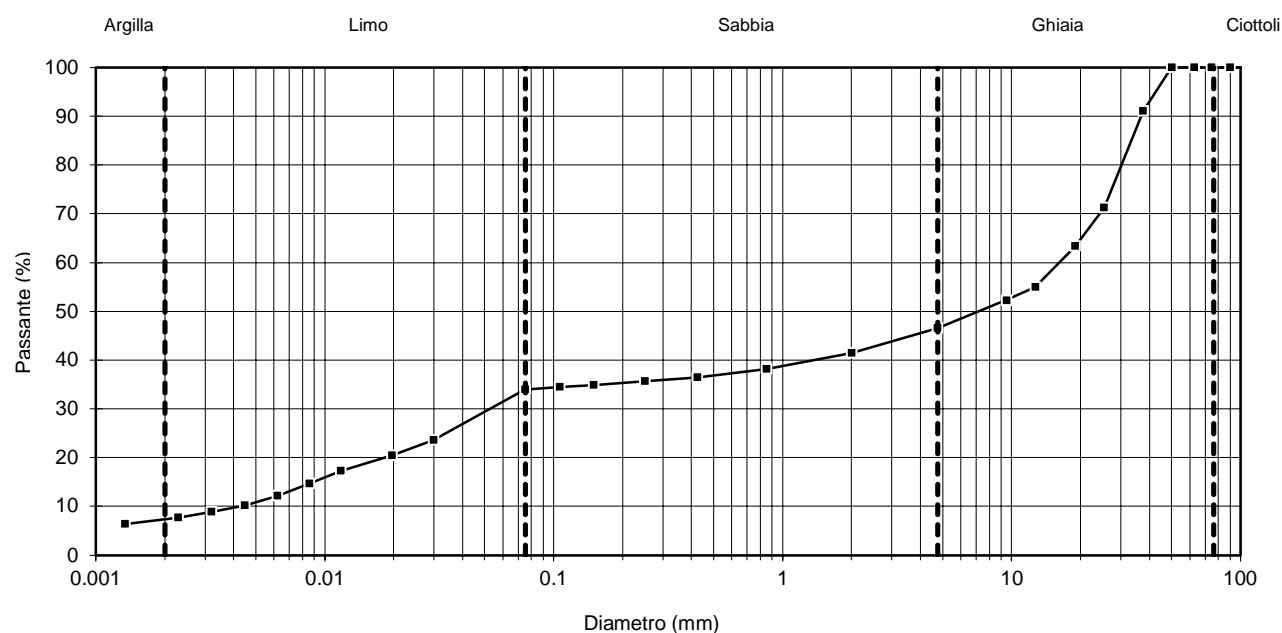
D (mm)	Pass (%)
125.00	100.00
90.00	100.00
75.00	100.00
63.00	100.00
50.00	100.00
37.50	91.04
25.40	71.22
19.00	63.40
12.70	54.98

SETACCIATURA

D (mm)	Pass (%)
9.50	52.27
4.75	46.53
2.00	41.48
0.85	38.18
0.425	36.48
0.250	35.64
0.150	34.89
0.106	34.43
0.075	33.94

SEDIMENTAZIONE

D (mm)	Pass (%)
0.0299	23.61
0.0197	20.42
0.0118	17.23
0.0086	14.68
0.0062	12.12
0.0045	10.21
0.0032	8.93
0.0023	7.66
0.0013	6.38



Direttore Laboratorio : Dott. Geol. Paolo Brasey
 Sperimentatore : Pietro Pisano



02015

PROVA DI TAGLIO DIRETTO - ASTM D3080-23*

Test eseguito in scatola di Casagrande, con provino immerso, a sezione circolare

#Cliente :	Città Metropolitana di Genova	
#Località :	S.P.3 di Creto Loc. Aggio - Genova (GE)	
#Sondaggio :	S1	
#Campione :	CR1	
#Profondità (m) :	2.80	Data Ricevimento : 13/01/2026
Tipo del campione :	disturbato	Data Inizio Prova : 21/01/2026
Descrizione :	Ghiaia argillosa con sabbia	Data Fine Prova : 26/01/2026

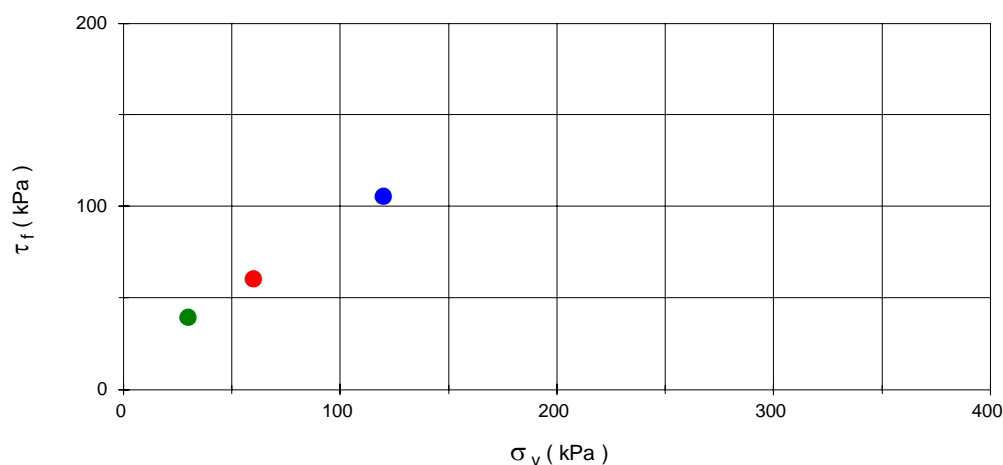
CONDIZIONI INIZIALI

		Provino 1	Provino 2	Provino 3
H	(cm)	2.02	2.02	2.02
D	(cm)	6.00	6.00	6.00
γ_t	(kN/m ³)	19.97	19.67	19.66
W_i	(%)	13.2	13.2	13.2
γ_d	(kN/m ³)	17.64	17.38	17.37
G_s	(-) (stimato)	2.70	2.70	2.70
metodo preparazione provino		Ricostruito	Ricostruito	Ricostruito
Orientazione del provino nel campione		Coassiale	Coassiale	Coassiale

FASE DI TAGLIO

		Provino 1	Provino 2	Provino 3
Velocità di avanzamento	(mm/min)	0.006	0.006	0.006
σ_v	(kPa)	30	60	120
ΔH_c	(mm)	0.80	0.90	1.29
ΔH_f	(mm)	0.03	0.22	0.77
d_h	(mm)	2.94	5.72	7.67
τ_f	(kPa)	39.1	59.9	105.1
W_f	(%)	16.4	16.2	13.7
γ_{df}	(kN/m ³)	18.35	18.43	19.34

Criterio di rottura considerato Massimo sforzo Massimo sforzo Massimo sforzo



Direttore Laboratorio : Dott. Geol. Paolo Brasey

Operatore :

Ing. Sneha Madathiparambil Paul



02015

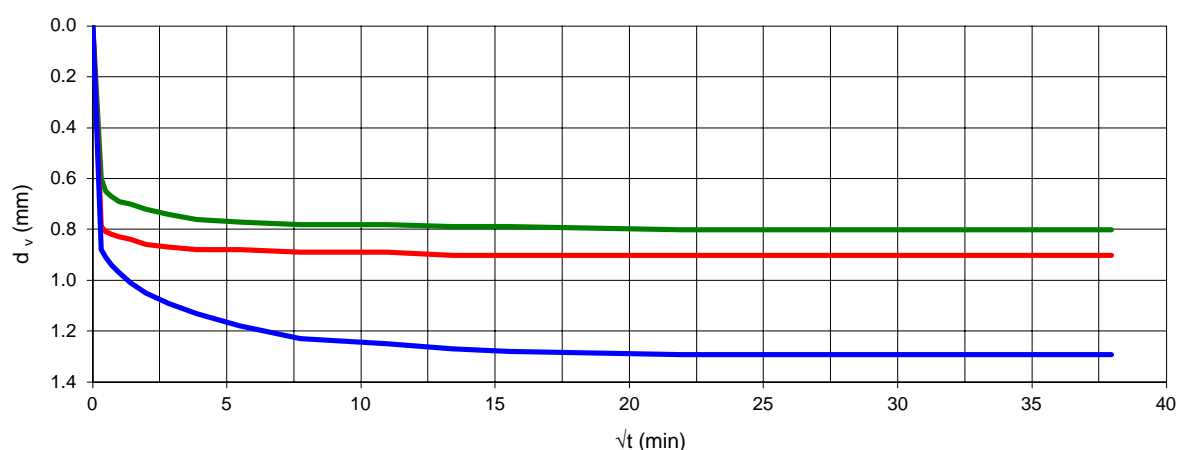
PROVA DI TAGLIO DIRETTO - ASTM D3080-23*

Test eseguito in scatola di Casagrande, con provino immerso, a sezione circolare

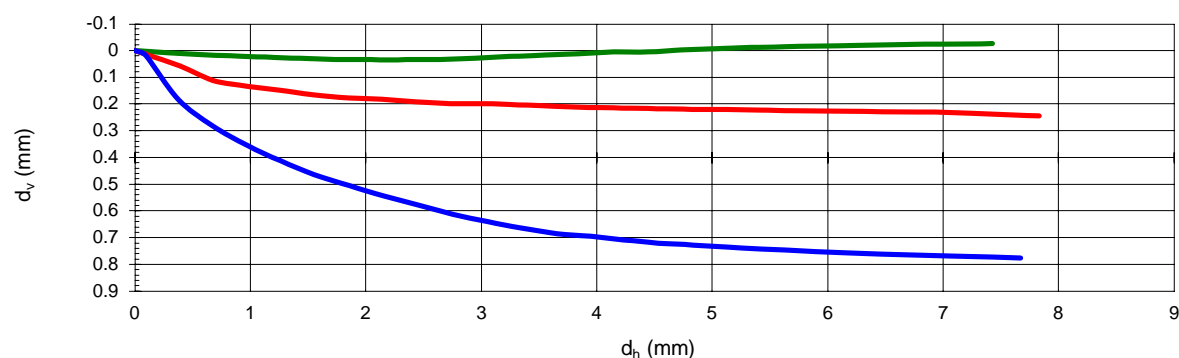
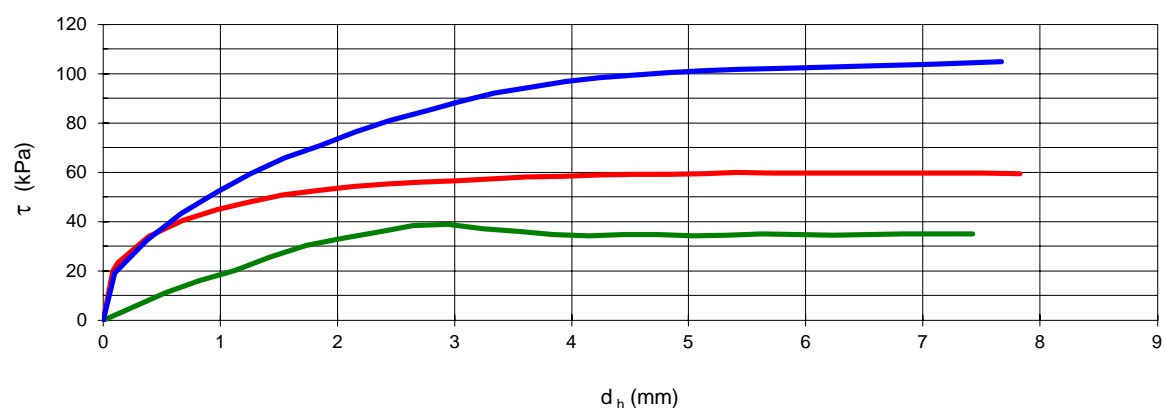
#Cliente : Città Metropolitana di Genova
 #Località : S.P.3 di Creto Loc. Aggio - Genova (GE)
 #Campione : S1-CR1
 #Profondità (m) : 2.80

Provino 1
 Provino 2
 Provino 3

FASE DI CONSOLIDAZIONE



FASE DI TAGLIO



Direttore Laboratorio : Dott. Geol. Paolo Brasey

Operatore : Ing. Sneha Madathiparambil Paul



02015

RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE UNIASSIALE SU ROCCIA ASTM D7012-23 - METHOD C*

Cliente :	Città Metropolitana di Genova	
Località :	S.P.3 di Creto Loc. Aggio - Genova (GE)	
N. Progetto :	26002	
Id. Campione :	S1_CL1	
Profondità (m) :	13.4	
Tipo Campione :	Spezzone di carota	Data Ricevimento : 13/01/2026
Descrizione :	Calcere marnoso	Data Test : 21/01/2026

CARATTERISTICHE FISICHE

Diametro	(cm)	7.87
Altezza	(cm)	15.55
Peso di volume	(kN/m ³)	25.92

NOTE:

Il provino non soddisfa il rapporto minimo lunghezza/diametro richiesto da standard per carenza di materiale. Il risultati possono differire da quelli ottenuti da un provino che soddisfi tali requisiti.

Condizioni di umidità iniziali : Come da ricevimento

ROTTURA

Velocità di appl. carico	(MPa/s)	0.44
Tempo di rottura	(min)	1.5
Temperatura	(°C)	20.5
Carico	(kN)	198.20

NOTE:

Direzione di applicazione carico rispetto ad eventuali discontinuità: indifferente

σ_u	(MPa)	40.7
------------	-------	------

Provino intatto



Provino dopo compressione



Direttore Tecnico : Dott. Geol. Paolo Brasey

Sperimentatore : Dott. Geol. Niccolò Gambuti



Sede Operativa Via al Santuario di N.S. della Guardia, 49A Rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento, 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889

F> +39 010 2517028

E> info@m3dsrl.com

PEC> m3d@pec.it

5 CERTIFICATO ANALISI CHIMICHE DI LABORATORIO

N° allegato

M3D111_25

13_01_2025

-

Luca MALDOTTI

CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

codice

data

scala

redatto

committente

P.IVA-C.F.-N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00 i.v.

Spett.
M3D COSTRUZIONI SPECIALI Srl
Via Trento, 4/2
16013 CAMPO LIGURE (GE)

**Rapporto di prova n°: 26IR00199
del 26/01/2026**

DATI CAMPIONE

Data accettazione campione: 13/01/2026

Matrice campione: Rifiuto

Denominazione campione: ⁽²⁾ S1 AMB1 (0,00-0,20 m) - Asfalto - Campionamento del 13/01/2026 - EER 17
03 02 - Cedimenti SP13 Loc Aggio Km 3+700 - 3+800 - Produttore: Città
Metropolitana Genova

Campionamento a cura di: Cliente

Aspetto	solido
Colore	marrone
Odore	inodore
Data inizio prove	13/01/2026
Data fine prove	21/01/2026

Allegati: 1



segue Rapporto di prova n°: **26IR00199** del **26/01/2026**

Risultati analitici

Parametro <i>Metodo</i>	U.M.	Risultato	Incertezza (*)	Limite1	Limite2	Data inizio Data fine
*Stato fisico		solido non polverulento				13/01/2026 14/01/2026
Residuo a 105°C <i>UNI EN 14346:2007 Met.A</i>	% m/m	99,3	±0,3			13/01/2026 14/01/2026
Idrocarburi policiclici aromatici		-				13/01/2026 15/01/2026
*Naftalene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200		2500		13/01/2026 15/01/2026
*Acenaftilene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Acenaftene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Fluorene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Fenantrene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Antracene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Fluorantene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Pirene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Crisene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200		1000		13/01/2026 15/01/2026
*Benzo(a)antracene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200		250		13/01/2026 15/01/2026
*Benzo(b+j)fluorantene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200		1000		13/01/2026 15/01/2026
*Benzo(k)fluorantene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200		1000		13/01/2026 15/01/2026
*Benzo(e)pirene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Perilene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Benzo(a)pirene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200		50		13/01/2026 15/01/2026
*Indeno(1,2,3-cd)pirene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Dibenzo(a,h)antracene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200		100		13/01/2026 15/01/2026
*Benzo(g,h,i)perilene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Dibenzo(a,l)pirene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Dibenzo(a,e)pirene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Dibenzo(a,h)pirene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026
*Dibenzo(a,i)pirene <i>EPA 3540C 1996 + EPA 8270E 2018</i>	mg/kg	< 0,200				13/01/2026 15/01/2026

Test di cessione in acqua deionizzata DM 05/02/98



seque Rapporto di prova n°: **26IR00199** del **26/01/2026**

Parametro	U.M.	Risultato	Incertezza (*)	Limite1	Limite2	Data inizio Data fine
Metodo						
Residuo secco a 105° ISO 11465:1993	% m/m	99,3	±0,3			13/01/2026 14/01/2026
Massa campione di laboratorio	Kg	2,1				13/01/2026 14/01/2026
Frazione maggiore di 4 mm	%	100				13/01/2026 14/01/2026
Frazione di materiale non macinabile	%	0				13/01/2026 14/01/2026
Metodo di riduzione delle dimensioni		macinazione				13/01/2026 14/01/2026
Massa grezza della porzione di prova	Kg	0,0906				13/01/2026 14/01/2026
Rapporto del contenuto di umidità	%	0,7				13/01/2026 14/01/2026
Volume dell'agente lisciviante	l	0,899				13/01/2026 14/01/2026
Temperatura durante attività lisciviazione	°C	25,0				13/01/2026 14/01/2026
Metodo di separazione solido - liquido		filtrazione				13/01/2026 14/01/2026
pH finale UNI EN 12457-2:2004 + UNI ISO 10523:2012	upH	9,63	±0,09		5,5÷12	13/01/2026 15/01/2026
*Temperatura UNI EN 12457-2:2004 + APAT CNR IRSRA 2100 Man 29 2003	°C	22,9				13/01/2026 15/01/2026
Conducibilità UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN 27888	µS/cm	156				13/01/2026 15/01/2026
COD UNI EN 12457-2:2004 + ISO 15705:2002(E)	mg/l	< 1			30	13/01/2026 15/01/2026
Arsenico UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	0,2	±0,1		50	13/01/2026 16/01/2026
Bario UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	mg/l	< 0,005			1	13/01/2026 16/01/2026
Berillio UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	< 0,1			10	13/01/2026 16/01/2026
Cadmio UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	< 0,1			5	13/01/2026 16/01/2026
Cobalto UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	< 1			250	13/01/2026 16/01/2026
Cromo totale UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	< 1			50	13/01/2026 16/01/2026
Mercurio UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	< 0,1			1	13/01/2026 16/01/2026
Nichel UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	1			10	13/01/2026 16/01/2026
Piombo UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	< 0,1			50	13/01/2026 16/01/2026
Rame UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	mg/l	< 0,001			0,05	13/01/2026 16/01/2026
Selenio UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	< 0,5			10	13/01/2026 16/01/2026
Vanadio UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	µg/l	< 5			250	13/01/2026 16/01/2026
Zinco UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 17294-2:2023	mg/l	< 0,005			3	13/01/2026 16/01/2026

segue Rapporto di prova n°: **26IR00199** del **26/01/2026**

Parametro <i>Metodo</i>	U.M.	Risultato	Incertezza (*)	Limite1	Limite2	Data inizio Data fine
Cianuri liberi <i>UNI EN 12457-2:2004 + ISO 6703-2:1984</i>	µg/l	< 5				13/01/2026 21/01/2026
Cloruri <i>UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 10304-1:2009</i>	mg/l	1,07	±0,29		100	13/01/2026 15/01/2026
Fluoruri <i>UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 10304-1:2009</i>	mg/l	< 0,075			1,5	13/01/2026 15/01/2026
Solfati <i>UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 10304-1:2009</i>	mg/l	22,4	±8,6		250	13/01/2026 15/01/2026
Nitrati <i>UNI EN 12457-2:2004 + UNI EN ISO 10304-1:2009</i>	mg/l	< 1			50	13/01/2026 15/01/2026
*Amianto <i>UNI EN 12457-2:2004 + DM 06/09/94 SO GGUU n° 220 20/09/94 e n° 288 10/12/94 All 2 A</i>	mg/l	< 3,00			30	13/01/2026 19/01/2026

Limite1: Allegato III Reg. (UE) 1357/2014 + Allegato Reg. (UE) 997/2017 + Allegato I Reg. (UE) 2019/1021 e s.m.i.
Limite2: Decreto 05/04/06 n° 186 Allegato 3

(*) Incertezza estesa associata alla misura calcolata in riferimento alla Guida SINAL DT-0002 utilizzando un livello di probabilità pari al 95% e con un fattore di copertura K=2

(2) Dati forniti dal richiedente

I risultati sopra citati si riferiscono solamente al campione sottoposto a prova e così come ricevuto, nel caso in cui sia fornito dal cliente. Il laboratorio declina ogni responsabilità sui risultati ottenuti considerando i dati di campionamento forniti dal cliente

Nel caso in cui il campione si presenti con alterazioni tali da poter influenzare i risultati analitici ma il cliente ne chieda comunque l'analisi, il laboratorio declina ogni responsabilità

Il simbolo "<" indica "inferiore" al limite di quantificazione

Nel caso di metodi che prevedono fasi di preconcentrazione o purificazione, ove non espressamente indicato, il recupero è da intendersi compreso all'interno dei limiti di accettabilità specifici previsti dal metodo di prova o dalla normativa vigente. Se non espressamente indicato, il recupero non è stato utilizzato nei calcoli

Qualora sia presente una specifica o una norma con cui sono stati confrontati i risultati analitici, le dichiarazioni di conformità/non conformità eventualmente riportate si riferiscono ai parametri analizzati e si basano sul confronto del valore con i valori di riferimento considerando l'incertezza associata al risultato (Guida SNPA 34/2021 - Regola 1: Approccio oltre ogni ragionevole dubbio) a meno che la regola decisionale da utilizzare sia espressamente indicata nella normativa a cui si fa riferimento per la valutazione di conformità

L'eventuale riproduzione parziale del presente Rapporto di Prova deve essere autorizzata per iscritto dal Direttore Tecnico del Laboratorio

Il presente Rapporto di Prova è rilasciato in base all'Accreditamento n. 00514 concesso da ACCREDIA

Le prove i cui metodi sono contrassegnati dal simbolo (*) non rientrano nell'Accreditamento ACCREDIA di questo laboratorio

Responsabile del Laboratorio

Dott. Pellegri Alessandro
Ordine Interprovinciale dei Chimici e dei
Fisici della Liguria n°1206

Fine del rapporto di prova n° 26IR00199



Allegato 1 al Rapporto di prova n°: 26IR00199 del 26/01/2026**Giudizio di classificazione non oggetto dell'accreditamento Accredia**

Sulla base delle informazioni ricevute dal produttore, della natura del rifiuto ed ai riscontri chimico analitici, in riferimento a quanto previsto dall'Allegato III al Regolamento (UE) 1357/2014, dall'allegato al Regolamento (UE) 2020/1182, dal Regolamento (UE) 2019/1021 relativo agli Inquinanti Organici Persistenti, dall'allegato al Regolamento(UE) 997/2017 per quanto riguarda la classe di pericolo HP14 "Ecotossico", dal Decreto Direttoriale del Ministero della Transizione Ecologica 47/2021 e dalla decisione 2014/955/UE, il rifiuto viene classificato con il codice EER 17 03 02 (non pericoloso) relativo a "Miscele bituminose, diverse da quelle di cui alla voce 17 03 01".

Ai fini della corretta gestione il rifiuto è classificato speciale non pericoloso.

Dichiarazione di conformità

Visti i risultati analitici ottenuti sui parametri analizzati, si può affermare che il campione esaminato presenta caratteristiche "conformi" ai limiti di accettabilità previsti dalla Tabella dell'Allegato 3 al D.M. 05/02/98 come modificato dal Decreto 05/04/06 n. 186.

Responsabile del Laboratorio

Dott. Pellegrin Alessandro
Ordine Interprovinciale dei Chimici e
dei Fisici della Liguria n°1206



RELAZIONE DI CALCOLO_2

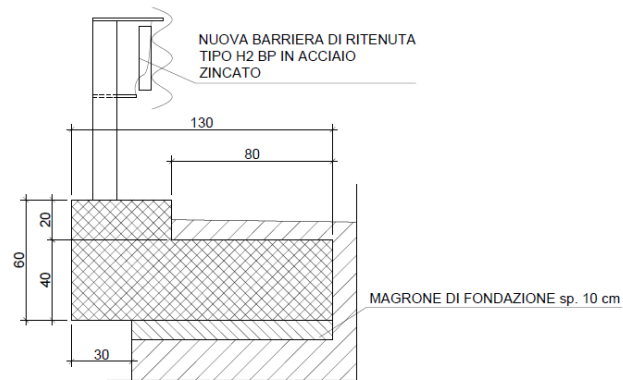
Indice

1. Relazione illustrativa	3
2. Normativa di riferimento	4
2.1. Verifica delle opere	4
2.1.1. Verifica a scorrimento	4
2.1.2. Verifica al carico limite	5
2.1.3. Verifica a ribaltamento	5
2.1.4. Verifica alla stabilità globale	6
2.1.5. Spinta del terreno	6
3. Relazione illustrativa sui materiali	9
4. Terreno e stratigrafia	10
4.1. Cordolo in c.a.	10
5. CARICHI	10
5.1. Analisi dei carichi	10
5.1.1. Carichi permanenti	10
5.1.2. Carichi variabili	11
5.1.3. Azione sismica	12
5.1.4. Spinta del terreno	12
5.2. Combinazioni di carico	12
5.2.1. Combinazioni di carico	12
5.3. Risultati verifiche geotecniche	14
5.3.1. Risultati verifiche geotecniche	14
5.4. Verifiche strutturali sezioni in c.a.	17
6. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018	21
ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI	22
1. Calcestruzzo armato	22
1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa	22
1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro	23
1.3. Acciaio per cemento armato	24
2. Valori di calcolo	25
ALLEGATO 2 – VERIFICA ANCORAGGIO	26

1. Relazione illustrativa

La presente relazione di calcolo riguarda la realizzazione di cordoli in c.a. lungo la SP 13 di Creto a varie chilometriche e relativa installazione di barriera di sicurezza H2 BP. Per il dettaglio dell'armatura si rimanda all'elaborato grafico del progetto esecutivo.

Si riporta lo schema tipo:



Le misure sono espresse in cm. La barriera si intende inghisata alla testa del cordolo.

Per la progettazione di queste opere sono state seguite le seguenti fasi:

- Calcolo dei parametri sismici
- Calcolo della spinta del terreno
- Calcolo del carico limite del terreno di fondazione
- Calcolo delle azioni agenti sulla struttura
- Analisi delle diverse combinazioni di calcolo
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della sezione in c.a.

2. Normativa di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Legge nr. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 9 Gennaio 1996: Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche:
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

2.1. Verifica delle opere

Si riportano di seguito le verifiche eseguite sulle opere a progetto, eseguite in accordo con le normative sopra riportate.

2.1.1. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il cordolo deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

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

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

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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

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

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

2.1.2. Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal cordolo sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione
γ	peso di volume del terreno in fondazione
B	larghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

2.1.3. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare la struttura (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il cordolo (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un

determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso della struttura (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il cordolo che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

2.1.4. Verifica alla stabilità globale

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

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del cordolo. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del cordolo. Il numero di strisce è pari a 25.

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

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

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

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

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

2.1.5. Spinta del terreno

Valori caratteristici e valori di calcolo

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

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti

i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

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

Spinta in presenza di sisma

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

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

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

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

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

3. Relazione illustrativa sui materiali

Per la realizzazione dell'opera in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo con quanto indicato nelle NTC2018.

Calcestruzzo armato

Si prevede l'impiego di calcestruzzo C25/30, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Classe di esposizione XC2 UNI EN 206-1 e classe di consistenza S4.

Acciaio in barre

Per le armature si prevede l'impiego di un acciaio in barre del tipo B450C, come definito nelle NTC2018, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

4. Terreno e stratigrafia

Si riportano di seguito le valutazioni effettuate.

4.1. Cordolo in c.a.

Sulla base delle risultanze della relazione geologica è stata impiegata la seguente stratigrafia:



Sono stati posti in input i parametri di seguito riportati.

Rilevato stradale:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 27^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

5. CARICHI

Si riportano di seguito le valutazioni e i calcoli effettuati.

5.1. Analisi dei carichi

Si riportano di seguito i carichi considerati nella progettazione della struttura.

5.1.1. Carichi permanenti

Si riportano di seguito i carichi di progetto inseriti in input:

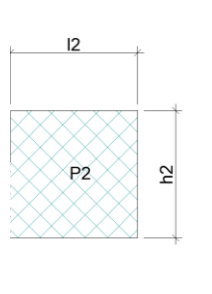
Carichi permanenti strutturali (G1)

Peso proprio della struttura (G1) (ρ cls: 25 kN/mc):

computato da software di calcolo

Spinta del terreno:

computata dal software di calcolo



$$l_2 = 0,30 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,60 \text{ m}$$

È stato posto in input il peso e il momento corrispondente della porzione a sbalzo:

$$P_{sbalzo} = P_2 = \rho l_2 h_2 = 25 \cdot 0,30 \cdot 0,60 = 4,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{sbalzo} = P_2 b_2 = 4,50 \cdot 0,15 = 0,7 \text{ kNm/m}$$

Carichi permanenti portati compiutamente definiti (G2):

Barriera: 0,35 kN/m

È stato considerato inoltre il momento dovuto alla presenza della barriera sullo sbalzo:

$$P_{barr} = 0,35 \text{ kN/m}$$

$$M_{barr} = P_{barr} b_{barr} = 0,35 \cdot 0,15 = 0,05 \text{ kNm/m}$$

5.1.2. Carichi variabili

Sono state prese in considerazione due condizioni di carico:

Condizione 1- Carico uniformemente distribuito

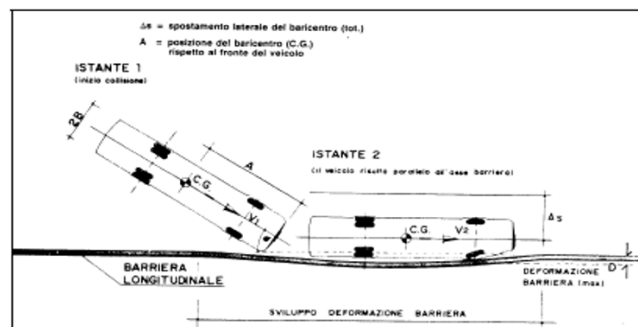
Si considera un carico distribuito uniformemente sul terreno a tergo del cordolo/muro, in assenza di urto:

$$q_1 = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

Condizione 2 – Urto

Si considera l'azione derivante dall'urto di un mezzo di massa pari a 30 ton che impatta sulla barriera di protezione alla velocità di 35 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile; la forza dell'urto è valutabile secondo la formula sotto riportata:

$$F = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b \cdot (\cos \alpha - 1) + s]}$$



Modello di funzionamento del binomio veicolo-barriera durante l'urto

Da cui:

$$F = 155,66 \text{ kN}$$

Si considera che tale azione sia posta ad un'altezza pari a 0,50 m da piano viario e che agisca sul sistema rigido cordolo+barriera per uno sviluppo di 13 m, pertanto per ogni metro lineare di struttura si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{urto} = 11,97 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 5,98 \text{ kNm/m}$$

In questa condizione di carico si considera la presenza di un carico derivante dallo schema di carico 2 (un asse pari a 400 kN), ipotizzata distribuita per una lunghezza pari a 13 m, posto una distanza di 0,30 m dalla testa del cordolo:

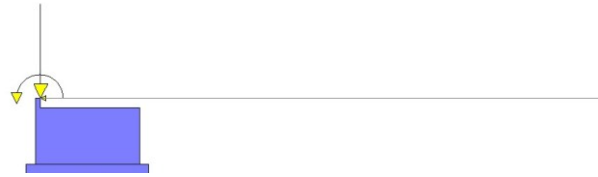
$$F_{SC2} = \frac{400}{13} = 31 \text{ kN/m}$$

Le azioni sopra riportate sono state poste in input nella modellazione considerando la presenza dello sbalzo:

azione orizzontale: $H_{urto} = F_{urto} = 11,97 \text{ kN/m}$

azione verticale: $V_{urto} = F_{SC2} = 31 \text{ kN/m}$

momento flettente: $M_{urto_{tot}} = M_{urto} = 5,98 \text{ kNm/m}$



Infine si pone in evidenza che l'azione dell'urto è studiata come azione eccezionale.

5.1.3. Azione sismica

Si riportano di seguito i parametri sismici impiegati:

Comune	Genova
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Latitudine	44.407062
Longitudine	8.933989
Indice punti di interpolazione	16918 - 16696 - 16695 - 16917
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.668	0.293
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.068	0.030
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.536	2.527
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.288	0.207
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	3.729	1.864
Ultimo - Ribaltamento	0.570	5.593	2.797
Esercizio	0.470	2.022	1.011

Nel calcolo non è stato portato in conto il sisma verticale

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico.**

5.1.4. Spinta del terreno

Si rimanda ai paragrafi precedenti.

5.2. Combinazioni di carico

In accordo con quanto indicato dalla NTC2018 sono state studiate le combinazioni di carico di seguito riportate.

5.2.1 Combinazioni di carico.

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - EQU (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

5.3. Risultati verifiche geotecniche

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche geotecniche.

5.3.1 Risultati verifiche geotecniche*Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati***Simbologia adottata**

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{OLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{OLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		5.076		6.079			
2 - STR (A1-M1-R3)	H	4.067		7.912			
3 - STR (A1-M1-R3)		1.830		2.149			
4 - STR (A1-M1-R3)		5.535		5.754			
5 - STR (A1-M1-R3)		5.179		6.044			
6 - STR (A1-M1-R3)		5.432		5.788			
7 - STR (A1-M1-R3)		2.007		2.249			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.870		2.183			
9 - STR (A1-M1-R3)		1.968		2.223			
10 - GEO (A2-M2-R2)					1.150		

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
11 - GEO (A2-M2-R2)	H				1.484		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.304		
13 - EQU (A1-M1-R3)			15.931				
14 - EQU (A1-M1-R3)	H		9.912				
15 - EQU (A1-M1-R3)			2.435				
16 - ECC		2.027	3.132	2.244	1.479		

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	25.31	0.00	0.00	--	--	25.31	4.99	5.076
2 - STR (A1-M1-R3) H	15.74	0.00	0.00	--	--	15.74	3.87	4.067
3 - STR (A1-M1-R3)	23.70	0.00	0.00	--	--	23.70	12.95	1.830
4 - STR (A1-M1-R3)	27.60	0.00	0.00	--	--	27.60	4.99	5.535
5 - STR (A1-M1-R3)	25.82	0.00	0.00	--	--	25.82	4.99	5.179
6 - STR (A1-M1-R3)	27.09	0.00	0.00	--	--	27.09	4.99	5.432
7 - STR (A1-M1-R3)	25.99	0.00	0.00	--	--	25.99	12.95	2.007
8 - STR (A1-M1-R3)	24.21	0.00	0.00	--	--	24.21	12.95	1.870
9 - STR (A1-M1-R3)	25.47	0.00	0.00	--	--	25.47	12.95	1.968
16 - ECC	29.07	0.00	0.00	--	--	29.07	14.34	2.027

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	58.69	356.77	254.83	6.079
2 - STR (A1-M1-R3) H	36.49	288.69	240.58	7.912
3 - STR (A1-M1-R3)	54.95	118.10	84.35	2.149
4 - STR (A1-M1-R3)	64.00	368.26	263.04	5.754
5 - STR (A1-M1-R3)	59.88	361.89	258.49	6.044
6 - STR (A1-M1-R3)	62.81	363.56	259.68	5.788
7 - STR (A1-M1-R3)	60.25	135.54	96.82	2.249
8 - STR (A1-M1-R3)	56.14	122.55	87.54	2.183
9 - STR (A1-M1-R3)	59.07	131.30	93.79	2.223
16 - ECC	67.40	151.21	108.01	2.244

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_y N_y$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]
Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).	

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	46.124 33.296 37.152	0.895 0.895 0.742	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.851	1.000
2	46.124	0.870	1.000	--	--	--	--	--	--	0.747	1.000

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
	33.296	0.870	1.000	--	--	--	--				
	37.152	0.684	1.000	--	--	--	--				
3	46.124	0.727	1.000	--	--	--	--	--	--	0.542	1.000
	33.296	0.727	1.000	--	--	--	--				
	37.152	0.386	1.000	--	--	--	--				
4	46.124	0.903	1.000	--	--	--	--	--	--	0.856	1.000
	33.296	0.903	1.000	--	--	--	--				
	37.152	0.762	1.000	--	--	--	--				
5	46.124	0.897	1.000	--	--	--	--	--	--	0.858	1.000
	33.296	0.897	1.000	--	--	--	--				
	37.152	0.746	1.000	--	--	--	--				
6	46.124	0.902	1.000	--	--	--	--	--	--	0.849	1.000
	33.296	0.902	1.000	--	--	--	--				
	37.152	0.757	1.000	--	--	--	--				
7	46.124	0.749	1.000	--	--	--	--	--	--	0.562	1.000
	33.296	0.749	1.000	--	--	--	--				
	37.152	0.427	1.000	--	--	--	--				
8	46.124	0.732	1.000	--	--	--	--	--	--	0.548	1.000
	33.296	0.732	1.000	--	--	--	--				
	37.152	0.396	1.000	--	--	--	--				
9	46.124	0.744	1.000	--	--	--	--	--	--	0.555	1.000
	33.296	0.744	1.000	--	--	--	--				
	37.152	0.418	1.000	--	--	--	--				
16	46.124	0.751	1.000	--	--	--	--	--	--	0.620	1.000
	33.296	0.751	1.000	--	--	--	--				
	37.152	0.431	1.000	--	--	--	--				

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
2	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
3	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
4	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
5	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
6	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
7	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
8	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
9	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0
16	0.00	1.30	1.25	18.00	35.00	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
13 - EQU (A1-M1-R3)	38.90	2.44	15.931
14 - EQU (A1-M1-R3) H	22.75	2.29	9.912
15 - EQU (A1-M1-R3)	35.14	14.43	2.435
16 - ECC	45.82	14.63	3.132

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
10 - GEO (A2-M2-R2)	-2.00; 3.00	4.76	1.150
11 - GEO (A2-M2-R2) H	-2.00; 3.00	4.76	1.484
12 - GEO (A2-M2-R2)	-3.00; 4.00	6.17	1.304
16 - ECC	-1.50; 1.50	3.35	1.479

5.4. Verifiche strutturali sezioni in c.a.

Verifica a flessione

Di seguito si riportano le verifiche eseguite alla base della barriera di sicurezza, considerando la condizione eccezionale che causa la sollecitazione massima.

Si ha quindi alla base della barriera un momento pari a:

$$M_{Ed} = M_{urto} = 6 \text{ kNm}$$

Si riporta pertanto le verifiche della sezione 100x50 cm armata con 4+4 Ø14:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	5
2	6.16	45

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 110.8 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 40.49 ‰
 d 45 cm
 x 3.58 x/d 0.07956
 δ 0.7

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

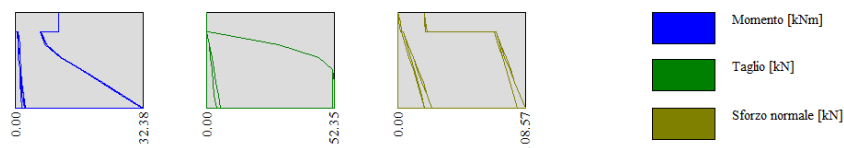
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

Calcolo momento resistente.

Il momento agente risulta inferiore al momento resistente, per cui la sezione è verificata.

Verifica a taglio



Involuppo sollecitazioni

La sezione è quindi verificata come sezione di dimensioni 40x130 cm soggetta alle seguenti azioni:

Momento torcente:	$M_T = 32 \text{ kNm}$
Taglio orizzontale:	$V_x = 52 \text{ kN}$
Taglio verticale:	$V_y = 109 \text{ kN}$

Si riporta la verifica della sezione eseguita con l'ausilio del software SAX, così modellata, a favore di sicurezza:

Sezione:	130x40 cm
Ferri longitudinali:	6Φ14
Staffe a taglio:	Φ14/50
Staffe a torsione:	Φ14/50
Totale staffe:	Φ14/25

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a *taglio trazione* si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a *taglio compressione* si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{(\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$TRd \geq TEd$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$TRcd = 2 A t f'_{cd} \frac{ctg \theta}{1 + ctg^2 \theta}$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico.

Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A \frac{A_s}{s} f_{yd} ctg \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \frac{\sum A_l}{u_m} f_{yd} / ctg \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- $\sum A_l$ area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq ctg \theta \leq 2,5$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

Risultati taglio**Simbologia adottata**

N°	indice della combinazione					
Dir	Direzione di azione del taglio					
V_{Rd}	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]					
V_{Rcd}	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]					
V_{Rsd}	resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]					
nb	Numero bracci staffe					

Diametro e passo staffe, riportate nell'ultima colonna, sono i più cautelativi ottenuti dalla verifica a taglio nelle due direzioni.

N°	Dir	T	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}	nb	Diametro e passo staffe
1	X	46,5700	--	2381,0625	271,0648	2	φ14,00 - 50,00 [cm]
1	Y	64,2500	--	2269,9462	119,2685	2	φ14,00 - 50,00 [cm]

Involuppo verifiche a taglio**Simbologia adottata**

Dir.	Direzione di verifica
Ved	Taglio agente espresso in [kN]
VRd	Taglio resistente espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza
Comb.	Combinazione critica

Dir.	Ved	VRd	FS	Comb.
X	46,57	271,06	5.821	1
Y	64,25	119,27	1.856	1

Risultati momento torcente

Si ha:

$$t = 20,53 \text{ cm}$$

$$A = 4321,33 \text{ cm}^2$$

$$u_m = 297,89 \text{ cm}$$

Da cui:

$$T_{Rcd} = 625,79 \text{ kNm}$$

$$T_{Rsd} = 104,07 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 104,80 \text{ kNm}$$

Quindi:

$$T_{Rd} = 104,07 \text{ kNm}$$

La sezione è pertanto verificata.

6. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

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

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

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

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	15.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Licenza	AIU5927W1

Affidabilità dei codici di calcolo

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

Modalità di presentazione dei risultati

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

Informazioni generali sull'elaborazione

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

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

ALLEGATI:

Allegato 1 – Relazione sui materiali

ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI

1. Calcestruzzo armato

Tutti i materiali da adoperare dovranno essere di ottima qualità e dovranno essere messi in opera con ogni cura.

Le **strutture in fondazione** si considerano in classe di esposizione XC2; per il calcestruzzo impiegato nei getti si prescrive un diametro massimo dell'inerte pari a 32 mm, e una classe di consistenza S4.

Controllo di accettazione (D.M. 17/01/2018 § 11.2.5 Tab. 11.2.I): tipo A

Tab. 11.2.I

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 s$ (N° prelievi ≥ 15)
Ove: R_{cm28} = resistenza media dei prelievi (N/mm ²); $R_{c,min}$ = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm ²); s = scarto quadratico medio	

1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa

Dovranno essere usati:

LEGANTI, AGGREGATI ED INERTI

Leganti per il calcestruzzo: devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità e rispondenti alla norma armonizzata UNI EN 197, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n. 595.

Aggregati per il calcestruzzo: rispondenti alle prescrizioni di cui alla UNI EN 12620 e per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Inerti naturali o di frantumazione: costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose o argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche;

Ghiaia o pietrisco: di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche della carpenteria, del getto ed all'ingombro delle armature metalliche;

ACQUA

Acqua: (conforme alle Norme UNI EN 1008/2003) limpida, priva di sali in percentuali dannose, non aggressiva e in quantità strettamente necessaria;

ADDITIVI

Additivi: devono essere conformi alla Norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali, che nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori adotterà le previste procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle NTC2018.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV. I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

1.3. Acciaio per cemento armato

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11 delle NTC2018.

Acciaio in barre B450C

L'acciaio in barre deve rispettare le seguenti caratteristiche:

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche		Requisiti	Fratte (%)
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo	f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
		$< 1,35$	
	$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12\ mm$	4 ϕ	
	$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 ϕ	
	per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 ϕ	
	per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 ϕ	

2. Valori di calcolo

Si riportano di seguito i valori caratteristici e di calcolo delle resistenze impiegati.

Calcestruzzo C25/30

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Acciaio B450C

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

ALLEGATO 2 – VERIFICA ANCORAGGIO

Si rimanda alla medesima sezione della relazione di calcolo_1