

LEGGE 191/2009 – D.G.R. N. 409 del 21/03/2022

**ACCORDO DI PROGRAMMA TRA MINISTERO DELL'AMBIENTE E DELLA TUTELA DEL TERRITORIO E DEL MARE E LA REGIONE EMILIA-ROMAGNA, IN DATA 3 NOVEMBRE 2010, FINALIZZATO ALLA PROGRAMMAZIONE E AL FINANZIAMENTO DI INTERVENTI URGENTI E PRIORITARI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO. PRESA D'ATTO DELLE MODIFICHE INTERVENTUE SU ALCUNI INTERVENTI.**

**Lavori di consolidamento e messa in sicurezza del dissesto che minaccia l'abitato di Cavola in Comune di Toano (RE).**

**Codice lavori: 08IR419/G1 (Rendis)****Importo Complessivo: € 414.000,00****CIG: \_\_\_\_\_ CUP: F77H21010750001****Coordinate WGS84: Lat. 44.405393; Long. 10.534502****PROGETTO ESECUTIVO**

<b>Allegato n. 9</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>
--------------------------	-----------------------------

**Gruppo di progettazione:**

Ing. Nicola DE SIMONE  
(Responsabile del progetto)

Dott. Geol. Giovanni BERTOLINI

Dott. Geol. Roberto SPAGNI

Ing. Maria Azzurra AMADUCCI

Ing. Rimondi TIBERIO  
(Coordinatore per la sicurezza in fase progettuale)

**Visto di validazione**

(art. 26 co. 8 D.Lgs. n. 50/2016)

**La Responsabile del Procedimento**

Dott. Ing. Federica PELLEGRINI

---

**SEDI OPERATIVE**

Via Emilia Santo Stefano, 25  
Via della Croce Rossa, 3

42121 REGGIO EMILIA  
42122 REGGIO EMILIA

Tel. 0522.407711  
Tel 0522 585911

Fax 0522.407750

---

PEC: [stpc.reggioemilia@postacert.regione.emilia-romagna.it](mailto:stpc.reggioemilia@postacert.regione.emilia-romagna.it)

E-mail: [stpc.reggioemilia@regione.emilia-romagna.it](mailto:stpc.reggioemilia@regione.emilia-romagna.it)

## Sommario

Sommario .....	1
Premessa .....	3
Descrizione delle opere .....	3
Normativa di riferimento .....	6
Opere di sostegno.....	7
<b>Caratterizzazione dell'azione sismica .....</b>	<b>11</b>
<b>Caratteri Geologici, parametri meccanici dei terreni e stabilità del pendio .....</b>	<b>13</b>
<b>Caratteristiche dei materiali .....</b>	<b>15</b>
<b>Caratteristiche geometriche dell'opera .....</b>	<b>15</b>
<b>Analisi dei carichi agenti .....</b>	<b>16</b>
<b>Criteri di analisi e risultati .....</b>	<b>18</b>
<b>Progetto e verifiche di resistenza dei pali.....</b>	<b>21</b>
<b>Indicazioni a fasi esecutive dell'intervento .....</b>	<b>23</b>
Parametri sismici .....	24
Approccio DA1-C1.....	28
Calcolo delle azioni agenti sul singolo palo .....	28
Approccio DA1-C2.....	34
Calcolo delle azioni agenti sul singolo palo .....	34
Verifiche sismiche .....	39
Calcolo azioni agenti sul singolo palo .....	39
Verifiche SLU.....	44
Verifica a pressoflessione dominio M-N.....	44
Verifica a taglio.....	45
Verifica tiranti di ancoraggio .....	46

## Premessa

Il sito d'interesse di questo progetto si trova in Comune di Toano, presso le Coordinate WGS84: LAT: 44.405393; LONG. 10.534502. Siamo all'interno del bacino definito dal Rio di Pietra Grossa e dal Rio Priolo, tributari in sinistra del Fiume Secchia e si colloca, in massima parte, sul corpo di un'estesa frana quiescente caratterizzata, nel tempo, da diffusa instabilità localizzata a causa di parziali riattivazioni lungo i fianchi e verso il piede del corpo di frana principale.

La frana di Cavola rappresenta uno degli esempi più evidenti di come le popolazioni appenniniche possano sopportare il rischio associato alle frane. Il centro abitato di Cavola sorge direttamente sul dorso del grande corpo franoso, che è lungo circa 4 chilometri. L'ampiezza del centro abitato è accresciuta progressivamente negli ultimi decenni, nonostante i numerosi eventi di riattivazione che storicamente hanno interessato questo corpo di frana e che ne hanno causato l'inclusione tra gli abitati dichiarati "da consolidare" sin dagli anni '30. L'ultima riattivazione parossistica risale agli anni 1960-64, dopodiché i numerosi interventi realizzati ne hanno rallentato la dinamica, consentendo l'ampliamento del centro abitato, che sorgeva prima di allora in minima parte sul corpo franoso. Cavola è ormai diventato uno dei centri maggiori ed evoluti dell'Appennino Reggiano, nonché sede di diverse industrie. Al momento attuale, gli abitanti di Cavola ammontano a 804 anime.

Questi i dati sulla geometria e tipo della grande frana di Cavola:

Lunghezza	4.495 m
Larghezza massima	1.290 m
Profondità massima	45 m
Volume	54 x 106 mc
Meccanismo (Cruden & Varnes, 1996)	Origine: Colata di Terra umida  Attuale movimento: Scivolamento traslativo di terra umida

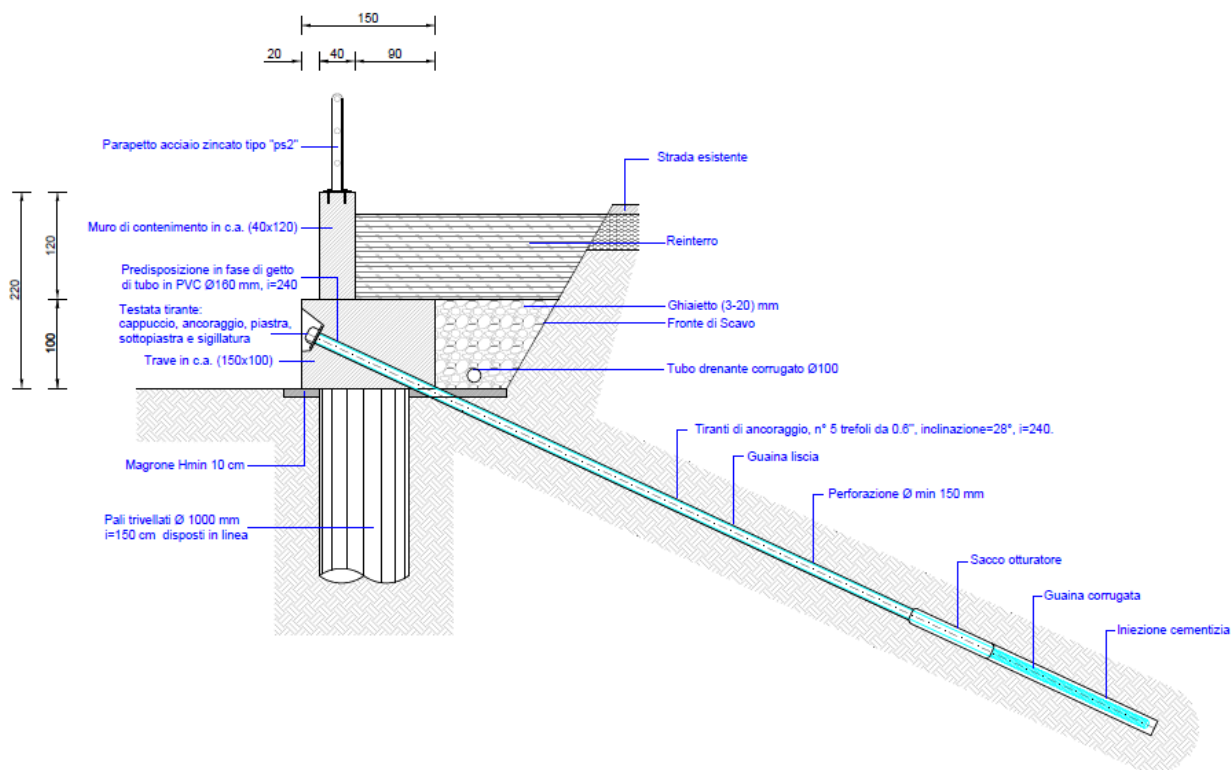
Conviene sottolineare che, nonostante i rischi evidenti e le vicende storiche note, l'abitato di Cavola fu incluso nell'anno 1938 tra gli abitati da consolidare secondo Regio Decreto Lgs 445/1908.

## Descrizione delle opere

Sulla base dei dati rilevati ed esposti, si ritiene che la strategia progettuale più proficua, in termini costi/benefici, sia orientata verso la realizzazione di una opera strutturale di contenimento, quale: paratia di pali trivellati di grande diametro, collegati in testa da travi in c.a. dotata di tiranti d'ancoraggio e sovrastanti muro in c.a. per il sostegno del terreno.

I pali dell'opera dovranno innestarsi per una sufficiente lunghezza entro le rocce del substrato.

In particolare, la struttura di contenimento, lunga 63.00 m, sarà costituita da una paratia di 42 pali trivellati di grande diametro (1000 mm), disposti in linea, con interasse di 1,5 m e profondità 20,30 m; trave di coronamento in c.a. (150x100 cm) e 21 tiranti d'ancoraggio, costituiti da 5 trefoli da 0.6", con portata di 75 tonnellate, posti a coppie ad interasse di 3,00 m, con lunghezza totale di 33,00 m (di cui 17,00 di fondazione) e inclinazione sull'orizzontale di 28°/30°. Sull'estradosso della trave di collegamento dei pali trivellati verrà realizzato un muro di sostegno, sempre in c.a. (40x120 cm). I dettagli tecnici e planimetrici dell'intervento sono presentati nelle apposite tavole allegate al progetto.



SEZIONE TRASVERSALE PARATIA TIRANTATA 1:50

Figura 1 - Planimetria e dettaglio delle opere di progetto

Interventi di natura e con geometrie analoghe hanno sempre soddisfatto le aspettative in diversi altri casi su cui il servizio è intervenuto nel corso degli ultimi decenni.

La realizzazione dell'intervento strutturale si è reso indispensabile in quanto gli spessori del versante interessato dal movimento principale (3,00 m dal p.c. in corrispondenza della paratia) non consentono di realizzare opere tradizionali.

La realizzazione dell'intervento strutturale si è reso indispensabile per i seguenti principali motivi:

1. gli spessori del corpo di frana interessati dal movimento principale non consentono di realizzare opere tradizionali;
2. è necessario sezionare la frana in più segmenti onde separare il settore di valle dagli apporti di materiale, acque e spinte provenienti da monte;
3. è indispensabile contrastare direttamente le forti spinte provenienti da monte attraverso tutte le risorse di resistenza che può mobilitare una paratia (pali, forma, tiranti);

Per il drenaggio delle acque più prossime alla struttura di contenimento è prevista, nella parte emergente la paratia (trave di fondazione), l'esecuzione di un drenaggio di tipo tradizionale disposto trasversalmente a tergo della trave/muro.

Le previste opere drenanti (tradizionali) avranno una duplice funzione:

- captazione diretta dell'acqua di falda e smaltimento rapido delle acque superficiali nella parte della frana interessata dai lavori;
- effetto drenante in senso stretto, con creazione di pressioni interstiziali negative (e quindi stabilizzanti), su parte del corpo di frana.

L'intervento si completerà con: opere accessorie; riprofilatura del versante; sistemazioni morfologiche. Infine, si procederà con il ripristino dello stato dei luoghi.

I dettagli costruttivi e le planimetrie delle opere sono rappresentati con dovizia di particolari nelle apposte tavole specialistiche.

## Normativa di riferimento

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 e ss.mm. – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica;
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ss.mm. - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per la costruzione con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e ss.mm.;
- D.M. delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

## Opere di sostegno

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto. Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

### Opere e sistemi geotecnici

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale. L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare quei fattori che ne influenzino significativamente il comportamento.

È comunque necessario portare in conto i seguenti aspetti:

- *effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;*
- *comportamento anelastico e non lineare del terreno;*
- *effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;*
- *condizioni di drenaggio;*
- *influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.*

È ammesso l'uso dei metodi pseudostatici, come specificato nei punti §§ 7.11.6.2.1 e 7.11.6.3.1 delle NTC 2018.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Devono essere considerati almeno gli stati limite ultimi di cui ai §§ 6.5.3.1.1, 6.5.3.1.2 e 6.6.2 delle NTC 2018.

### Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la

compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. È necessario inoltre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$R_d \geq E_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e la resistenza  $E_d$  sono espressi in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le **azioni** (A1 e A2), per i **parametri geotecnici** (M1 e M2) e per le **resistenze** (R1, R2 e R3).

#### PARATIE (§ 6.5.3.1.2)



Per le paratie la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi (paratie a sbalzo) e da eventuali ancoraggi e puntoni (paratie ancorate).

In generale gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le opere (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (STR).

Sono stati considerati i seguenti stati limite ultimi:

*SLU di tipo geotecnico (GEO)*

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- sfilamento per uno o più ancoraggi;

*SLU di tipo strutturale (STR)*

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi.

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

Combinazione 1:  $(A1 + M1 + R1)$

Combinazione 2:  $(A2 + M2 + R1)$

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.5.I delle NTC 2018 (fig. 3) con il seguente significato:

A (azioni);

M (materiali);

R (resistenza globale del sistema).

Osservando che il coefficiente  $R1$  è uguale all'unità, la Combinazione 1 risulta  $(A1 + M1)$  e la Combinazione 2  $(A2 + M2)$ .

Tuttavia, secondo le NTC 2008 la Combinazione 1 dovrebbe essere rilevante per le verifiche strutturali, la Combinazione 2 per quelle geotecniche (§ C 6.5.3.1.2).

Pertanto, gli stati limite ultimi di tipo strutturale (STR) sono stati valutati applicando alle azioni i coefficienti parziali della famiglia A1 e considerando i parametri geotecnici con i loro valori caratteristici ( $M1 = 1$ ), mentre gli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) sono stati valutati applicando alle azioni i coefficienti parziali della famiglia A2 e dividendo i parametri geotecnici per i coefficienti parziali della famiglia M2 ( $M2 \geq 1$ ).

Anche l'analisi sismica delle paratie si esegue con l'Approccio 1, ma con alcune modifiche relative ai coefficienti parziali da usare.

In particolare (§ C 7.11.6.3) per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno (GEO), si utilizza la Combinazione 2: le variazioni di spinta prodotte dalle azioni sismiche si calcolano con i coefficienti parziali M2, mentre i parametri A2 devono essere posti uguali ad uno.

Per l'analisi di stati limite per il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (STR), si adopera la combinazione 1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti uguali a 1.

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.5.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

### Caratterizzazione dell'azione sismica

Nell'analisi pseudo-statica prevista nel DM 2018, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontale ( $k_h$ ) e verticale ( $k_v$ ) che interessano tutte le masse sono funzione di  $a_{max}$ , l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito. Questa a sua volta è data dal valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $a_g$  moltiplicata per un coefficiente  $S_s$ , dipendente dalle caratteristiche stratigrafiche dei terreni, e un coefficiente  $S_r$  in funzione delle caratteristiche topografiche.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle NTC2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate

probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4 delle NTC 2018.

Al tipo di opera in progetto sono associati i seguenti dati:

- *Classe d'uso: 2*

- *Vita Nominale: 50 anni*

- *Coefficiente d'uso: 1.0*

- *Vita di riferimento: 50 anni*

- *Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 10% (SLV) Periodo di ritorno: 475 (anni);*

Quindi a partire dai valori di  $a_g$  presenti in corrispondenza dei quattro vertici del reticolo (reticolo di riferimento) in cui il territorio italiano è stato schematizzato, è possibile calcolare con una semplice interpolazione i valori necessari per la determinazione delle azioni sismiche per il sito considerato.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

La componente orizzontale  $a_h$  dell'accelerazione in mancanza di studi specifici, può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,  $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e  $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre l'accelerazione verticale  $a_v = 0$ .

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove  $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2, ed  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente  $\alpha$  può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2 delle NTC del 2018.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi  $\alpha = 1$ .

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3 delle NTC del 2018, in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per  $u_s = 0$  è  $\beta = 1$ . Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \times H$$

Se  $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$  deve assumersi  $k_h = 0,2 \times a_{\max}/g$ .

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

È necessario verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

Per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete  $\delta > \varphi'/2$ , ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

### **Caratteri Geologici, parametri meccanici dei terreni e stabilità del pendio**

Il comportamento geomeccanico di un grande corpo di frana, originatosi per colata e odiernamente riattivato per scivolamento di masse, è usualmente governato dalla componente argillosa che, tra l'altro, include i clasti più grandi come una matrice. Le caratteristiche geomeccaniche significative di tale matrice potrebbero essere misurate mediante prove di laboratorio solo se fossimo in grado di ottenere campioni precisamente rappresentativi della superficie di rottura nel momento del movimento. E anche se fosse possibile, non si riuscirebbe ad evitare l'alea dovuta all'estrema "punualità" di un singolo o più campioni. E' infatti arbitrario attendersi che due o tre campioni possano rappresentare le caratteristiche di una vasta superficie di rottura.

Table 2. Shear strength characteristics of some formations affected by the landslides reactivated in the 1994-1999 period.

Land-slide no.	Name of landslide	Geological formations prevailing in landslide bodies and/or surrounding them	Lithological and/or structural complexity (Esu, 1977)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi_r$ (°)	$c'_r$ (kPa)	Back-analysis $\varphi'$ mob. (°)
1	Marano	Argille a Palombini Argille variegata	B <sub>3</sub> , B <sub>3</sub> A <sub>2</sub> , B <sub>2</sub> , B <sub>3</sub>	27÷28 18.3÷19.3	0÷3.2 11.5÷30.5	16.4÷18.7 10.9÷12.9	2.8÷8 11.8÷15.5	n.d.
2	San Benedetto	Mt. Venere Formation	B <sub>1</sub> , B <sub>2</sub>	26.5	18	22	15	20.1*; 19.3^ (14.8*; 13.6^)+
3	Torrent Silla	Argille a Palombini	B <sub>2</sub> , B <sub>3</sub>			13	0	11.2* (10.5)^
4	I Lazzari di Maserno	Marne di Antognola Argille a Palombini	A <sub>2</sub> B <sub>2</sub> B <sub>3</sub>	22÷40 24	0÷40 15	16÷22 22	0 0	n.d.
5	Valestra (**)	Calcarene debris Mélange di Costa de' Buoi	B <sub>3</sub> B <sub>3</sub>			— 18	0 10	39* 19*
7	Casoletta	Argille varicolori di Cassio Argille di Viano	B <sub>3</sub> A <sub>2</sub> , B <sub>2</sub>	9÷13 6÷20	2÷7 4÷18	7÷12 5÷8	0÷2.3 0÷1.6	10* 7.7*
10	Corniglio-Lumiera Corniglio-La Lama	Arenarie di Ponte Bratica Arenarie di Ponte Bratica Mélange di Lago aC Mt. Caio Flysch Landslide body dt' Landslide body dt''	B <sub>1</sub> , B <sub>2</sub> B <sub>1</sub> , B <sub>2</sub> B <sub>2</sub> , B <sub>3</sub> B <sub>1</sub> , B <sub>2</sub> B <sub>3</sub> B <sub>3</sub>	25÷32 23÷26 22÷26 28÷30 22÷24 22÷26	100÷295 10÷20 5÷10 20 0÷5 10÷25	10 8 22÷24 9 10	0 0 0 0 0	14÷15* 29÷31*
12	Casa Ravera	Argille di Viano Landslide body	A <sub>2</sub> , B <sub>2</sub> B <sub>3</sub>			11.7÷14.9 13.2÷17.6	0÷1 0	n.d. n.d.
13	Gallare	Landslide body	B <sub>3</sub>	16÷24	2÷17	15÷23	1.2÷17	n.d.
14	Casale-Colla	Landslide body	B <sub>3</sub>	22÷28	4÷31	20÷25	0	n.d.

\*) two-dimensional analysis; ^) three-dimensional analysis; (+) second reactivation of 24 April 1994;  
\*\*) geotechnical characterisation after BORGATTI (1999).

Nella Tabella soprastante, sono rappresentate le caratteristiche di resistenza al taglio di alcune delle frane -e dei relativi substrati- più studiate in Emilia (da Bertolini & Pellegrini, 2001: *The Landslides of Emilia Apennines that resumed activity in the 1994-1999 period*). Come si vede, spesso i parametri "mobilitati" desunti dalle verifiche in Back Analysis, forniscono valori ampiamente minori rispetto a quelli derivanti da prove di laboratorio su singoli campioni. In pratica l'uso dei semplici dati di laboratorio tende a sovrastimare le caratteristiche di resistenza dei materiali dell'intero versante.

I parametri geotecnici sono stati calcolati con SSAP2010 in back-analysis, imponendo una superficie di rottura che interessa tutto il versante e con condizioni di quasi completa saturazione del sottosuolo (sup piezometrica a -1 m dal p.c.). La superficie di rottura si basa sui dati morfologici e sulle risultanze dell'inclinometria Cav3i, che registra una superficie di deformazione, costante nel tempo dal 2002 al 2009, posta a -23 m.

	$\varphi'$ (gradi)	$c'$ (KPa)	Cu	$\gamma$ secco (kN/mc)	$\gamma$ saturo (kN/mc)
Strato 1	16.00	0.00	0.00	20.00	24.00

In base ai dati desunti da una prova di tipo down-hole, effettuata nel 2004 da un gruppo di ricerca formato dalla Regione Emilia-Romagna, Province di Modena e Reggio-Emilia, INGV e il Dipartimento di Scienze della Terra di Cambridge (UK), ed estesa fino alla profondità di 40.00 m dal piano campagna, è stato calcolato un valore della Vs30 nell'area in esame di 487 m/s, corrispondente ad una Categoria di sottosuolo di tipo B,

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le opere sono allocate pendii e rilievi isolati con inclinazione media di 12° ( $i \leq 15^\circ$ ), considerando una categoria topografica T1 [Tabella 3.2.IV - NTC].

### Caratteristiche dei materiali

I materiali impiegati nella realizzazione delle parti strutturali devono avere le seguenti caratteristiche minime:

<u>Calcestruzzo pali:</u>	C25/30
<u>Calcestruzzo trave:</u>	C25/30
<u>Calcestruzzo per sottofondi:</u>	Rbk $\geq 150$ Kg/cm <sup>2</sup>
<u>Acciaio per c.a.:</u>	B450C
<u>Acciaio piastre tiranti:</u>	S355J2

### Caratteristiche geometriche dell'opera

Le principali dimensioni delle parti strutturali costituenti l'opera sono:

#### Pali:

Diametro palo 100 cm;

---

Altezza palo	20.3 m;
--------------	---------

Trave di coronamento in c.a.

Altezza	100 cm;
---------	---------

Larghezza	150cm;
-----------	--------

Muro di sostegno

Altezza	120 cm;
---------	---------

Larghezza	40 cm;
-----------	--------

Tiranti

N° trefoli	5;
------------	----

Diametro trefoli	0,6";
------------------	-------

Interasse	3.00 m;
-----------	---------

Lunghezza totale	33.00 m;
------------------	----------

Lunghezza tratto fondale	17.00 m.
--------------------------	----------

**Analisi dei carichi agenti**

---

Oltre allo stato di coazione impresso dalla paratia dai tiranti al terreno, per il calcolo delle spinte agenti sulla parte fuori terra (muro di sostegno e trave di collegamento dei pali) si è fatto riferimento alla teoria sullo stato di equilibrio limite delle terre sviluppata da Mohr-Rankine.

I valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati calcolati a partire dalle formulazioni di Coulomb:

Il coefficiente di spinta attiva è dato da:

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



dove con

$\beta$  = inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale,

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno,

$\varepsilon$  = inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale,

$\delta$  = angolo di attrito tra terreno e strutture in cls della paratia.

Il coefficiente di spinta passiva è dato da:

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2(\beta) \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

dove con

$\beta$  = inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale,

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno,

$\varepsilon$  = inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale,

$\delta$  = angolo di attrito tra terreno e struttura in cls della paratia di pali.

Le componenti di spinta attiva e passiva sono definite dalle relazioni:

$$S_{a1} = \frac{1}{2} \cdot K_{a1} \cdot \gamma \cdot h_1$$

$$S_{p1} = \frac{1}{2} \cdot K_{p1} \cdot \gamma \cdot h_1$$

dove intendiamo con

$K_{a1}$  coefficiente di spinta attiva,

$K_{p1}$  coefficiente di spinta passiva,

$\gamma$  peso specifico del terreno (tonn/m<sup>3</sup>),

$h_1$  altezza dello strato 1 (m).

La distribuzione di tale carico è stata ipotizzata come triangolare, con le stesse forme quindi di una normale distribuzione di pressioni litostatiche.

### **Criteri di analisi e risultati**

---

L'analisi delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali costituenti la paratia di pali (pali, trave di collegamento dei pali, tiranti) è stata condotta utilizzando un modello agli elementi finiti la cui suddivisione è suggerita anche dalla presenza di tiranti, carichi e vincoli, infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo, ove si è modellata la struttura con elementi "beam" (lunghezza singolo concio di palo = 25 cm), rappresentanti i pali, tiranti e trave, ed elementi "springs" (molle), rappresentanti la deformabilità trasversale del terreno (modello alla Winkler). La paratia viene considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia  $I$  e l'area  $A$  degli elementi costituenti la paratia ( $i = 120$  cm). Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati (tiranti di ancoraggio).

### Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo,  $k$ , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo  $[F/L^3]$ . È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno.

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, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a

rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

È evidente, inoltre, che il regime di sollecitazioni e deformazioni è fortemente influenzato da variazioni delle caratteristiche del terreno lungo l'asse del palo; tali variazioni sono assai frequenti per i pali di fondazione, che spesso attraversano stratificazioni di terreni diversi, e quindi diventa assai utile la possibilità offerta dal metodo di Winkler di simulare agevolmente tali variazioni.

Nella pratica per terreni uniformi si considera  $K_h$  costante con la profondità (terreni argillosi sovraconsolidati) e  $K_h$  linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione di Reese e Matlock (1956):

$$K_h = n_h \cdot (z/d)$$

(dove  $d$  è il diametro del palo e  $z$  la profondità)

che viene in genere adottata per terreni incoerenti e terreni argillosi normalmente consolidati.

TERRENI COERENTI: Per le argille sovraconsolidate si fa riferimento alla formula suggerita da Davisson (1970)

che ha suggerito di porre:

$$K_h = 67 \cdot (c_u / d)$$

(dove  $c_u$  rappresenta la coesione non drenata)

Per gli altri tipi di terreni coerenti i valori orientativi di  $n_h$  sono riportati nella seguente tabella:

Tipo di terreno	$n_h n [N/cm^3]$	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock (1956) Davisson, Prakash (1963)
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson (1970) Davisson (1970)
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson (1970) Wilson, Hilts (1967)
Loess	8 ÷ 10	Bowles (1968)

TERRENI INCOERENTI: Per i terreni incoerenti il valore di  $n_h$  dipende dallo stato di addensamento e dalla presenza o meno della falda; può essere ottenuto dall'espressione:

$$n_h = (A \cdot \gamma) / 1,35$$

Nella quale  $\gamma$  rappresenta il peso dell'unità di volume del terreno ed è pari a  $\gamma'$  (Peso dell'unità di volume del terreno alleggerito) nel caso ci troviamo sotto falda. Valori orientativi di  $n_h$  e  $A$  sono riportati nella tabella seguente:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di $A$	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di $A$	200	600	1500
$N_h [N/cm^3]$ , sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$N_h [N/cm^3]$ , sabbie immerse	1,5	5	12

In letteratura sono disponibili vari metodi di stima della costante di Winkler orizzontale per pali e micropali in presenza di terreni coerenti (argille) e incoerenti (limi, sabbie) con e senza falda tramite le trattazioni di Davisson (1970), Reese e Matlock (1956), Prakash (1963), Peck (1968), Bowles (1968) e altri.

In quest'ultimo caso (J.E. Bowles) la rigidezza delle molle è valutata a partire dai parametri geotecnici del terreno con una relazione analoga a quella usata per valutare il carico limite per le fondazioni superficiali [ $K_s = C(c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot N_q \cdot Z)$ ], dove con ovvio significato della maggior parte dei simboli;  $C = 80$  (costante),  $B$  = Larghezza del palo,  $Z$  = profondità, mentre  $N_c$ ,  $N_\gamma$  e  $N_q$  possono determinarsi con le note formule di Terzaghi o Meyerhoff.

#### Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

L'analisi condotta considera per il terreno con un comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Per quanto riguarda il criterio di plasticizzazione del terreno (molle) si è fatto riferimento ad un criterio 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.

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.

In allegato sono presenti, per la consultazione, i seguenti tabulati: input alfanumerico dei modelli di calcolo; caratteristiche di sollecitazione e spostamenti max.

Qui di seguito verranno riassunti alcuni dati relativi alle sollecitazioni desumibili dai risultati dell'analisi condotta dal solutore fem. Si precisa che analogamente a quanto già detto a proposito dell'analisi limite del pendio finito, anche in questo caso abbiamo analizzato 2 sezioni rappresentative caratterizzate da diversi valori della lunghezza dei pali, dal diverso interasse dei tiranti e dal diverso valore della profondità del "bedrock".

### **Progetto e verifiche di resistenza dei pali.**

La progettazione e la verifica dei pali costituenti l'opera di sostegno sono state condotte con il metodo degli SLU.

Qui di seguito verranno riassunti solo alcuni dati caratteristici della sezione resistente, desumibili dagli elaborati esecutivi, utilizzati per le verifiche di sicurezza condotte secondo i metodi della scienza e tecnica delle costruzioni.

Ulteriori informazioni riportanti le caratteristiche di sollecitazione degli elementi strutturali, deformazioni e verifiche sono riportate in allegato.

Per i pali si determina una condizione di pressoflessione e taglio applicate ad una sezione circolare.

*Dati palo:*

D = diametro palo	= 100 cm
c = copriferro	= 5 cm
r = raggio elica	= 46 cm
As = Area armatura	= 50,00 cm <sup>2</sup> (16 $\phi$ 20)
n = coefficiente di omogeneizzazione	= 15

Riguardo il calcolo della resistenza a taglio di elementi strutturali in calcestruzzo armato aventi sezione trasversale di forma circolare, la normativa europea e quella italiana non forniscono molte indicazioni. Secondo le NTC, per esempio, la capacità resistente a taglio  $V_{Rd}$ , di “Elementi con armature trasversali resistenti al taglio” (di sezione qualsiasi), è assunta pari al valore minimo tra la resistenza del calcestruzzo e quella dell’armatura trasversale, calcolate con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile. Tuttavia, a causa della particolare forma della sezione e della posizione delle armature distribuite lungo il perimetro, non sempre è possibile applicare a elementi a sezione circolare, delle formule validate su sezioni di forma rettangolare o quadrata.

Nella letteratura tecnica, si osserva una generale consuetudine nel considerare, per la valutazione della resistenza a taglio di un elemento in c.a. dotato di staffe, anche per le sezioni circolari, la schematizzazione con il traliccio di Mörsch o con il traliccio ad inclinazione variabile.

Negli ultimi anni, al fine di proporre formulazioni semplificate ed efficaci per la determinazione della resistenza a taglio di membrature in c.a. con sezione circolare, diversi gruppi di ricerca hanno eseguito prove sperimentali.

Secondo quanto proposto dalla normativa italiana NTC 2018 e dall'Eurocodice 2 per una sezione generica in c.a. non armata a taglio ed in assenza di sforzo normale, i contributi resistenti possono essere valutati con la seguente formula:

$$V_{Rd}^{non\ arm} = \left[ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} \right] \cdot b \cdot d$$

Tale formula può essere estesa al calcolo del valore della resistenza a taglio per elementi con sezione circolare nel seguente modo:

$$V_R^{non\ arm} = \alpha \cdot \left[ (100 \cdot \rho_l \cdot f'_c)^{\frac{1}{3}} \cdot A_c \right]$$

Il coefficiente  $\alpha$  è stato ricavato dal fitting dei risultati sperimentale ed è risultato pari a 0.293.

Pertanto, la formulazione utilizzata (Cosenza, Maddaloni, Cuomo) per la determinazione del contributo resistente a taglio di membrature a sezione circolare non armate è:

$$V_R^{non arm} = 0.232 \cdot D^2 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f'_c)^{\frac{1}{3}}$$

D = diametro palo (mm)

$f'_c$  = resistenza cilindrica cls (Mpa)

$\rho_l$  = percentuale geometrica armatura longitudinale ( $A_s/A_{cls}$ )

### Indicazioni a fasi esecutive dell'intervento

Si descrivono di seguito le modalità operative che devono essere assunte durante le operazioni di consolidamento della scarpata oggetto di movimento franoso.

- Le operazioni di scavo al piede delle scarpate necessarie per la realizzazione dei piani di lavoro per la realizzazione delle paratie dovranno essere realizzate con la massima tempestività, benché sia necessario compattare il terreno per permettere l'agibilità dei mezzi e macchinari.
- Gli scavi e le perforazioni dovranno avvenire con l'impiego di idonei utensili, evitando l'uso di strumenti che possano danneggiare eventuali opere e infrastrutture presenti.
- L'organizzazione dei movimenti terra e degli sbancamenti dovrà essere tale da non generare condizioni di instabilizzazione del pendio oggetto dell'intervento a causa di variazioni delle condizioni idrologiche e morfologiche dello stesso.
- Dovrà essere prevista, se necessario, la regimazione anche provvisoria delle acque corrive superficiali per garantire sicurezza e accessibilità delle persone nell'area durante le operazioni di lavoro e per evitare allentamenti e cedimenti localizzati nel terreno a contatto con l'opera in via di realizzazione.

Per quanto riguarda le fasi operative relative alla realizzazione delle paratie tirantate si dovrà procedere secondo le seguenti fasi:

- riprofilatura parziale della scarpata;
- sbancamento parziale al piede del pendio e realizzazione delle aree di manovra per lo scavo e successiva realizzazione dei pali (perforazione, posa delle armature, getto di cls); tale operazione dovrà essere realizzata, se necessario, per parti provvedendo alla completa realizzazione di una porzione dell'opera prima di procedere avanti, ovvero attraverso l'esecuzione dei pali dal piano di campagna attuale con l'utilizzo di perforazione a vuoto (è indispensabile evitare di sbancare il piede del pendio per tutta la sua larghezza in modo da evitare che si creino condizioni di instabilità globale);

- realizzazione il piano di posa della trave di collegamento dei pali, avendo cura di non danneggiare le testate dei pali durante le operazioni di scavo con le macchine operatrici;
- realizzazione della trave di fondazione in calcestruzzo armato (casseratura, armature, predisposizione tubi in pvc per il posizionamento dei tiranti e getto del cls) rinterro con predisposizione del drenaggio in ghiaia al tergo della trave;
- realizzazione del muro di contenimento e rinterro;
- esecuzione e tesatura tiranti;
- Reinterro del muro completamente riprofilatura della scarpata;
- Ripristini.

## Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Paratie NTC 2018

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 44,4035115598312

longitudine: 10,5326468602077

Classe: 2

Vita nominale: 1

## Siti di riferimento

Sito 1 ID: 17162 Lat: 44,3967 Lon: 10,4822 Distanza: 4077,735

Sito 2 ID: 17163 Lat: 44,3985 Lon: 10,5521 Distanza: 1642,864

Sito 3 ID: 16941 Lat: 44,4484 Lon: 10,5497 Distanza: 5173,990

Sito 4 ID: 16940 Lat: 44,4467 Lon: 10,4797 Distanza: 6382,246

## Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1



Periodo di riferimento: 35anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,056 g

Fo: 2,489

Tc\*: 0,247 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 35 [anni]

ag: 0,060 g

Fo: 2,486

Tc\*: 0,251 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 332 [anni]

ag: 0,142 g

Fo: 2,514

Tc\*: 0,288 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 682 [anni]

ag: 0,180 g

Fo: 2,532

---

Tc\*: 0,295 [s]

### Coefficienti Sismici Paratie NTC 2018

#### SLO:

Ss: 1,200

Cc: 1,460

St: 1,000

Kh: 0,032

Kv: 0,000

Amax: 0,664

Beta: 0,520

#### SLD:

Ss: 1,200

Cc: 1,450

St: 1,000

Kh: 0,034

Kv: 0,000

Amax: 0,709

Beta: 0,520

#### SLV:

Ss: 1,200

Cc: 1,410

St: 1,000

Kh: 0,079

Kv: 0,000

Amax: 1,669

Beta: 0,520

#### SLC:

Ss: 1,200

Cc: 1,400

St: 1,000

Kh: 0,101

Kv: 0,000

Amax: 2,119

Beta: 0,520

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Geostru

Coordinate WGS84

latitudine: 44.402563

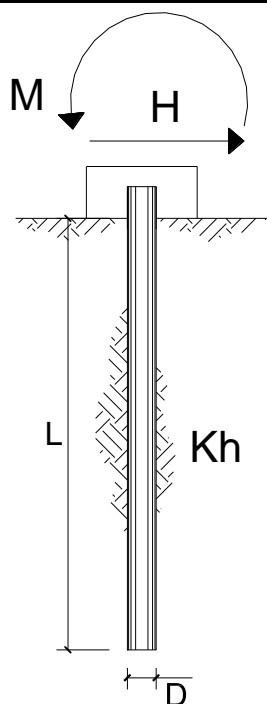
longitudine: 10.531637

## Approccio DA1-C1

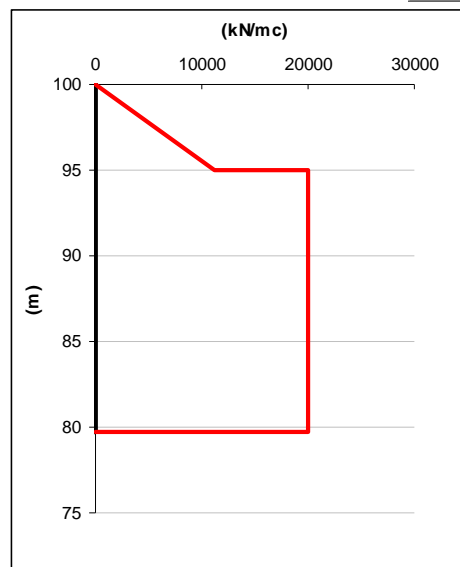
### Calcolo delle azioni agenti sul singolo palo

AZIONI AGENTI SUL PALO										
Località / Cantiere: Cavola			con reinterro e sovraccarico			(A1+M1+R1)				
Dati										
ELEVAZIONE:										
Altezza elevazione	He =	1,20	( m )							
Spessore in Sommita'	Ss =	0,40	( m )							
Spessore alla Base	Sb =	0,40	( m )							
Inclinazione paramento monte	β =	90	( gradi )							
FONDAZIONE:										
Altezza fondazione	Hf =	1,00	( m )							
Altezza terreno a valle	Ht=	0,00	( m )	(da piano fondazione)						
Mensola Valle	Sa =	0,20	( m )							
Mensola Monte	Sp =	0,90	( m )	Lunghezza fondazione =		1,5	m			
TERRENO:										
				M1						
Angolo attrito interno	φ =	16,0	( gradi )	1,00			φ <sub>rid</sub> =	16,000		
Angolo attrito Terra-Muro	δ =	10,7	( gradi )	1,00			δ <sub>rid</sub> =	10,667		
Inclinazione terreno a monte	ε =	10,0	( gradi )	positivo						
Livello Falda da base fond.	f =	0,00	( m )	Prof. della falda =		2,2	( m )			
				Prof. falda a filo fond.=		2,36	( m )			
PESI E AZIONI ESTERNE:										
				A1						
Peso specifico Terreno	γ <sub>t</sub> =	2,00	(T/mc)	1,30			γ <sub>t rid</sub> =	2,600		
Peso specifico Gabbioni	γ <sub>g</sub> =	1,80	(T/mc)	1,00			γ <sub>g rid</sub> =	1,800		
Peso specifico Fondazione	γ <sub>f</sub> =	2,50	(T/mc)	1,00			γ <sub>f rid</sub> =	2,500		
Sovraccarico estradosso	q =	0,90	(T/mq)	1,50			q <sub>rid</sub> =	1,350		
VALUTAZIONE SPINTE AGENTI SUL MURO										
Determinazione della spinta in condizioni statiche										
Coefficiente di spinta attiva	K <sub>a</sub> =	0,632		(altezza a filo fondazione) =			2,36	(m)		
Coefficiente di spinta passiva	K <sub>p</sub> =	3,118								
Spinta dovuta al terreno	S <sub>o</sub> =	4,57	(T/m)	Altezza di applicazione		H <sub>o</sub> =	0,60	(m)		
Spinta dovuta al sovrac.	S <sub>1</sub> =	2,01	(T/m)	Altezza di applicazione		H <sub>1</sub> =	1,18	(m)		
Spinta dovuta all'acqua	S <sub>a</sub> =	0,00	(T/m)	Altezza di applicazione		H <sub>a</sub> =	0,00	(m)		
Determinazione della spinta in condizioni dinamiche (Sisma)										
Coeff. intensità sismica orizzontale	K <sub>h</sub> =	0,000								
Coeff. intensità sismica verticale	K <sub>v</sub> =	0,000								
Determinazione della SPINTA D' INERZIA										
ELEMENTO	L (m)	H (m)	Ps (T/mc)	W (T/m)	Xg (m)	Yg (m)	Wx	Wy	d <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> (Tm/m)
Fondazione	1,5	1,00	2,50	3,75	0,75	0,5	2,81	1,88	0,75	2,81
muro	0,40	1,20	2,50	1,20	1,30	1,60	1,56	1,92	1,30	1,56
reinterro	0,90	1,20	2,60	2,81	1,05	1,60	2,95	4,49	1,05	2,95
TOTALI				7,76			7,32	8,29		7,32

BARICENTRO DEI PESI	Xg tot. =	0,94	(m)								
da O	Yg tot. =	1,07	(m)								
SPINTA D'INERZIA	Si =	0	(T/m)	Altezza di applicazione	Hi =	0,00	(m)				
<b>MOMENTI</b>											
Momento Ribaltante (rispetto a O)	Mr =	5,05	(Tm/m)								
Momento Stabilizzante (rispetto a O)	Ms =	9,15	(Tm/m)								
<b>FORZE ORIZZONTALI</b>											
Risultante forze orizzontali	T =	6,47	(T/m)								
<b>FORZE VERTICALI</b>											
Risultante forze verticali	W =	8,98	(T/m)								
<b>FORZE AGENTI IN TESTA AL PALO</b>											
Interasse pali longitudinali	i <sub>p</sub> =	1,50	(m)								
Eccentricità risultante (rispetto ad O)	u =	0,46	(m)								
<u>muro</u>							x palo				
Risultante forze verticali	P =	8,98	(T/m)				Pc =	13,46	(T)		
Risultante forze orizzontali	T =	6,47	(T/m)				Tc =	9,70	(T)		
Risultante Momenti (rispetto base fondazione)	M =	2,63	(Tm/m)				Mc =	3,94	(Tm)		
Risultante Momenti (rispetto baricentro fond.)	M =	-0,60	(Tm/m)								
<u>tirante</u>											
Sforzo applicato	T =	60,00	(T)	R1	1,00		Tt =	60,000	(T)		
Interasse	i <sub>T</sub> =	2,40	(m)				Tt' =	25,000	(T/m)		
Inclinazione sull'orizzontale	β <sub>T</sub> =	30,00	( gradi )								
Eccentricità orizzontale	Hh =	0,39	(m)					12,50			
Eccentricità verticale	Hv =	0,60	(m)					21,65			
<u>totale</u>											
Risultante totali forze Verticali	Pp =	21,48	(T/m)	215	(KN)						
Risultante totali forze orizzontali	Tt =	15,19	(T/m)	152	(KN)						
Risultante totali Momenti	Mm =	-0,94	(Tm)	-9	(KNm)						
Risultante totali forze verticali per palo	P =	32,21	(T)	322	(KN)						
Risultante totali forze orizzontali per palo	T =	22,78	(T)	228	(KN)						
Risultante totali Momenti per palo	M =	-1,42	(Tm)	-14	(KNm)						



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1		100,00	0	2250
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		95,00	20100	0
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1 (m)

J palo 0,04909 (m<sup>4</sup>)

Lunghezza del palo 20,3 (m)

Forza orizzontale in testa 228 (kN)

Momento in testa -14 (kNm)

E cls 31220 (Mpa)

dimensione elementi 0,1 (m)

☐ palo impedito di ruotare

☐ palo impedito di traslare

☒ palo libero

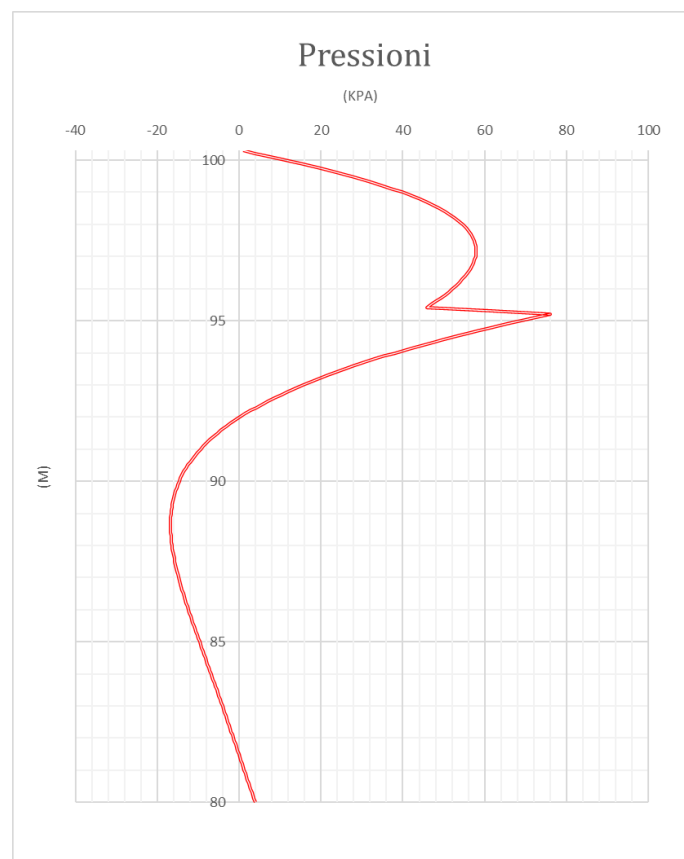
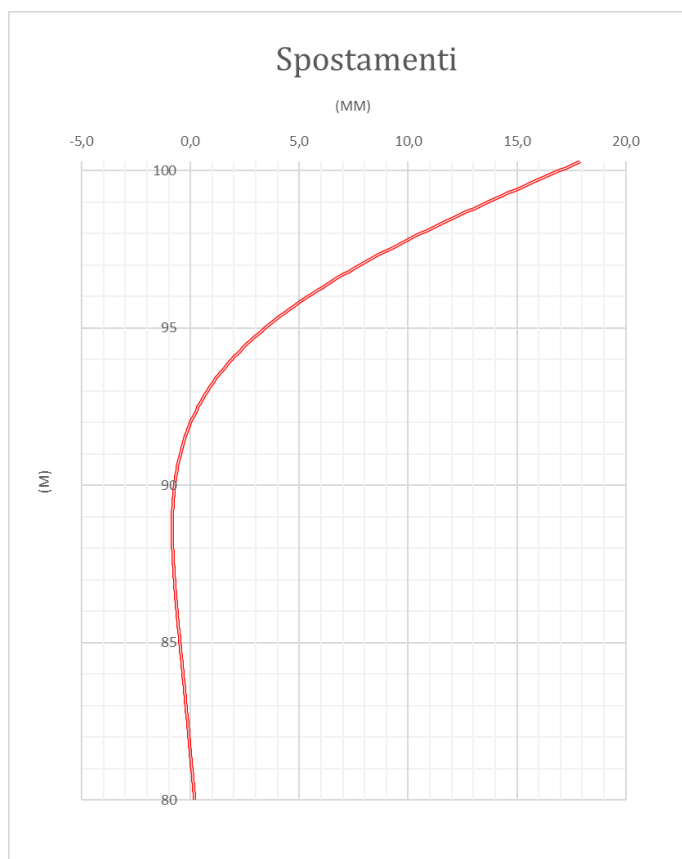
**Calcolo**  
(ctrl+r)

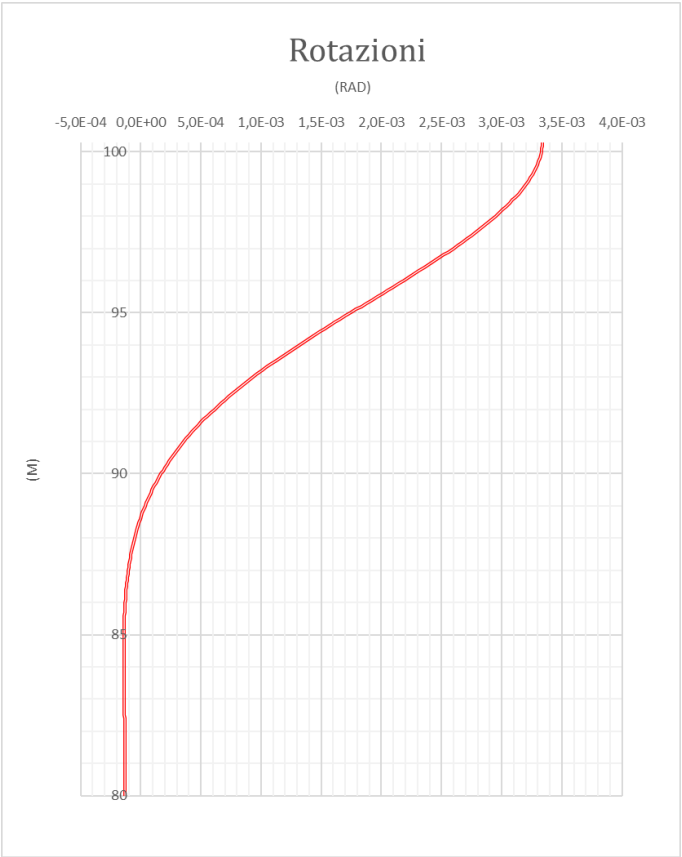
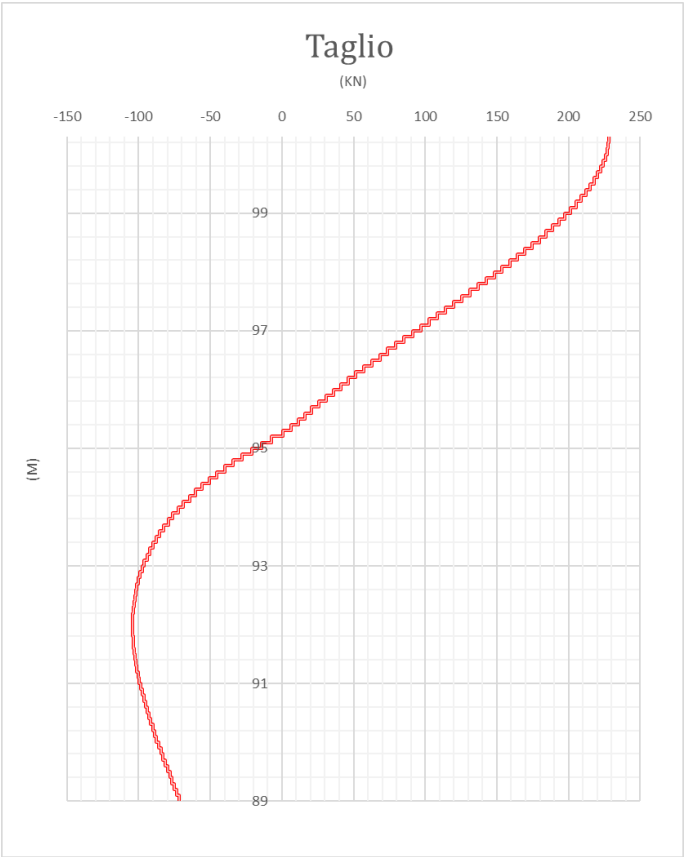
COD.:08IR419/G1 (Rendis)

Lavori di consolidamento e messa in sicurezza del dissesto che minaccia l'abitato di Cavola in comune di Toano (RE)

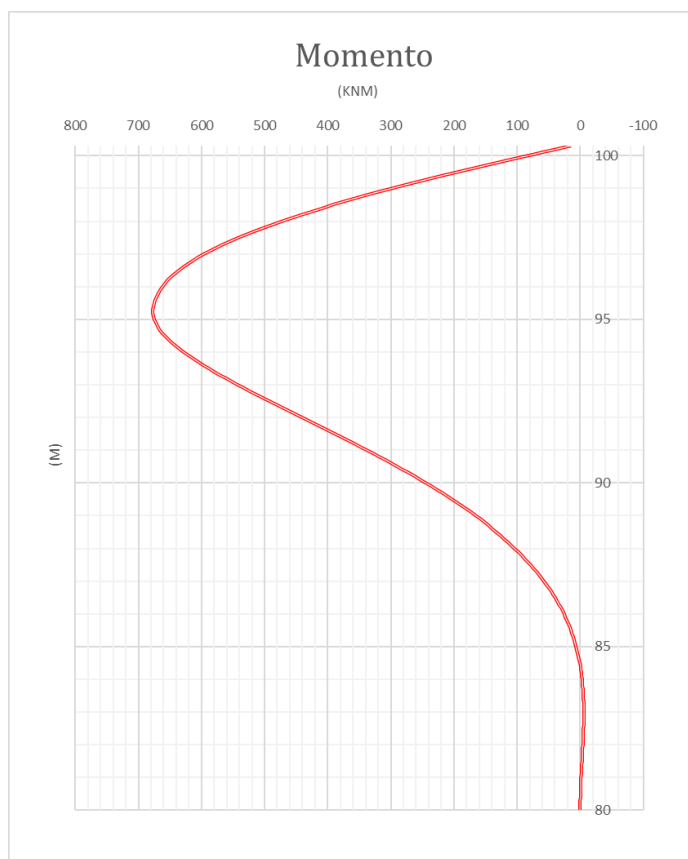
ALLEGATO 9 - RELAZIONE DI CALCOLO

Pag. 31 a 46









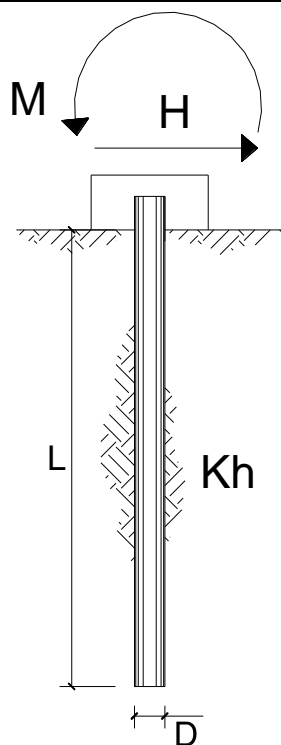
Dall'analisi dei diagrammi delle sollecitazioni è stato osservato un momento massimo agente sul palo pari a 676.95 kNm.

## Approccio DA1-C2

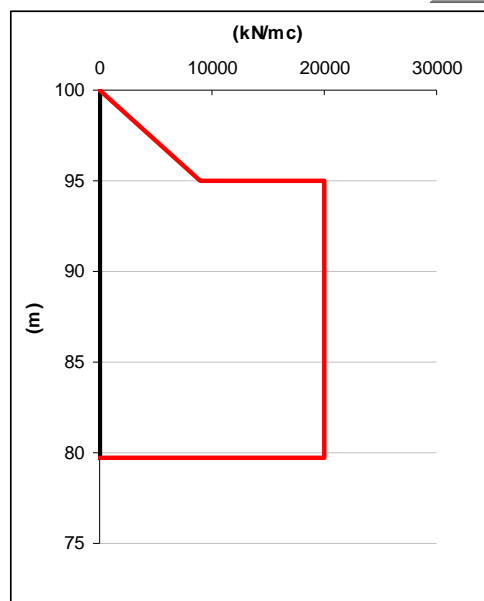
### Calcolo delle azioni agenti sul singolo palo

AZIONI AGENTI SUL PALO										
Località / Cantiere: CAVOLA			con reinterro e sovraccarico			(A2+M2+R1)				
Dati										
ELEVAZIONE:										
Altezza elevazione	He =	1,20	( m )							
Spessore in Sommita'	Ss =	0,40	( m )							
Spessore alla Base	Sb =	0,40	( m )							
Inclinazione paramento monte	β =	90	( gradi )							
FONDAZIONE:										
Altezza fondazione	Hf =	1,00	( m )							
Altezza terreno a valle	Ht=	0,00	( m )	(da piano fondazione)						
Mensola Valle	Sa =	0,20	( m )							
Mensola Monte	Sp =	0,90	( m )	Lunghezza fondazione =		1,5	m			
TERRENO:										
				M2						
Angolo attrito interno	φ =	16,0	( gradi )	1,25		φ <sub>rid</sub> =	12,920			
Angolo attrito Terra-Muro	δ =	10,7	( gradi )	1,25		δ <sub>rid</sub> =	8,569			
Inclinazione terreno a monte	ε =	10,0	( gradi )	positivo						
Livello Falda da base fond.	f =	0,00	( m )	Prof. della falda =		2,2	( m )			
				Prof. falda a filo fond.=		2,36	( m )			
PESI E AZIONI ESTERNE:										
				A2						
Peso specifico Terreno	γ <sub>t</sub> =	2,00	(T/mc)	1,00		γ <sub>t rid</sub> =	2,000			
Peso specifico Gabbioni	γ <sub>g</sub> =	1,80	(T/mc )	1,00		γ <sub>g rid</sub> =	1,800			
Peso specifico Fondazione	γ <sub>f</sub> =	2,50	(T/mc )	1,00		γ <sub>f rid</sub> =	2,500			
Sovraccarico estradosso	q =	0,90	(T/mq)	1,30		q <sub>rid</sub> =	1,170			
VALUTAZIONE SPINTE AGENTI SUL MURO										
Determinazione della spinta in condizioni statiche										
Coefficiente di spinta attiva	K <sub>a</sub> =	0,741		(altezza a filo fondazione) =		2,36	(m)			
Coefficiente di spinta passiva	K <sub>p</sub> =	2,522								
Spinta dovuta al terreno	S <sub>o</sub> =	4,12	(T/m)	Altezza di applicazione		H <sub>o</sub> =	0,79	(m)		
Spinta dovuta al sovrac.	S <sub>1</sub> =	2,05	(T/m)	Altezza di applicazione		H <sub>1</sub> =	1,18	(m)		
Spinta dovuta all'acqua	S <sub>a</sub> =	0,00	(T/m)	Altezza di applicazione		H <sub>a</sub> =	0,00	(m)		
Determinazione della spinta in condizioni dinamiche (Sisma)										
Coeff. intensità sismica orizzontale	K <sub>h</sub> =	0,000								
Coeff. intensità sismica verticale	K <sub>v</sub> =	0,000								
Determinazione della SPINTA D' INERZIA										
ELEMENTO	L (m)	H (m)	Ps (T/mc)	W (T/m)	Xg (m)	Yg (m)	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	d <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> (Tm/m)
Fondazione	1,50	1,00	2,50	3,75	0,75	0,5	2,81	1,88	0,75	2,81
Muro	0,40	1,20	2,50	1,20	1,30	1,60	1,56	1,92	1,30	1,56
reinterro	0,90	1,20	2,00	2,16	1,05	1,60	2,27	3,46	1,05	2,27
TOTALI				7,11			6,64	7,25		6,64

BARICENTRO DEI PESI da O	Xg tot. = Yg tot. =	0,93 1,02	(m) (m)								
SPINTA D'INERZIA	Si =	0	(T/m)	Altezza di applicazione	Hi =	0,00	(m)				
MOMENTI											
Momento Ribaltante (rispetto a O)	Mr =	5,59	(Tm/m)								
Momento Stabilizzante (rispetto a O)	Ms =	8,02	(Tm/m)								
FORZE ORIZZONTALI											
Risultante forze orizzontali	T =	6,10	(T/m)								
FORZE VERTICALI											
Risultante forze verticali	W =	8,03	(T/m)								
FORZE AGENTI IN TESTA AL PALO											
Interasse pali longitudinali	i <sub>P</sub> =	1,50	(m)								
Eccentricità risultante (rispetto ad O)	u =	0,30	(m)								
<u>muro</u>											
Risultante forze verticali	P =	8,03	(T/m)					x palo	Pc =	12,04	(T)
Risultante forze orizzontali	T =	6,10	(T/m)						Tc =	9,15	(T)
Risultante Momenti (rispetto base fondazione)	M =	3,59	(Tm/m)						Mc =	5,39	(Tm)
Risultante Momenti (rispetto baricentro fond.)	M =	0,54	(Tm/m)								
<u>tirante</u>											
Sforzo applicato	T =	60,00	(T)	R1	1,00				Tt =	60,000	(T)
Interasse	i <sub>T</sub> =	2,40	(m)						Tt' =	25,000	(T/m)
Inclinazione sull'orizzontale	β <sub>T</sub> =	30,00	( gradi )								
Eccentricità orizzontale	Hh =	0,39	(m)							12,50	
Eccentricità verticale	Hv =	0,60	(m)							21,65	
<u>totale</u>											
Risultante totali forze verticali	Pp =	20,53	(T/m)	205	(KN)						
Risultante totali forze orizzontali	Tt =	15,55	(T/m)	155	(KN)						
Risultante totali Momenti	Mm =	-0,94	(Tm)	-9	(KNm)						
Risultante totali forze veticali per palo	P =	30,79	(T)	308	(KN)						
Risultante totali forze orizzontali per palo	T =	23,32	(T)	233	(KN)						
Risultante totali Momenti per palo	M =	-1,42	(Tm)	-14	(KNm)						



scala grafico



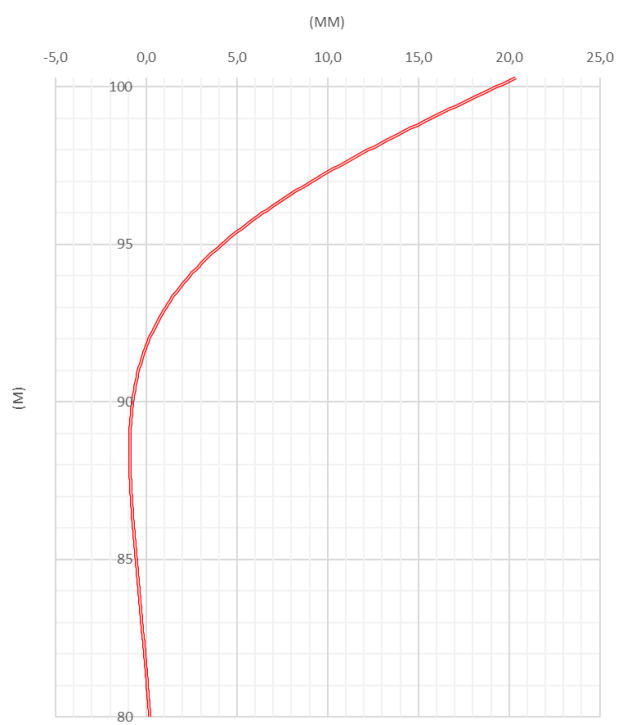
strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1		100,00	0	1800
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		95,00	20100	0
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1 (m)  
 J palo 0,04909 (m<sup>4</sup>)  
 Lunghezza del palo 20,3 (m)  
 Forza orizzontale in testa 233 (kN)  
 Momento in testa -14 (kNm)  
 E cls 31220 (Mpa)  
 dimensione elementi 0,1 (m)

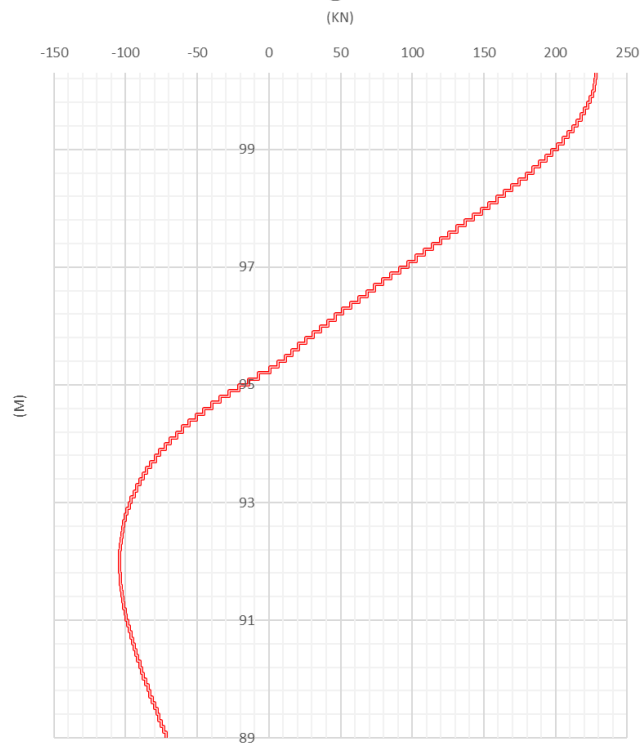
- ☐ palo impedito di ruotare  
☐ palo impedito di traslare  
☒ palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

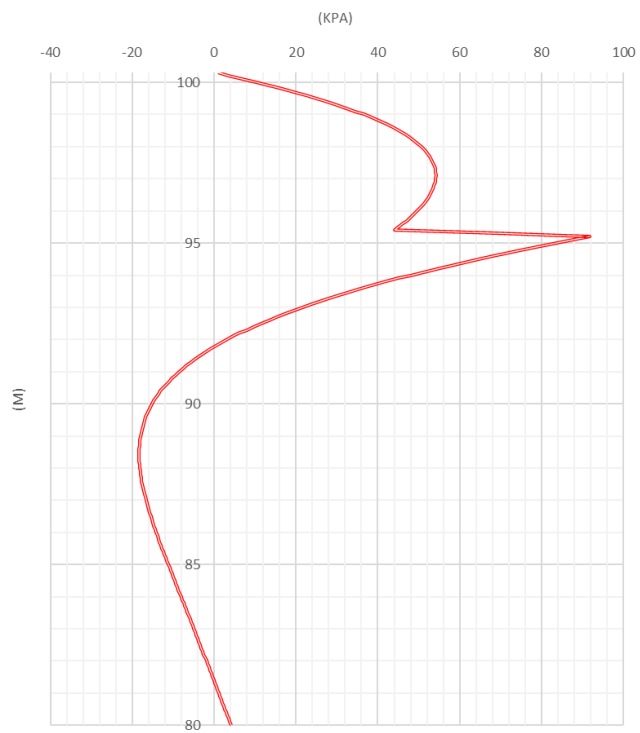
## Spostamenti



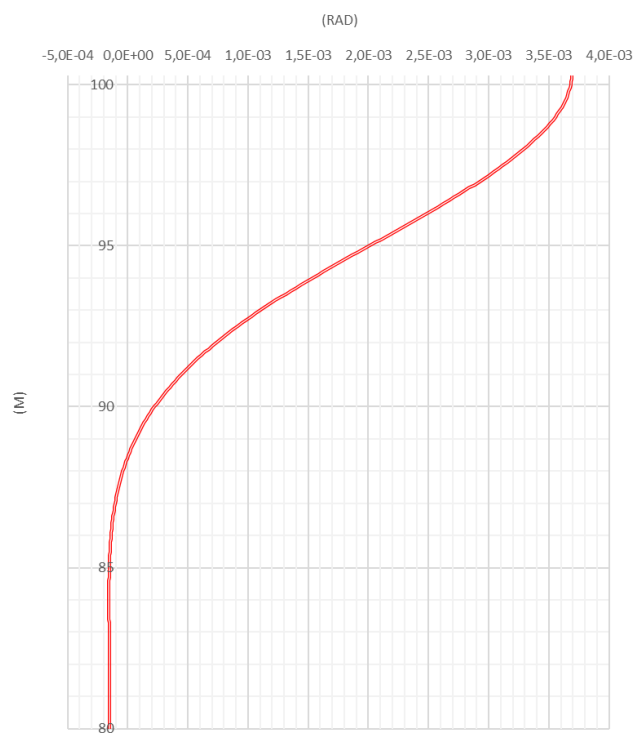
## Taglio

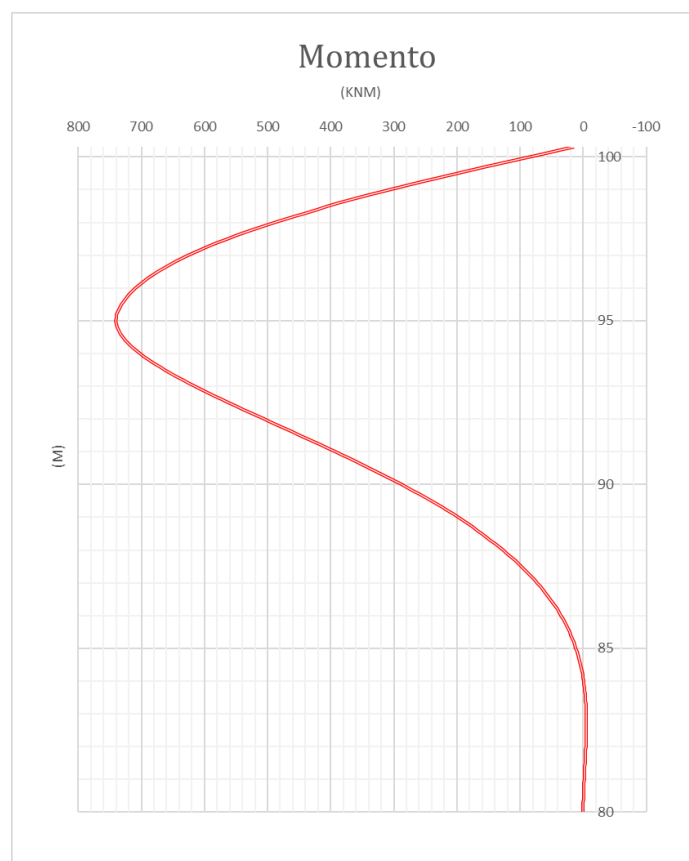


## Pressioni



## Rotazioni





Dall'analisi dei diagrammi delle sollecitazioni è stato osservato un momento massimo agente sul palo pari a 740,19 kNm.

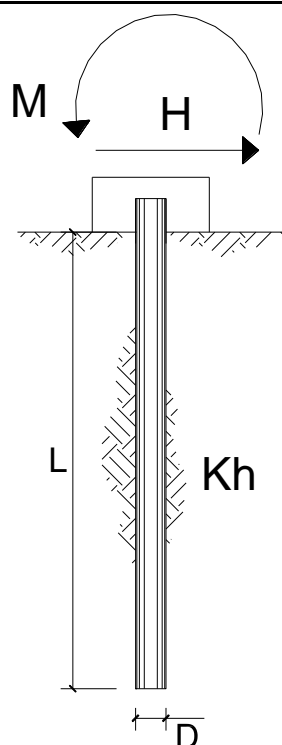
## Verifiche sismiche

## Calcolo azioni agenti sul singolo palo

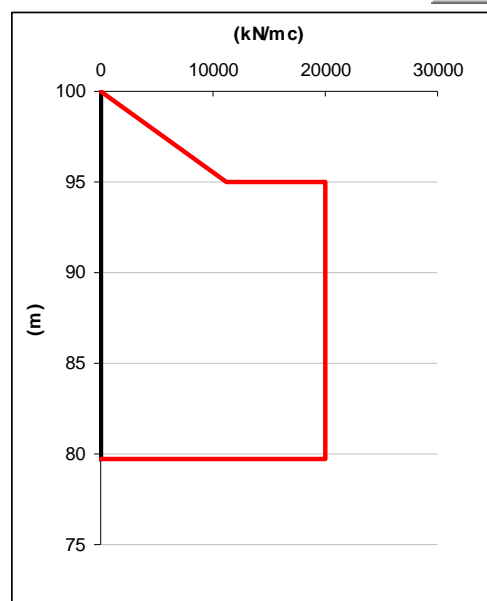
AZIONI AGENTI SUL PALO										
Località / Cantiere: CAVOLA			con reinterro e sisma							
Dati										
ELEVAZIONE:										
Altezza elevazione	He =	1,20	( m )							
Spessore in Sommita'	Ss =	0,40	( m )							
Spessore alla Base	Sb =	0,40	( m )							
Inclinazione paramento monte	β =	90	( gradi )							
FONDAZIONE:										
Altezza fondazione	Hf =	1,00	( m )							
Altezza terreno a valle	Ht=	0,00	( m )	(da piano fondazione)						
Mensola Valle	Sa =	0,20	( m )							
Mensola Monte	Sp =	0,90	( m )	Lunghezza fondazione =		1,5	m			
TERRENO:										
				M1						
Angolo attrito interno	φ =	16,0	( gradi )	1,00		φ <sub>rid</sub> =		16,000		
Angolo attrito Terra-Muro	δ =	10,7	( gradi )	1,00		δ <sub>rid</sub> =		10,667		
Inclinazione terreno a monte	ε =	10,0	( gradi )	positivo						
Livello Falda da base fond.	f =	0,00	( m )	Prof. della falda =		2,2	( m )			
				Prof. falda a filo fond.=		2,36	( m )			
PESI E AZIONI ESTERNE:										
				A1						
Peso specifico Terreno	γ <sub>t</sub> =	2,00	(T/mc)	1,00		γ <sub>t rid</sub> =		2,000		
Peso specifico Gabbioni	γ <sub>g</sub> =	1,80	(T/mc )	1,00		γ <sub>g rid</sub> =		1,800		
Peso specifico Fondazione	γ <sub>f</sub> =	2,50	(T/mc )	1,00		γ <sub>f rid</sub> =		2,500		
Sovraccarico estradosso	q =	0,90	(T/mq)	1,00		q <sub>rid</sub> =		0,900		
VALUTAZIONE DELLA STABILITA' GLOBALE										
Determinazione della spinta in condizioni statiche										
Coefficiente di spinta attiva	Ka =	0,770			(altezza a filo fondazione) =		2,36	(m)		
Coefficiente di spinta passiva	Kp =	2,580								
Spinta dovuta al terreno	So =	4,28	(T/m)	Altezza di applicazione		Ho =	0,79	(m)		
Spinta dovuta al sovrac.	S1 =	1,63	(T/m)	Altezza di applicazione		H1 =	1,18	(m)		
Spinta dovuta all'acqua	Sa =	0,00	(T/m)	Altezza di applicazione		Ha =	0,00	(m)		
Determinazione della spinta in condizioni dinamiche (Sisma)										
Coeff. intensità sismica orizzontale	Kh =	0,079								
Coeff. intensità sismica verticale	Kv =	0,000								
Determinazione della SPINTA D' INERZIA										
ELEMENTO	L (m)	H (m)	Ps (T/mc)	W (T/m)	Xg (m)	Yg (m)	Wx	Wy	d <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> (Tm/m)
Fondazione	1,5	1,00	2,50	3,75	0,75	0,5	2,81	1,88	0,75	2,81
Muro	0,40	1,20	2,50	1,20	1,30	1,60	1,56	1,92	1,30	1,56
reinterro	0,90	1,20	2,00	2,16	1,05	1,60	2,27	3,46	1,05	2,27
TOTALI				7,11			6.64	7.25		6.64

40





scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\eta_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1		100,00	0	2250
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		95,00	20100	
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 1 (m)

J palo 0,04909 (m<sup>4</sup>)

Lunghezza del palo 20,3 (m)

Forza orizzontale in testa 229 (kN)

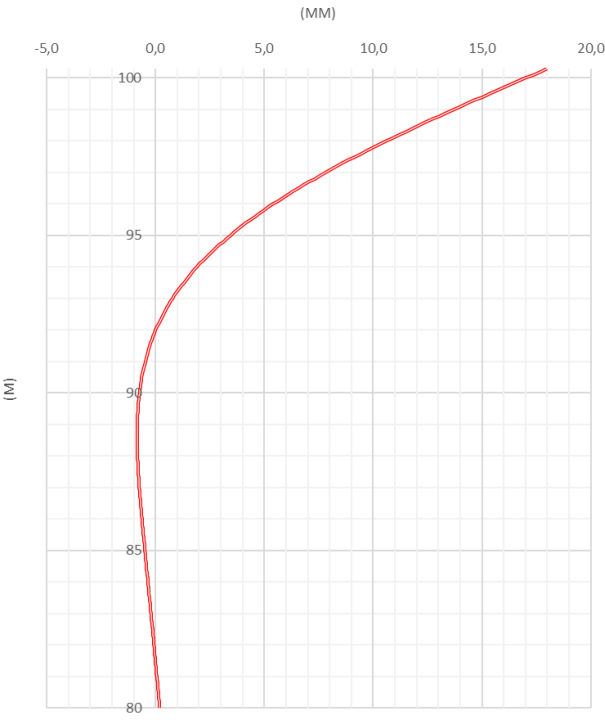
Momento in testa -14 (kNm)

E cls 31220 (Mpa)

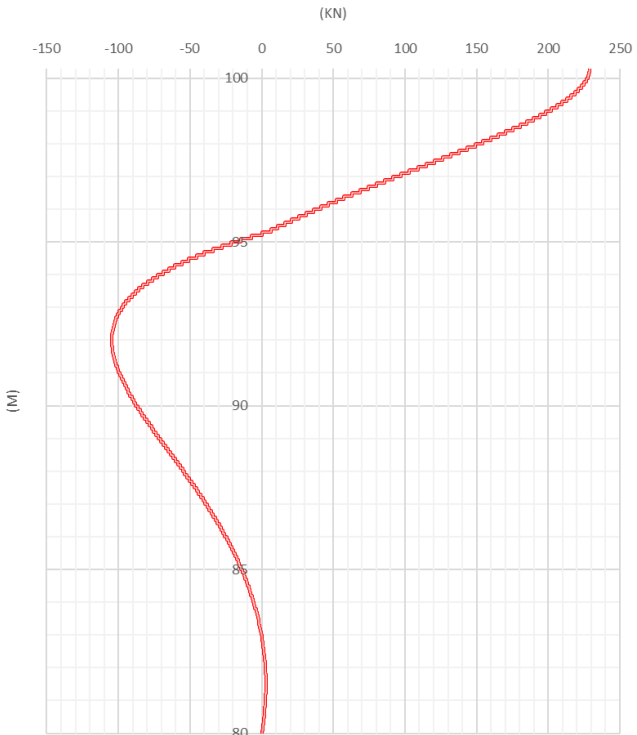
dimensione elementi 0,1 (m)

☐ palo impedito di ruotare☐ palo impedito di traslare☒ palo liberoCalcolo  
(ctrl+r)

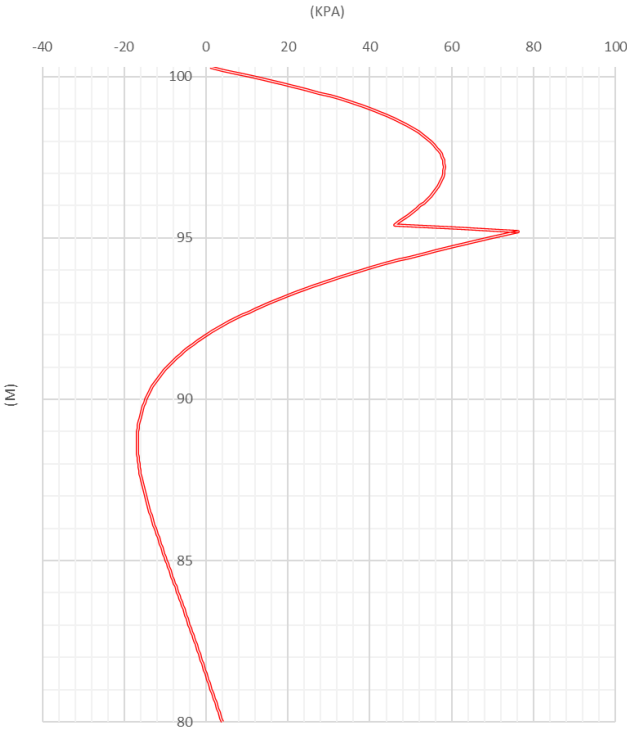
Spostamenti



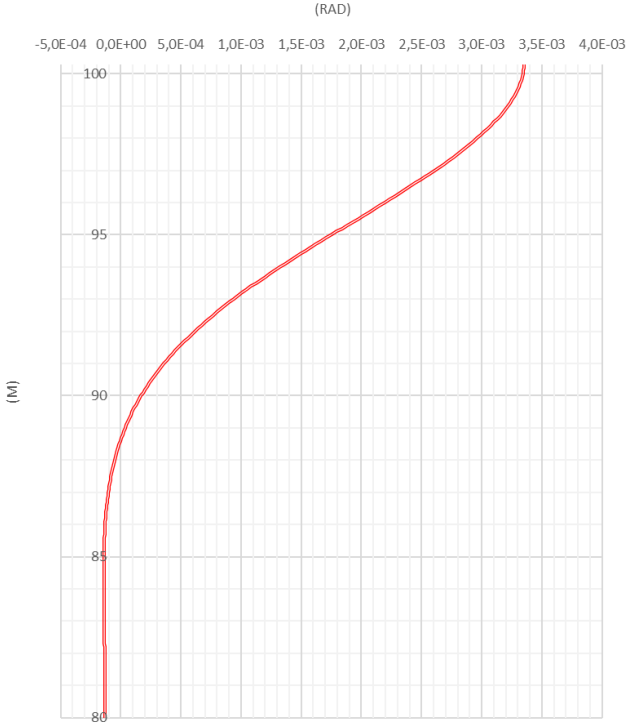
Taglio

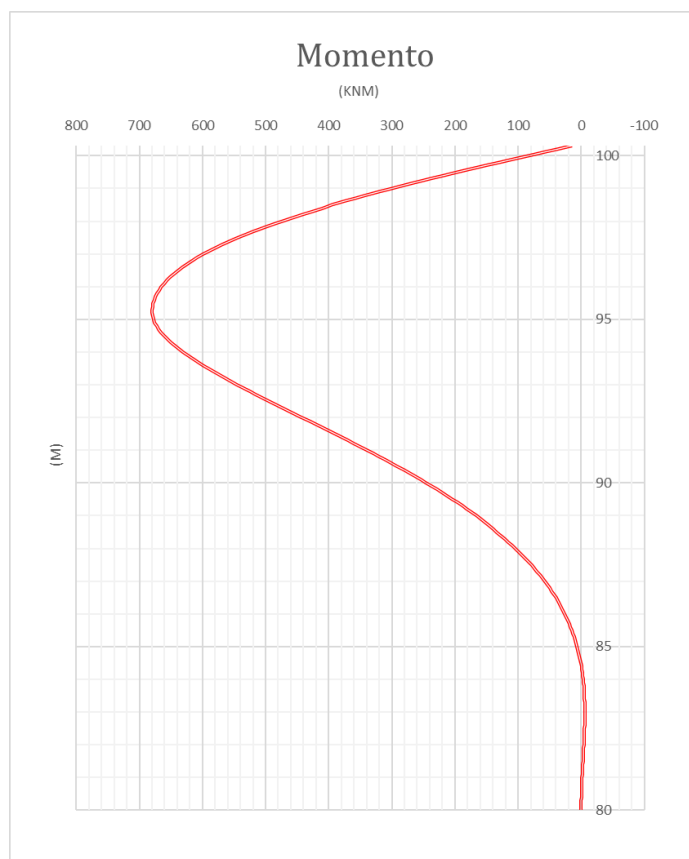


Pressioni



Rotazioni

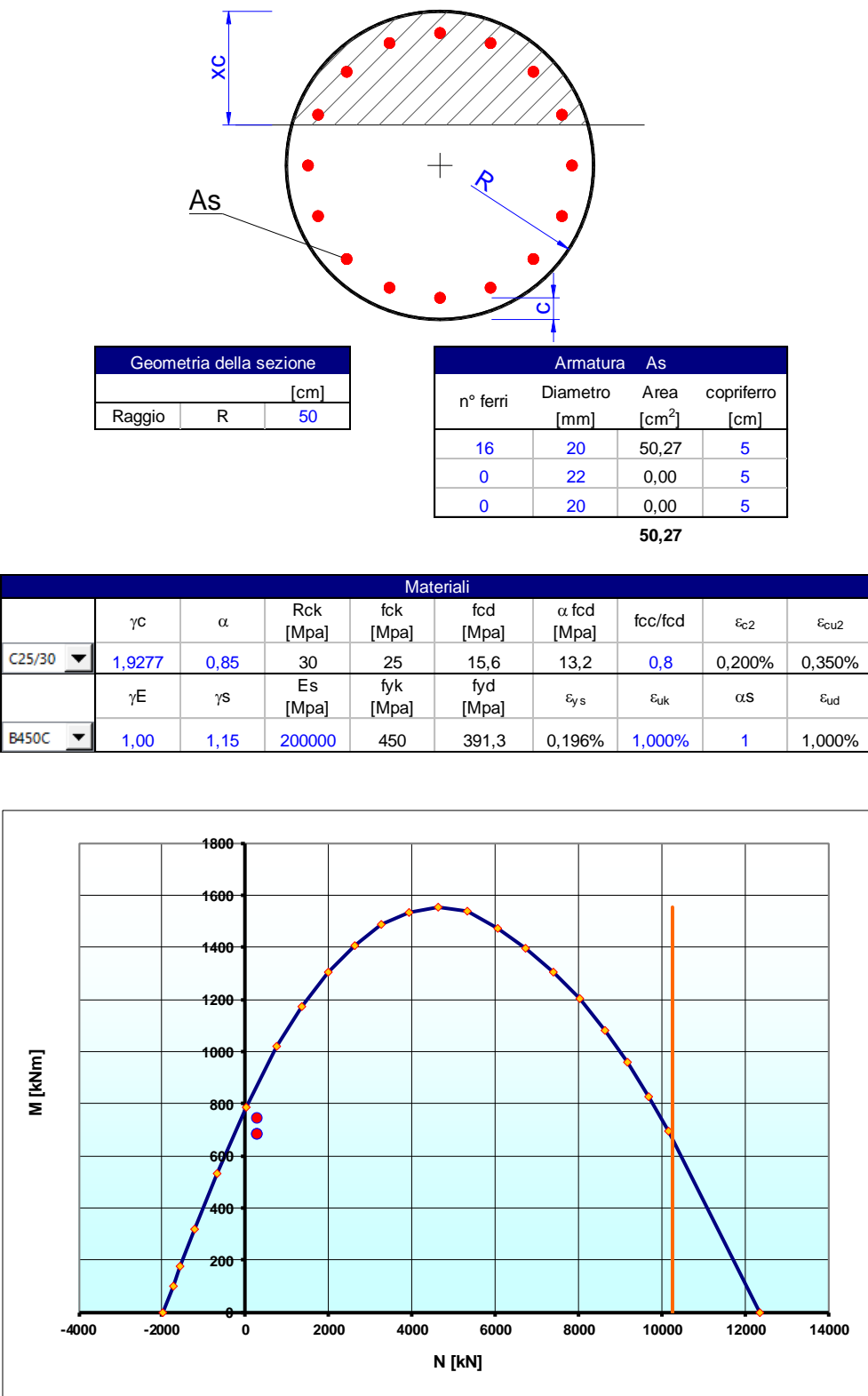




Dall'analisi dei diagrammi delle sollecitazioni è stato osservato un momento massimo agente sul palo pari a 679,87 kNm.

Verifiche SLU

Verifica a pressoflessione dominio M-N



Sollecitazioni	
N [kN]	M [kNm]
322	676,95
308	740,19
311	679,87

Nmax	
10278,4	[kN]

Risultati				
xc [cm]	$\varepsilon_c$	$\varepsilon_s$	N [kN]	M [kNm]
-inf	-1,00%	-1,00%	-1966,9	0,0
0	0,00%	-1,00%	-1728,5	100,3
5,00	0,06%	-1,00%	-1552,6	173,5
10,00	0,12%	-1,00%	-1210,4	316,5
15,00	0,19%	-1,00%	-675,0	530,2
20,00	0,27%	-1,00%	25,7	787,8
25,00	0,35%	-0,98%	753,4	1018,5
30,00	0,35%	-0,76%	1361,8	1172,2
35,00	0,35%	-0,60%	1987,4	1302,7
40,00	0,35%	-0,48%	2627,5	1407,8
45,00	0,35%	-0,39%	3281,4	1486,0
50,00	0,35%	-0,32%	3947,3	1535,3
55,00	0,35%	-0,25%	4625,9	1553,4
60,00	0,35%	-0,20%	5323,2	1535,8
65,00	0,35%	-0,16%	6052,4	1474,1
70,00	0,35%	-0,13%	6748,8	1396,9
75,00	0,35%	-0,09%	7411,0	1305,4
80,00	0,35%	-0,07%	8039,3	1200,1
85,00	0,35%	-0,04%	8632,4	1082,8
90,00	0,35%	-0,02%	9187,2	956,1
95,00	0,35%	0,00%	9698,2	824,4
100,00	0,35%	0,02%	10154,5	695,5
+inf	0,35%	0,35%	12356,3	0,0

— M. Mancina, R. Nori, P. Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI—

La sezione risulta verificata in quanto le coppie dei momenti sollecitanti M e azioni assiali N, per i tre approcci considerati nell'analisi, risultano essere all'interno del dominio M-N.

### Verifica a taglio

#### TAGLIO RESISTENTE PALO

D	Diametro pali	mm	1.000
	Classe del calcestruzzo		C25/30
As	Area armatura longitudinale	cmq	50
f <sub>ck</sub>	Resistenza cls a taglio	N/mm <sup>2</sup>	25
A <sub>cls</sub>	Area sezione cls	cmq	7.854
Tr	Taglio resistente	N	583.572
	Coefficiente di sicurezza	$\gamma$	1,5
	Taglio massimo applicabile	Kg	38.905

Sezione circolare in CLS non armata a taglio

## Verifica tiranti di ancoraggio

### CALCOLO ANCORAGGIO TIRANTE

d	Diametro nominale perforazione	(m)							0,150
$\alpha$	coefficiente di maggiorazione foro								1,2
D	Diametro effettivo fondazione	(m)							0,180
C	Coesione terreno fondazione	(kg/mq)	20000	1,00	M1	$q_{rid} =$			20000,000
$\gamma_t$	peso specifico medio del terreno	(kg/mc)	2000	1,00	M1	$\gamma_t_{rid} =$			2000,000
$\phi$	angolo attrito terreno fondazione	(gradi)	22	1,00	M1	$\phi_{rid} =$			22,000
L	lunghezza fondazione tirante	(m)							17,0
$K_o$	Coefficiente di spinta in quiete								0,626
$\alpha$	angolo inclinazione tirante	(gradi)							30,00
h	profondità media fondazione tirante	(m)							16,000
$T_c$	Componente coesiva	(kg)							192.168
$T_a$	Componente attritiva	(kg)							77.669
$T_{tirante}$	Tiro max resistente fondazione	(kg)							269.837
A	Area del trefolo	(mmq)							140
$n_t$	nuneri trefoli tirante	(n°)							5
$f_{01k}$	tensione limite snervamento	(kg/mm <sup>2</sup> )							168
$T_{trefoli}$	Tiro max resistente trefoli	(kg)							112.000
$\eta$	coefficiente di utilizzo								2,409
R	coefficiente di sicurezza	(permanenti)				R3			1,2

### SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

sfilamento fondazione tirante

### SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (trefoli)

### COMBINAZIONE: (A1+M1+R3)