



COMUNE DI LONGOBARDI

(Provincia di Cosenza)

MESSA IN SICUREZZA DELLA SPONDA DESTRA IDROGRAFICA, RISCHIO PAI R4, TORRENTE CORDARI IN LOCALITA' FRAILLITI

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Francesco ARCURI

Via Cassiodoro, n. 3
87023 Diamante (CS)
Cell.: +39 338 4618518
Email: studioarch.arcuri@libero.it

Ing. Danilo MAGURNO

C/da Foresta, n. 9
87020 Maierà (CS)
Cell.: +39 327 4954405
Email: danilomagurno@hotmail.it

Geom. Dario ABATE

Via Varone Sottano, n. 10
87030 Longobardi (CS)
Cell.: +39 331 5251541
Email: dabate@tiscali.it



COMMITTENTE

Amministrazione Comunale di Longobardi (CS)

Piazza Miceli, n. 1
87030 Longobardi (CS)

Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Salvatore CARNEVALE

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE E TABULATI DI CALCOLO MURO SU PALI Hmax = 2.20 m

N. ELABORATO

2.5

CODICE ELABORATO

PD REL.06

SCALA

-

PROGETTAZIONE DEFINITIVA

Elaborazione del progetto: Dicembre 2020

Visti e approvazioni:

INDICE

RELAZIONE DI CALCOLO	3
1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
3. CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA	4
3.1 COULOMB.....	4
3.2 RANKINE	5
3.3 MONONOBE & OKABE	5
3.4 CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI.....	6
3.5 EFFETTO DOVUTO ALLA COESIONE	8
3.6 CARICO UNIFORME SUL TERRAPIENO	8
3.7 SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE.....	9
3.8 SPINTA IDROSTATICA	10
4. RESISTENZA PASSIVA.....	10
5. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI	11
5.1 VESIC - ANALISI A BREVE TERMINE.....	11
5.2 VESIC - ANALISI A LUNGO TERMINE	12
5.3 HANSEN - ANALISI A BREVE TERMINE.....	13
5.4 HANSEN- ANALISI A LUNGO TERMINE	14
6. SOLLECITAZIONI MURO E SCHEMA STATICO.....	15
7. SOLLECITAZIONI MURO E SCHEMA STATICO.....	17
7.1 ANALISI DEL PALO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO: MODELLO DI WINKLER	17
7.2 CARICO LIMITE VERTICALE.....	17
7.3 RESISTENZA UNITARIA ALLA PUNTA	17
7.4 RESISTENZA DEL FUSTO	18
7.5 CEDIMENTI	20
8. RESISTENZA DI CALCOLO DEI MATERIALI.....	21

9.	VERIFICHE STRUTTURALI SLV	23
9.1	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE	23
9.2	VERIFICA A TAGLIO	24
10.	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	25
11.	VERIFICHE SPOSTAMENTI SLD	26
12.	CARATTERISTICHE CODICE DI CALCOLO	26
13.	DATI PROGETTO	27
13.1	DATI GENERALI	27
13.2	DATI MURO	27
13.3	COEFFICIENTI SISMICI	27
13.4	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI	28
13.5	STRATIGRAFIA	29
13.6	CARICHI DISTRIBUITI	29
13.7	FATTORI DI COMBINAZIONE	29
	TABULATI DI CALCOLO	32
14.	COMBINAZIONE A1+M1+R3 [GEO+STR]	32
14.1	CALCOLO SPINTE	32
14.2	VERIFICHE PARAMENTO VERTICALE MURO	33
14.3	VERIFICHE FONDAZIONE	36
14.4	VERIFICHE PALI TRIVELLATI	36
15.	COMBINAZIONE SISMA [GEO+STR]	38
15.1	CALCOLO SPINTE	39
15.2	VERIFICHE PARAMENTO VERTICALE MURO	40
15.3	VERIFICHE FONDAZIONE	42
15.4	VERIFICHE PALI TRIVELLATI	43
16.	VERIFICA FESSURAZIONE SLE	45
16.1	COMBINAZIONE SLE FREQUENTE	46
16.2	COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE	46

RELAZIONE DI CALCOLO

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo è riferita al progetto ai sensi delle *NTC 2018* di un muro di contenimento (sostegno) del tipo a mensola in c.a. su pali ad altezza variabile ($H_{max} = 2.20$ m), da realizzare nell'ambito dei lavori inerenti la **Messa in sicurezza della sponda destra idrografica, rischio PAI R4, Torrente Cordari in località Frailliti** del Comune di Longobardi (CS).

Il suddetto muro su pali verrà realizzato con l'obiettivo di innalzare l'attuale argine destro del Torrente Cordari nel tratto d'interesse individuato nelle planimetrie, in modo da garantire un franco di sicurezza minimo tra la quota di massima piena di progetto e la quota del piano viabile (per i dettagli si rimanda alla *Tav. 2.3 – Relazione idraulica*).

Il muro di che trattasi presenta un'altezza variabile da un minimo di 2.00 m ad un massimo di 2.20 m, per uno sviluppo di circa 90 m (verranno realizzati tre tratti di lunghezza pari a circa 30 m giuntati tra loro). Il calcolo viene eseguito per la sezione con altezza massima, in quanto rappresenta la condizione più gravosa con le sollecitazioni massime.

I pali di diametro 60 cm e profondità 8.00 m verranno posti ad interasse pari a 3.00 m, con cordolo di fondazione di altezza 50 cm sul quale sarà realizzato il paramento verticale di altezza variabile e spessore 30 cm. Per i dettagli si rimanda agli esecutivi e ai particolari costruttivi.

La tipologia costruttiva di muro su pali è motivata da due aspetti: il primo è l'obiettivo principale di innalzamento dell'argine destro del Torrente Cordari, senza intaccare il preesistente muro d'argine in pietrame (grazie ai pali il muro in pietrame non presenterà incrementi tensionali); il secondo è quello di sfruttare il nuovo muro per allargare la preesistente *Strada Provinciale 39* che mette in comunicazione il centro storico del Comune di Longobardi (CS) con la *S.S. 18* (considerando inoltre che la *S.P. 39* è classificabile come rete viaria di Classe IV, in quanto rappresenta una via di fuga in caso di calamità, anche questo aspetto è da prendere in grande considerazione perché agevolerebbe le operazioni di evacuazione degli abitanti).

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- *NTC 2018 - Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- *CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 (*GU n. 35 del 11.02.2019 - Suppl. Ordinario n. 5*);

- EUROCODICE 7 – “Progettazione geotecnica” - ENV 1997-1, per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018.

3. CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA

3.1 COULOMB

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3$ H di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

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

Valori limite di K_a :

- $d < (b - \varphi - e)$ secondo Muller-Breslau;
- g_t = Peso unità di volume del terreno;
- b = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
- j = Angolo di resistenza al taglio del terreno;
- d = Angolo di attrito terra-muro;
- e = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
- H = Altezza della parete.

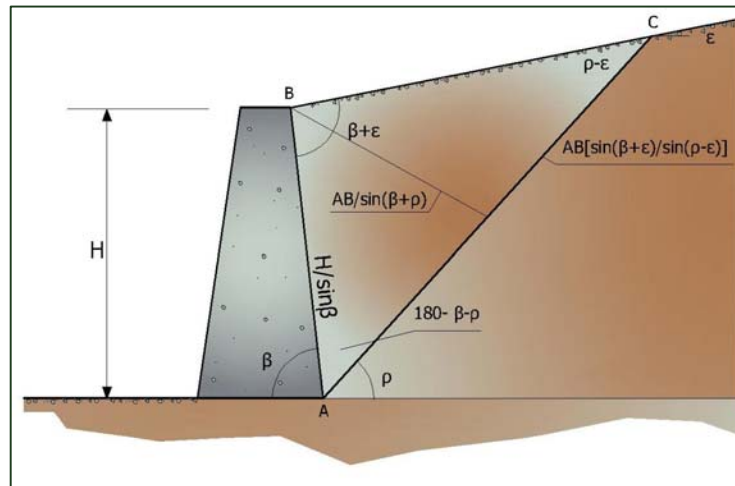


Fig. 1: Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

3.2 RANKINE

Se $e = d = 0$ e $b = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale. In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos \epsilon \frac{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \varphi}}$$

3.3 MONONOBÉ & OKABÉ

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del

sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo e , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo b , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\tan\theta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_h} \right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

3.4 CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (NTC 2018):

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right); \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

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

dove

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

- $\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV);
- $\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2 (NTC 2018).

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Le *NTC 2018* calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right); k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario; per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica; negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro);
- a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

- S = coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T ;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - PVR)}$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle *NTC*). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'*Eurocodice 8* (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$$

- a_{gR} = accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante;
- γ_I = fattore di importanza;
- S = *Soil factor* dipendente dal tipo di terreno (da A ad E);
- $a_g = a_{gR} \gamma_I$ è la “*design ground acceleration on type A ground*”.

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

3.5 EFFETTO DOVUTO ALLA COESIONE

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin (\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

dove Q = carico agente sul terrapieno.

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

3.6 CARICO UNIFORME SUL TERRAPIENO

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

3.7 SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

- H = altezza muro;
- k_v = coefficiente sismico verticale;
- γ = peso per unità di volume del terreno;
- K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);
- E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua;
- E_{wd} = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

3.8 SPINTA IDROSTATICA

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo g_t con g'_t ($g'_t = g_{saturo} - g_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

4. RESISTENZA PASSIVA

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

avendo indicato con:

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

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}$$

5. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

5.1 VESIC - ANALISI A BREVE TERMINE

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

dove:

- $A' = B' L'$ è l'area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u = coesione non drenata;
- q = pressione litostatica totale sul piano di posa;
- s_c = fattore di forma;

$$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \text{ per fondazioni rettangolari, mentre per fondazioni nastriformi il valore di } s_c$$

viene assunto pari ad 1;

- d_c = fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

- i_c = fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H ;

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

- A_f = area efficace della fondazione;
- C_a = aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

5.2 VESIC - ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi' \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

5.3 HANSEN - ANALISI A BREVE TERMINE

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

dove:

- $A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.
- c_u = coesione non drenata;
- q = pressione litostatica totale sul piano di posa;
- s_c = fattore di forma, $s_c = 0$ per fondazioni nastriformi;
- d_c = fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

- i_c = fattore correttivo di inclinazione del carico;

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

- A_f = area efficace della fondazione;
- c_a = aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

5.4 HANSEN- ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi'$$

per forma rettangolare

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right)$$

per forma rettangolare

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$

per forma rettangolare, quadrata o circolare.

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1$$

per fondazione nastriforme

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot(\varphi')} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot(\varphi')} \right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

6. SOLLECITAZIONI MURO E SCHEMA STATICO

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.

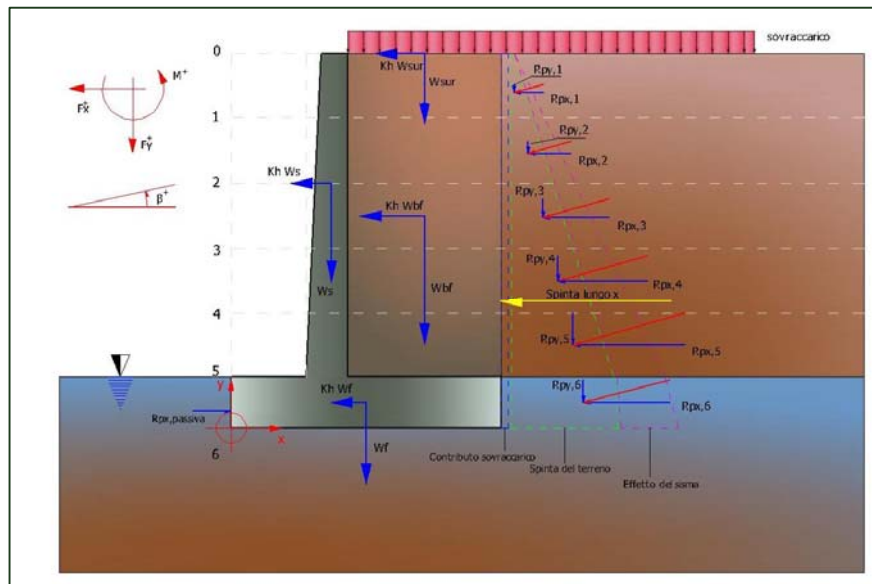


Fig. 2: Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di

fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n -tratti.

Di seguito si riporta la convenzione sui segni:

- Forze verticali positive se dirette dall'alto verso il basso;
- Forze orizzontali positive se dirette da monte verso valle;
- Coppie positive se antiorarie;
- Angoli positivi se antiorari.

Lo schema statico utilizzato per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazioni è quello della trave incastrata (Fig. 3): la mensola di elevazione può essere caricata da carichi distribuiti (spinta attiva del terreno, contributo del sovraccarico, incremento di spinta per la presenza di falda, incremento di spinta per effetto del sisma...), ma anche da carichi concentrati (forze inerziali, azioni aggiuntive sulla sezione del muro, tiranti...). Il momento flettente delle azioni viene riferito al baricentro della generica sezione di verifica.

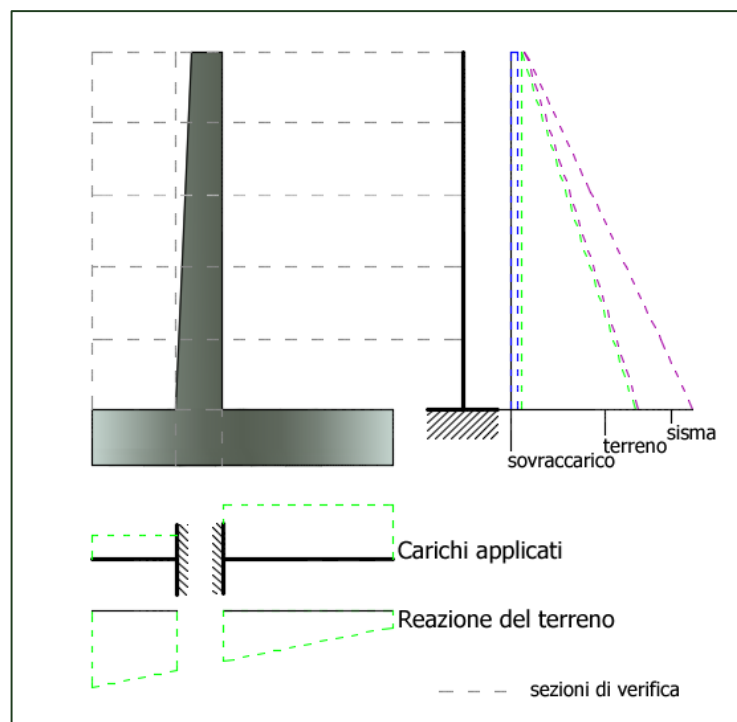


Fig. 3: Schema statico

Analogamente, per la fondazione di valle e di monte, si assume lo stesso schema statico della mensola di elevazione: si tratta di travi ad asse rettilineo che possono essere caricate da carichi distribuiti verticali, da forze o coppie concentrate.

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione il programma sfrutta il metodo analitico facendo riferimento alle caratteristiche positive della convenzione sui segni adottata.

7. SOLLECITAZIONI MURO E SCHEMA STATICO

7.1 ANALISI DEL PALO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO: MODELLO DI WINKLER

Il modello di Winkler consente di tenere conto in modo semplice della variabilità delle proprietà meccaniche del terreno e delle stratificazioni.

In presenza di mezzo omogeneo (K costante) è stata adottata la classifica di Hetényi che distingue tre possibili comportamenti del palo su mezzo alla Winkler, in funzione del valore che assume la rigidezza relativa (I) terreno palo ossia: palo di tipo corto o rigido, palo relativamente flessibile, palo infinitamente flessibile.

Per il calcolo delle forze in gioco viene adottata la seguente convenzione sui segni (Fig. 4):

- forza verticale F_y positiva se diretta verso il basso;
- forza orizzontale F_x positiva da sinistra verso destra;
- coppia M positiva se produce spostamenti concordi con quelli della forza orizzontale F_x .

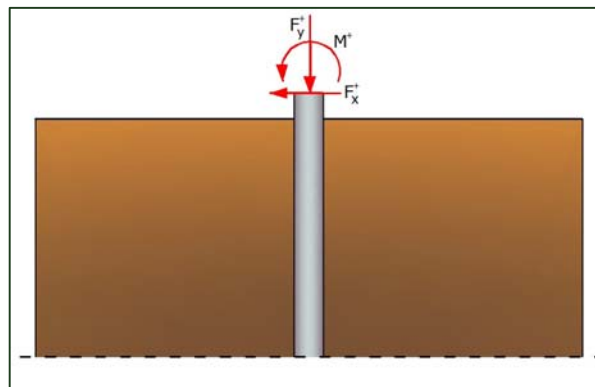


Fig. 4: Convenzione sui segni

7.2 CARICO LIMITE VERTICALE

Il carico limite verticale viene calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo e delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote: la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_s .

7.3 RESISTENZA UNITARIA ALLA PUNTA

La resistenza unitaria q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (j) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$$

con:

- γ = peso unità di volume del terreno;

- D = lunghezza del palo;
- N_c e N_q = fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare).

Il fattore N_q viene calcolato secondo la teoria di *Berezantzev*.

7.4 RESISTENZA DEL FUSTO

Il contributo alla resistenza del fusto viene calcolato utilizzando una combinazione di sforzi totali ed efficaci. Sono previsti tre procedimenti di calcolo di uso corrente, due dei quali di validità generale per la resistenza laterale di pali collocati in terreni coesivi. Questi metodi prendono il nome di *a*, *b* e *l* dai coefficienti moltiplicativi usati nel termine della capacità portante laterale.

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo *a*, proposto da *Tomlinson (1971)*. La resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$f_s = \alpha \cdot c + q \cdot K \cdot \tan \delta$$

con

- c = valore medio della coesione o della resistenza a taglio in condizioni non drenate;
- q = Pressione verticale del terreno;
- K = coefficiente di spinta orizzontale dipendente dalla tecnologia del palo e dal precedente stato di addensamento calcolato come segue:

- per pali infissi:

$$K = 1 + \tan^2 \varphi$$

- per pali trivellati:

$$K = 1 - \tan^2 \varphi$$

- δ = attrito palo-terreno, funzione della scabrezza della superficie del palo:

- per pali infissi:

$$\delta = \frac{3}{4} \cdot \tan \varphi$$

- per pali trivellati:

$$\delta = \tan \varphi$$

- a = coefficiente ricavato come di seguito riportato:

- per pali infissi:

$c < 0.25$	$a = 1.00$
$0.25 < c < 0.5$	$a = 0.85$
$0.5 < c < 0.75$	$a = 0.65$

$0.75 < c < 2.4$	$a = 0.50$
$c > 2.4$	$a = 1.2 / c$

○ per pali trivellati:

$c < 0.25$	$a = 0.9$
$0.25 < c < 0.5$	$a = 0.8$
$0.5 < c < 0.75$	$a = 0.6$
$0.75 < c < 2$	$a = 0.4$
$c > 2$	$a = 0.8 / c$

Secondo le indicazioni di Okamoto in presenza di effetti sismici la resistenza laterale viene ridotta in funzione del coefficiente sismico k_h come segue:

$$C_{\text{reduct_coeff}} = 1 - k_h$$

Infine:

- per i pali trivellati sia le caratteristiche di resistenza (c , j) che il coefficiente del modulo orizzontale del terreno sono stati ridotti del 10%;
- in caso azioni di trazione il carico alla punta è nullo mentre quello laterale è stato ridotto al 70%;
- nel coefficiente di sicurezza verticale si tiene in debito conto anche del peso palo.

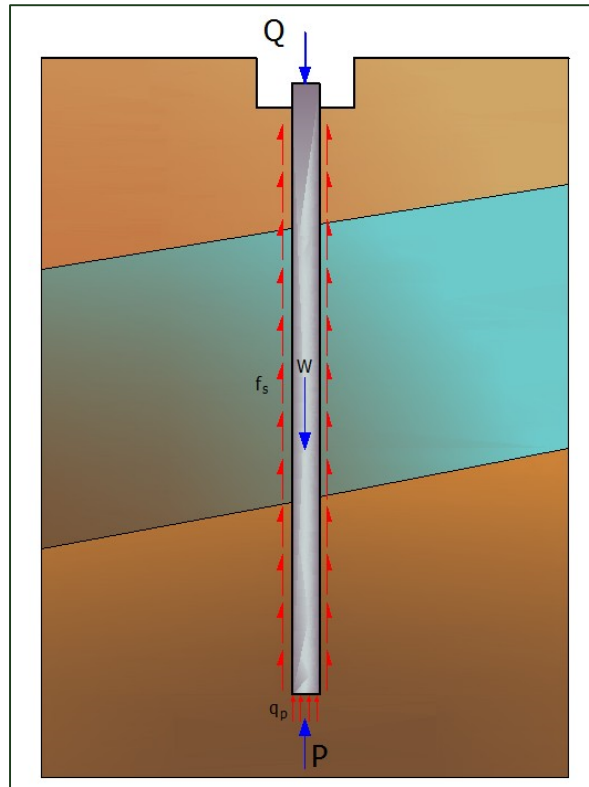


Fig. 5: Schema delle aliquote di resistenza del carico limite

7.5 CEDIMENTI

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo Davis-Poulos, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo. Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = \left(\frac{\tau_i}{E} \right) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

avendo indicato con:

- τ_i = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia;
- E = Modulo elastico del terreno;
- B = Diametro del palo;
- $I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza.

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree.

8. RESISTENZA DI CALCOLO DEI MATERIALI

La resistenza di calcolo f_{cd} a compressione del calcestruzzo da considerare nel calcolo agli stati limite ultimi per il conglomerato è la seguente:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

- α_{cc} = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata;
- f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica del conglomerato;
- γ_c = coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo.

La resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento f_{yd} è la seguente:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

- f_{yk} = resistenza caratteristica (o nominale) dell'acciaio allo snervamento;
- γ_s = coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio.

Per il calcestruzzo, dei vari diagrammi costitutivi si è utilizzato quello a parabola-rettangolo di Fig. 6 ad oggi ritenuto il più attendibile nel calcolo di resistenza (specie in presenza di sforzo normale).

L'arco di parabola presenta il suo asse parallelo all'asse delle tensioni e un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni e tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa ε_{c2} e la deformazione massima del segmento corrisponde a quella di ε_{cu} fissata dalle norme; l'ordinata massima del diagramma è pari a f_{cd} .

L'arco di parabola sopra definito è analiticamente rappresentato dalla seguente equazione:

$$\sigma = 2 \cdot f_{cd} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - f_{cd} \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{c0}^2}$$

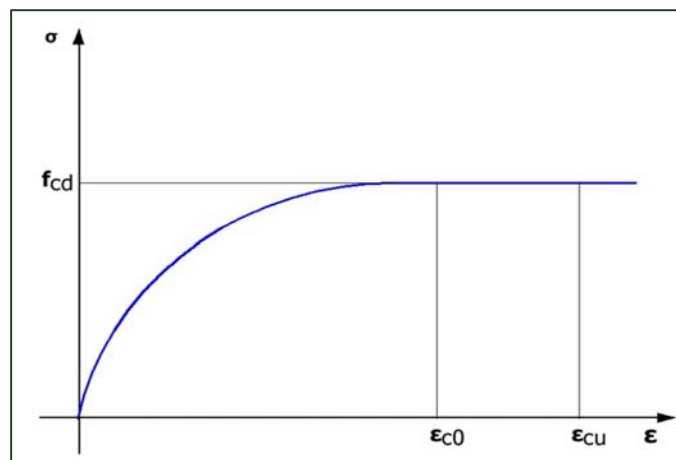


Fig. 6: Legame costitutivo per il calcestruzzo

Il valore di ϵ_{c0} è pari a 0,002 per classi di resistenza pari od inferiore a C50/60 con $\epsilon_{cu} = 0,0035$. Per classi di resistenza superiori è (f_{ck} in MPa):

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0.002 + 0.000085 (f_{ck} - 50)^{0.53} \\ \epsilon_{c2} &= 0.0026 + 0.0035 \cdot [(90 - f_{ck}) / 100]^4 \end{aligned}$$

Per l'acciaio, i diagrammi tensione-deformazione utilizzati sono: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito (Fig. 7).

Come deformazione ultima di progetto va assunto il valore di $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$, essendo ϵ_{uk} la deformazione uniforme ultima che deve essere $\geq 0,075$ per l'acciaio B450C e $k = f_{tk} / f_{yk}$ (rapporto di sovrarresistenza) compreso tra 1,15 e 1,35.

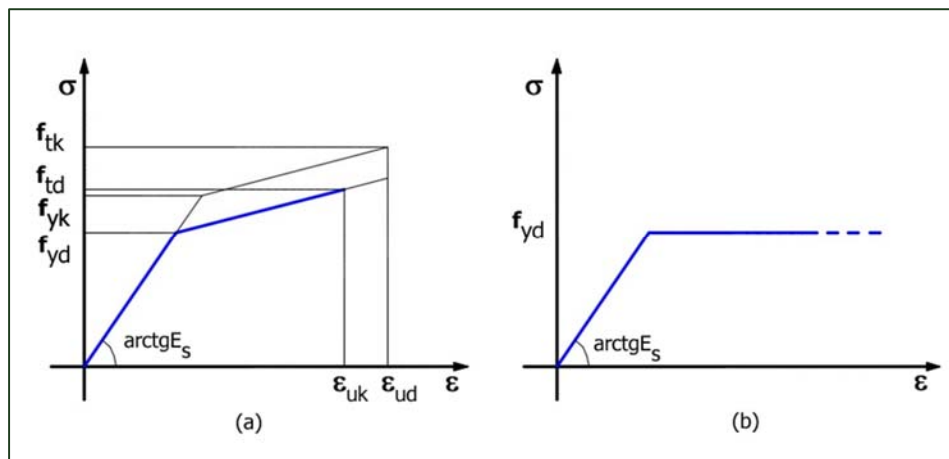


Fig. 7: Legame costitutivo per l'acciaio

9. VERIFICHE STRUTTURALI SLV

Secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, la verifica di sicurezza di un elemento strutturale corrisponde al verificarsi, sezione per sezione, della seguente relazione simbolica:

$$E_d \leq R_d$$

in cui:

- E_d rappresenta una sollecitazione di progetto (*ad esempio uno sforzo flettente, torcente, oppure una sollecitazione composta, etc.*), prodotta dalle azioni agenti F_{dj} sul muro, valutate in base ai propri valori caratteristici e maggiorate in base a opportuni coefficienti di combinazione:

$$F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$$

- R_d è il valore di calcolo della corrispondente sollecitazione resistente sviluppata dai materiali costituenti la sezione, le cui resistenze di calcolo sono ottenute a partire da quelle caratteristiche mediante l'applicazione di coefficienti riduttivi (detti parziali per le resistenze) allo scopo di assicurare il prefissato grado di sicurezza:

$$R_{di} = R_{ki} / \gamma_{Mi}$$

Per sollecitazioni composte (*ad esempio presso-flessione*) la verifica presuppone l'istituzione di un metodo di misura della sicurezza e la relazione precedente risulta essere, in questo caso, solo simbolica. Si supponga, ad esempio, che in una data sezione agiscano contemporaneamente le sollecitazioni di progetto N_{Ed} ed M_{Ed} (sforzo normale e momento flettente); ad esse corrispondono infinite coppie di valori resistenti N_R , M_R che nel loro insieme costituiscono la linea di frontiera di un dominio resistente. La misura della sicurezza, in questo caso, consiste nel controllare che il punto rappresentativo delle sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo ricada internamente o al più sulla linea di frontiera di tale dominio, detto di sicurezza.

9.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Assegnata una generica coppia di sollecitazioni di progetto N_S - M_{xS} rappresentata in Fig. 8 dal punto S, la sezione si considera verificata se S risulta interno al dominio di resistenza o, al massimo, appartenente alla curva di frontiera del dominio medesimo. Per esprimere, invece, il controllo per via numerica si sceglie una retta passante per il punto S e si determina l'intersezione R con la frontiera del dominio. La sezione si considera verificata se il rapporto tra le lunghezze dei segmenti è ≥ 1 , essendo O un punto qualsiasi della retta purché interno al dominio.

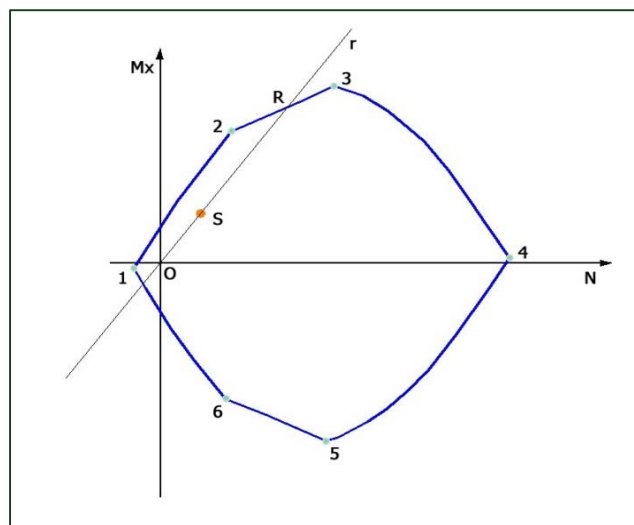


Fig. 8: Dominio di resistenza a presso-flessione

La retta utilizzata per il confronto è quella passante per l'origine O degli assi N - M_x denominata r in Fig. 8. È importante notare che i momenti M_x sono riferiti al baricentro della sezione di verifica.

9.2 VERIFICA A TAGLIO

Il calcolo di verifica a taglio è basato sul rispetto della (4.1.22) delle NTC 2018:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove con V_{Rd} si indica il taglio resistente. La verifica viene effettuata considerando dapprima la sezione senza armatura a taglio, in tal caso il taglio resistente verrà valutato dalla seguente relazione (4.1.2.1.3.1) delle NTC 2018:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (V_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In sostanza la resistenza a taglio dipende fortemente dall'altezza utile d della sezione, ma anche dalla classe del calcestruzzo f_{ck} e dall'aliquota di armatura tesa longitudinale a flessione $\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d$. Nel nostro caso è marginale o nullo l'incremento della resistenza da sforzo normale costituita dal termine $0,15 \sigma_{cp}$.

10. VERIFICHE STRUTTURALI SLE

Allo stato attuale delle conoscenze appare opportuno limitare l'apertura (o ampiezza) delle fessure in rapporto all'aggressività dell'ambiente, onde contrastare, unitamente al ricoprimento delle barre di armatura, la corrosione delle stesse.

Oltre alla suddetta esigenza di durabilità, la limitazione dell'entità delle fessure può essere importante per necessità di tipo estetico, o di tenuta stagna (per vasche e serbatoi si può evitare quasi sempre la posa di uno strato impermeabile se si contiene l'ampiezza delle fessure a non più di 0,1 mm).

Non verranno qui esaminati gli stati limite di decompressione e di formazione delle fessure, in quanto essi interessano essenzialmente le strutture precomprese.

Anche se il calcolo diretto dell'apertura delle fessure è poco sicuro dato il carattere altamente aleatorio della fessurazione, le NTC lo richiede espressamente indicando i valori nominali ($w_1=0,2$ mm; $w_2=0,3$ mm; $w_3=0,4$ mm) da non superare in funzione delle condizioni ambientali, della combinazione di carico e della sensibilità delle armature.

Per le armature poco sensibili, quali quelle impiegate nelle strutture in c.a. normale, le NTC fissano i seguenti valori limite all'apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della combinazione delle azioni:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Fig. 9: Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (NTC 2018)

dove w_1 , w_2 , w_3 sono definiti al §4.1.2.2.4 delle NTC 2018, il valore w_k è definito al §4.1.2.2.4.5 della medesima norma.

I prescelti valori nominali non devono essere superati da quelli di calcolo da calcolare nella zona di efficacia delle armature, e forniti dalla:

$$w_k = 1,7 \varepsilon_{sm} \Delta_{sm} \text{ (eq. 4.1.14 delle NTC 2018)}$$

in cui:

- ε_{sm} = deformazione media delle barre;
- Δ_{sm} = distanza media tra le fessure.

11. VERIFICHE SPOSTAMENTI SLD

Come esplicitato nel §7.11.6.2.2 delle NTC 2018 (Verifiche di sicurezza):

«In aggiunta alle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi SLV, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLD. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.»

Mediante metodi di I livello (correlazioni empiriche) è possibile valutare gli spostamenti di opere di sostegno, indotti dal sisma a seguito di un cinematisma di spinta attiva. In letteratura sono state proposte diverse correlazioni, desunte dall'elaborazione di risultati di spostamenti, calcolati generalmente mediante analisi dinamiche semplificate. In tali analisi l'interazione tra muro e terreno di fondazione viene studiata mediante il classico modello di blocco rigido scorrevole su di un piano orizzontale, proposto da Newmark (1965), ovvero mediante modelli leggermente più sofisticati, da esso derivati. Le correlazioni sono state per lo più basate sull'involuppo degli spostamenti calcolati, risultando pertanto alquanto cautelative; talvolta invece si basano su valutazioni dell'occorrenza degli spostamenti di tipo probabilistico.

La correlazione più citata in letteratura è quella di Richards ed Elms (1979). Essa si basa sui risultati delle integrazioni effettuate da Franklin e Chang (1977) per un insieme di accelerogrammi relativi a 27 terremoti reali e 10 terremoti sintetici di cui si considerarono le sole componenti orizzontali. Il modello di interazione muro-terreno utilizzato è stato quello originario di Newmark. Richards ed Elms individuarono l'involuppo superiore degli spostamenti diagrammati in funzione del rapporto di accelerazione critica (N/A), definito come il rapporto fra il coefficiente N dell'accelerazione critica a_c (dove $a_c = N \times g$) ed il coefficiente A dell'accelerazione massima al suolo ($A \times g$); l'equazione della curva (detta *upperband*) è:

$$d = \frac{V^2}{A \cdot g} \cdot \left(\frac{N}{A} \right)^{-4}$$

in cui:

- d è lo spostamento relativo in metri;
- V è la massima velocità dell'accelerogramma espressa in m/s.

È da segnalare che tale formula è stata proposta dagli autori anche quale strumento di progetto del muro, una volta fissato il valore per lo spostamento ammissibile, e noti i valori massimi dell'accelerazione $A \times g$ e della velocità V dell'accelerogramma.

12. CARATTERISTICHE CODICE DI CALCOLO

Le verifiche riportate al capitolo precedente sono state eseguite mediante il *software* di calcolo *MDC* (versione 2020.29.7.1001), prodotto dall'azienda *GeoStru*. *MDC* è un programma per l'analisi di muri di sostegno a gravità e in c.a. con fondazioni dirette o su pali anche in presenza di tiranti.

Il *software* esegue il calcolo geotecnico utilizzando, a scelta dell'utente, le teorie di Coulomb, Rankine e Mononobe ed Okabe (Coulomb in presenza di sisma) ed effettua tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente, tra cui quella di stabilità globale, anche in condizioni sismiche.

Il calcolo strutturale esegue il dimensionamento delle armature, sia agli *SLU* che alle Tensioni Ammissibili, e la verifica della sezione reagente a diverse quote.

13. DATI PROGETTO

13.1 DATI GENERALI

Codice progetto: *Messa in sicurezza della sponda destra idrografica, rischio PAI R4, Torrente Cordari in località Frailliti*

Comune: Longobardi (CS)

Località: Loc. Frailliti

Coordinate [ED50]: Lat.: 39.2009048 – Long: 16.0657825

Condizioni ambientali: Ordinarie

Normativa: NTC 2018

Spinta: Mononobe & Okabe [M.O. 1929]

13.2 DATI MURO

Altezza muro:	220,0 cm
Spessore testa muro:	30,0 cm
Risega muro lato valle:	0,0 cm
Risega muro lato monte:	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle:	0,0 cm
Sporgenza mensola a monte:	120,0 cm
Svaso mensola a valle:	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle:	50,0 cm
Altezza estremità mensola a monte:	50,0 cm
Diametro dei pali	60,0 cm
Lunghezza dei pali	800,0 cm
Distanza asse da estremità mensola	80,0 cm
Interasse longitudinale	300,0 cm

13.3 COEFFICIENTI SISMICI

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe IV

Vita nominale: 75 [anni]

Vita di riferimento: 150 [anni]

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Parametri sismici su sito di riferimento

S.L. Stato limite	T _R Tempo ritorno [anni]	a _g /g [-]	F ₀ [-]	T _C * [sec]	S _s	C _c
S.L.O.	90	0,093	2,390	0,342	1.20	1.36
S.L.D.	151	0,118	2,407	0,358	1.20	1.35
S.L.V.	1424	0,289	2,526	0,443	1.11	1.29
S.L.C.	2475	0,352	2,577	0,453	1.04	1.29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	a _{max} [m/s²]	beta [-]	k _h [-]	k _v [sec]
S.L.O.	1,3104	1,0	0,1336	0,0668
S.L.D.	1,6704	1,0	0,1703	0,0852
S.L.V.	3,7626	1,0	0,3837	0,1918
S.L.C.	4,2928	1,0	0,4378	0,2189

13.4 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Nr.	Classe Calcestruzzo	R _{c(m)} [Mpa]	E _c [Mpa]	f _{c(m)} [Mpa]	f _{cd} [Mpa]	f _{ctd} [Mpa]	f _{ctm} [Mpa]
Pali	C20/25	25	29960	20	11,33	1,03	2,21
Fondazione e paramento verticale muro	C25/30	30	31470	25	14,16	1,19	2,56

Acciaio

Nr.	Classe acciaio	E _s [Mpa]	f _{ym} [Mpa]	f _{yd} [Mpa]	f _{lm} [Mpa]	f _{ld} [Mpa]	ep _{tk}	epd _{ult}	β ₁ *β ₂ iniziale	β ₁ *β ₂ finale
1	B450C	200000	450	391,3	540	391,3	.075	.0675	1	0,5

Copriferro elevazione/fondazione: 3,0 cm

13.5 STRATIGRAFIA

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione
1	575	0	16,18	15	0,00	10	No		Terreno di riporto
2	300	0	20,90	36	0,00	24	Si		Strato 1
3	1000	0	21,20	38	0,00	25	Si		Strato 2

13.6 CARICHI DISTRIBUITI

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)
Carico stradale	0,0	560,0	25,0	25,0	10,0
Peso proprio strada	0,0	560,0	4,0	4,0	0,0

13.7 FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,30
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,30
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	Carico stradale	1,50
8	Peso proprio strada	1,50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Carico limite	Coefficienti resistenze
1	Punta	1,35
2	Laterale compressione	1,15
3	Coefficiente totale	1,3
4	Laterale (trazione)	1,25
5	Orizzontale	1,3
	Riduzione resistenza	Parziale

SISMA

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	Carico stradale	1,00
8	Peso proprio strada	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Carico limite	Coefficienti resistenze
1	Punta	1,35
2	Laterale compressione	1,15
3	Coefficiente totale	1,3
4	Laterale (trazione)	1,25
5	Orizzontale	1,3
	Riduzione resistenza	Parziale

SLE Frequente

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	Carico stradale	1,00
8	Peso proprio strada	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Carico limite	Coefficienti resistenze
1	Punta	1

COMMITTENTE: Amministrazione Comunale di Longobardi (CS) – Piazza Miceli, 1 – 87030 Longobardi (CS)
OGGETTO: Messa in sicurezza della sponda destra idrografica, rischio PAI R4, Torrente Cordari in località Frailliti

TAV. 2.7 – RELAZIONE E TABULATI DI CALCOLO MURO SU PALI Hmax = 1.20 m

2	Laterale compressione	1
3	Coefficiente totale	1
4	Laterale (trazione)	1
5	Orizzontale	1
	Riduzione resistenza	Parziale

SLE Quasi Permanente

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00
7	Carico stradale	1,00
8	Peso proprio strada	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Carico limite	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Coefficiente totale	1
4	Laterale (trazione)	1
5	Orizzontale	1
	Riduzione resistenza	Parziale

TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda ai Tabulati di calcolo di seguito riportati e costituenti parte integrante della presente relazione.

14. COMBINAZIONE A1+M1+R3 [GEO+STR]

14.1 CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β
270,0	260,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
260,0	226,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0
226,0	182,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0
182,0	138,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0
138,0	94,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0

94,0 50,0 16,18 0,0 15,0 10,0 0,0 0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.
 Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10,0	0,74	0,0	0,0	0,73	0,13	0,0	0,0
10,0	0,74	0,0	0,0	0,73	0,13	0,0	0,0
10,0	0,74	0,0	0,0	0,73	0,13	0,0	0,0
10,0	0,74	0,0	0,0	0,73	0,13	0,0	0,0
10,0	0,74	0,0	0,0	0,73	0,13	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	270,0	260,0	0,0	0,0	265,0	265,0
2	260,0	226,0	11,68	2,06	242,57	242,57
3	226,0	182,0	17,75	3,13	203,39	203,39
4	182,0	138,0	20,73	3,65	159,47	159,47
5	138,0	94,0	23,7	4,18	115,54	115,54
6	94,0	50,0	26,67	4,7	71,59	71,59

14.2 VERIFICHE PARAMENTO VERTICALE MURO

Peso, baricentro ed inerzia

Py Peso del muro (kN);
 Px Forza inerziale (kN);
 Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
260,0	0,0	0,75	16,0	265,0
226,0	0,0	3,3	16,0	248,0
182,0	0,0	6,6	16,0	226,0
138,0	0,0	9,9	16,0	204,0

COMMITTENTE: Amministrazione Comunale di Longobardi (CS) – Piazza Miceli, 1 – 87030 Longobardi (CS)
 OGGETTO: Messa in sicurezza della sponda destra idrografica, rischio PAI R4, Torrente Cordari in località Frailliti

TAV. 2.7 – RELAZIONE E TABULATI DI CALCOLO MURO SU PALI Hmax = 1.20 m

94,0	0,0	13,2	16,0	182,0
50,0	0,0	16,5	16,0	160,0

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
260,0	0,0	0,75	0,0	30,0
226,0	11,68	5,36	1,63	30,0
182,0	29,44	11,79	10,09	30,0
138,0	50,16	18,75	26,95	30,0
94,0	73,86	26,22	53,5	30,0
50,0	100,53	34,23	91,05	30,0

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β
260,0	226,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
226,0	182,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
182,0	138,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
138,0	94,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
94,0	50,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
50,0	0,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

COMMITTENTE: Amministrazione Comunale di Longobardi (CS) – Piazza Miceli, 1 – 87030 Longobardi (CS)
 OGGETTO: Messa in sicurezza della sponda destra idrografica, rischio PAI R4, Torrente Cordari in località Frailliti

TAV. 2.7 – RELAZIONE E TABULATI DI CALCOLO MURO SU PALI Hmax = 1.20 m

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
15,0	0,74	0,0	0,0	0,72	0,19	0,0	0,0
15,0	0,74	0,0	0,0	0,72	0,19	0,0	0,0
15,0	0,74	0,0	0,0	0,72	0,19	0,0	0,0
15,0	0,74	0,0	0,0	0,72	0,19	0,0	0,0
15,0	0,74	0,0	0,0	0,72	0,19	0,0	0,0
10,0	0,74	0,0	0,0	0,73	0,13	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	260,0	226,0	11,46	3,07	242,57	242,57
2	226,0	182,0	17,41	4,67	203,39	203,39
3	182,0	138,0	20,33	5,45	159,47	159,47
4	138,0	94,0	23,24	6,23	115,54	115,54
5	94,0	50,0	26,16	7,01	71,59	71,59
6	50,0	0,0	33,61	7,37	24,52	24,62

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	132,21	33,8	98,43
Peso muro	0,0	16,5	-2,64
Peso fondazione	0,0	18,88	-14,25
Sovraccarico	0,0	52,2	-47,5
Terr. fondazione	0,0	40,77	-37,1
	132,21	162,14	-3,07

Momento stabilizzante	-152,53 kN m
Momento ribaltante	149,46 kN m

Armature - Verifiche sezioni (SLU)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);

Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						
Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	0,99	98,13	S	176,82	0,0	2,12
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	5,45	98,64	S	128,38	0,0	10,78
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	12,12	99,4	S	129,27	0,0	4,31
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	19,21	100,21	S	130,22	0,0	2,55
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	26,72	101,07	S	131,25	0,0	1,74
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	34,73	101,98	S	132,35	0,0	1,29

14.3 VERIFICHE FONDAZIONE

Sollecitazioni

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
31,0	-98,6	-20,38	10,08	50,0
80,0	33,61	97,68	-46,83	50,0

Armature - Verifiche sezioni (SLU)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	100,37	195,62	S	178,2	0,0	8,58
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	34,32	182,4	S	176,89	0,0	1,78

14.4 VERIFICHE PALI TRIVELLATI

Forze palo max sollecitato

Forza orizzontale	396,63 kN
Forza verticale (P)	486,43 kN
Momento	-9,21 kNm

Dati palo

Lunghezza	800,0 cm
Diametro	60,0 cm
Copriferro	3,0 cm
Palo trivellato	
Numero verticali indagate	1
Fattore correlazione verticali indagate [xi3]	1,7
Fattore correlazione verticali indagate [xi4]	1,7

Stratigrafia palo

Strato n. 1	
Spessore strato	305,0 cm
Peso unità di volume	16,18 kN/m ³
Angolo di attrito	15,0 °
Coesione	0,0 kPa
Modulo di elasticità	1471,0 kPa
Modulo di reaz. orizzontale	294199,5 kN/m ³

Strato n. 2	
Spessore strato	300,0 cm
Peso unità di volume	11,09 kN/m ³
Angolo di attrito	36,0 °
Coesione	0,0 kPa
Modulo di elasticità	186329,0 kPa

Strato n. 3	
Spessore strato	195,0 cm
Peso unità di volume	11,39 kN/m ³
Angolo di attrito	38,0 °
Coesione	0,0 kPa
Modulo di elasticità	215749,0 kPa

Spostamenti e rotazioni in testa al palo

Lunghezza d'onda	144,17 cm
Cedimento del palo	0,03 cm
Spostamento in x	0,31 cm
Rotazione in testa	0,12 °
Pressione limite orizzontale in corrispondenza della lunghezza d'onda	118,85 kPa

Carico limite verticale

Carico limite di punta (Qp)	3051,33 kN
Carico limite laterale (Qs)	259,79 kN
Coefficiente di sicurezza punta (FsP)	1,35

Coefficiente di sicurezza laterale (FsL)	1,15
$R=(Qp/Xi3)/FsP+(Qs/Xi3)/FsL$	1462,44 kN
Peso palo (W)	5766,36 Kg
Fattore di sicurezza $Fs=R/(P+W)$	2,69

Verifica palo in testa

Momento	-7,37 kNm
Sforzo normale	486,43 kN
Taglio	396,63 kN
Area ferri	38,17 cm ²
Sforzo normale ultimo (Nu)	486,42 kN
Momento flettente ultimo (Mu)	-302,1 kNm
Stato verifica a flessione	Verificata
Resistenza a taglio congl. (Vcd)	491,24 kN
Resistenza a taglio staffe (Vwd)	611,14 kN
Misura Sicurezza Taglio	Verificata

Verifica palo alla profondità di cm 133,00

Momento	182,71 kNm
Sforzo normale	498,91 kN
Taglio	4,47 kN
Area ferri	38,17 cm ²
Sforzo normale ultimo (Nu)	498,9 kN
Momento flettente ultimo (Mu)	303,79 kNm
Stato verifica a flessione	Verificata
Resistenza a taglio congl. (Vcd)	492,3 kN
Resistenza a taglio staffe (Vwd)	610,51 kN
Misura Sicurezza Taglio	Verificata

Verifiche palo alla profondità di cm 212,73

Momento	73,69 kNm
Sforzo normale	506,4 kN
Taglio	0,0 kN
Area ferri	38,17 cm ²
Sforzo normale ultimo (Nu)	506,39 kN
Momento flettente ultimo (Mu)	304,81 kNm
Stato verifica a flessione	Verificata
Resistenza a taglio congl. (Vcd)	492,3 kN
Resistenza a taglio staffe (Vwd)	610,51 kN
Misura Sicurezza Taglio	Verificata

15. COMBINAZIONE SISMA [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh	0,1336
Coefficiente sismico verticale Kv	0,0668

15.1 CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β
270,0	260,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
260,0	226,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0
226,0	182,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0
182,0	138,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0
138,0	94,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0
94,0	50,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10,0	0,74	0,7	0,13	0,73	0,13	0,13	0,02
10,0	0,74	0,7	0,13	0,73	0,13	0,13	0,02
10,0	0,74	0,7	0,13	0,73	0,13	0,13	0,02
10,0	0,74	0,7	0,13	0,73	0,13	0,13	0,02
10,0	0,74	0,7	0,13	0,73	0,13	0,13	0,02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

COMMITTENTE: Amministrazione Comunale di Longobardi (CS) – Piazza Miceli, 1 – 87030 Longobardi (CS)
 OGGETTO: Messa in sicurezza della sponda destra idrografica, rischio PAI R4, Torrente Cordari in località Frailliti

TAV. 2.7 – RELAZIONE E TABULATI DI CALCOLO MURO SU PALI Hmax = 1.20 m

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	270,0	260,0	0,0	0,0	265,0	265,0
2	260,0	226,0	9,3	1,64	242,58	242,51
3	226,0	182,0	14,43	2,54	203,42	203,31
4	182,0	138,0	17,13	3,02	159,51	159,42
5	138,0	94,0	19,82	3,5	115,58	115,5
6	94,0	50,0	22,52	3,97	71,63	71,56

15.2 VERIFICHE PARAMENTO VERTICALE MURO

Peso, baricentro ed inerzia

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
260,0	0,1	0,75	16,0	265,0
226,0	0,44	3,3	16,0	248,0
182,0	0,88	6,6	16,0	226,0
138,0	1,32	9,9	16,0	204,0
94,0	1,76	13,2	16,0	182,0
50,0	2,2	16,5	16,0	160,0

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
260,0	0,1	0,75	0,01	30,0
226,0	9,74	4,94	1,39	30,0
182,0	24,61	10,78	8,48	30,0
138,0	42,18	17,1	22,64	30,0
94,0	62,44	23,9	45,05	30,0
50,0	85,4	31,17	76,89	30,0

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;

c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β
260,0	226,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
226,0	182,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
182,0	138,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
138,0	94,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
94,0	50,0	16,18	0,0	15,0	15,0	0,0	0,0
50,0	0,0	16,18	0,0	15,0	10,0	0,0	0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.
 Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
15,0	0,74	0,69	0,13	0,72	0,19	0,13	0,03
15,0	0,74	0,69	0,13	0,72	0,19	0,13	0,03
15,0	0,74	0,69	0,13	0,72	0,19	0,13	0,03
15,0	0,74	0,69	0,13	0,72	0,19	0,13	0,03
15,0	0,74	0,69	0,13	0,72	0,19	0,13	0,03
10,0	0,74	0,7	0,13	0,73	0,13	0,13	0,02

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	260,0	226,0	9,12	2,44	242,58	242,51
2	226,0	182,0	14,15	3,79	203,42	203,31
3	182,0	138,0	16,8	4,5	159,51	159,42
4	138,0	94,0	19,44	5,21	115,58	115,5
5	94,0	50,0	22,09	5,92	71,63	71,56
6	50,0	0,0	28,59	6,36	24,57	24,6

Sollecitazioni totali

Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);

COMMITTENTE: Amministrazione Comunale di Longobardi (CS) – Piazza Miceli, 1 – 87030 Longobardi (CS)
 OGGETTO: Messa in sicurezza della sponda destra idrografica, rischio PAI R4, Torrente Cordari in località Frailliti

TAV. 2.7 – RELAZIONE E TABULATI DI CALCOLO MURO SU PALI Hmax = 1.20 m

M	Momento (kNm);		
	Fx	Fy	M
Spinta terreno	110,19	28,22	80,41
Peso muro	2,2	16,5	0,89
Peso fondazione	2,52	18,88	-13,62
Sovraccarico	4,65	34,8	-19,58
Terr. fondazione	5,45	40,77	-28,66
	125,02	139,17	19,44
Momento stabilizzante	-128,28 kN m		
Momento ribaltante	147,72 kN m		

Armature - Verifiche sezioni (SLU)

Afv	Area dei ferri lato valle.						
Afm	Area dei ferri lato monte.						
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);						
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);						
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);						
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);						
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						
Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	0,99	98,13	S	127,75	0,0	1250,26
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	5,01	98,59	S	128,32	0,0	12,92
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	10,79	99,25	S	129,13	0,0	5,15
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	17,44	100,01	S	130,0	0,0	3,02
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	24,07	100,77	S	130,93	0,0	2,06
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	32,01	101,68	S	131,93	0,0	1,51

15.3 VERIFICHE FONDAZIONE

Sollecitazioni

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
---------	----	----	---	---

RTP: ARCH. FRANCESCO ARCURI (Capogruppo) – ING. DANILO MAGURNO – GEOM. DARIO ABATE

COMMITTENTE: Amministrazione Comunale di Longobardi (CS) – Piazza Miceli, 1 – 87030 Longobardi (CS)
 OGGETTO: Messa in sicurezza della sponda destra idrografica, rischio PAI R4, Torrente Cordari in località Frailliti

TAV. 2.7 – RELAZIONE E TABULATI DI CALCOLO MURO SU PALI Hmax = 1.20 m

31,0	-96,43	-20,37	-8,32	50,0
80,0	28,59	81,81	-39,19	50,0

Armature - Verifiche sezioni (SLU)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	98,41	195,23	S	177,89	0,0	8,56
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	29,28	181,38	S	176,82	0,0	2,12

15.4 VERIFICHE PALI TRIVELLATI

Forze palo max sollecitato

Forza orizzontale	375,05 kN
Forza verticale (P)	417,51 kN
Momento	58,31 kNm

Dati palo

Lunghezza	800,0 cm
Diametro	60,0 cm
Copriferro	3,0 cm
Palo trivellato	
Numero verticali indagate	1
Fattore correlazione verticali indagate [xi3]	1,7
Fattore correlazione verticali indagate [xi4]	1,7

Stratigrafia palo

Strato n. 1	
Spessore strato	305,0 cm
Peso unità di volume	16,18 kN/m³
Angolo di attrito	15,0 °
Coesione	0,0 kPa
Modulo di elasticità	1471,0 kPa

Modulo di reaz. orizzontale 294199,5 KN/m³

Strato n. 2

Spessore strato 300,0 cm
 Peso unità di volume 11,09 KN/m³
 Angolo di attrito 36,0 °
 Coesione 0,0 kPa
 Modulo di elasticità 186329,0 kPa

Strato n. 3

Spessore strato 195,0 cm
 Peso unità di volume 11,39 KN/m³
 Angolo di attrito 38,0 °
 Coesione 0,0 kPa
 Modulo di elasticità 215749,0 kPa

Spostamenti e rotazioni in testa al palo

Lunghezza d'onda 144,17 cm
 Cedimento del palo 0,03 cm
 Spostamento in x 0,33 cm
 Rotazione in testa 0,14 °
 Pressione limite orizzontale in corrispondenza della lunghezza d'onda 118,85 kPa

Carico limite verticale

Carico limite di punta (Qp) 3051,33 kN
 Carico limite laterale (Qs) 259,79 kN

 Coefficiente di sicurezza punta (FsP) 1,35
 Coefficiente di sicurezza laterale (FsL) 1,15

 $R = (Qp/Xi3)/FsP + (Qs/Xi3)/FsL$ 1462,44 kN
 Peso palo (W) 5766,36 Kg
 Fattore di sicurezza $Fs = R/(P+W)$ 3,08

Verifica palo in testa

Momento 46,65 kNm
 Sforzo normale 417,51 kN
 Taglio 375,05 kN
 Area ferri 38,17 cm²
 Sforzo normale ultimo (Nu) 417,51 kN
 Momento flettente ultimo (Mu) 292,58 kNm
 Stato verifica a flessione Verificata
 Resistenza a taglio congl. (Vcd) 485,41 kN
 Resistenza a taglio staffe (Vwd) 614,71 kN
 Misura Sicurezza Taglio Verificata

Verifica palo alla profondità di cm 180,00

Momento	216,34 kNm
Sforzo normale	429,99 kN
Taglio	-28,31 kN
Area ferri	38,17 cm ²
Sforzo normale ultimo (Nu)	429,99 kN
Momento flettente ultimo (Mu)	294,32 kNm
Stato verifica a flessione	Verificata
Resistenza a taglio congl. (Vcd)	486,46 kN
Resistenza a taglio staffe (Vwd)	614,05 kN
Misura Sicurezza Taglio	Verificata

Verifiche palo alla profondità di cm 288,34

Momento	74,37 kNm
Sforzo normale	437,48 kN
Taglio	0,0 kN
Area ferri	38,17 cm ²
Sforzo normale ultimo (Nu)	437,48 kN
Momento flettente ultimo (Mu)	295,36 kNm
Stato verifica a flessione	Verificata
Resistenza a taglio congl. (Vcd)	486,46 kN
Resistenza a taglio staffe (Vwd)	614,05 kN
Misura Sicurezza Taglio	Verificata

16. VERIFICA FESSURAZIONE SLE

16.1 COMBINAZIONE **SLE** FREQUENTE

Elevazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm ²	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0,400	--	--	Si	0,27	152,96	-3,59
Si	0,003	0,400	254,079	663	Si	1,40	152,96	34,93
Si	0,024	0,400	273,535	735	Si	8,34	152,96	299,16
Si	0,070	0,400	277,330	749	Si	22,06	152,96	853,39
Si	0,143	0,400	277,723	750	Si	43,68	152,96	1746,38
Si	0,297	0,400	277,723	750	Si	74,35	152,96	3027,15

Fondazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm ²	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0,400	--	--	Si	47,14	152,96	-297,16
Si	0,063	0,400	277,723	750	Si	16,01	152,96	772,74

16.2 COMBINAZIONE **SLE** QUASI PERMANENTE

Elevazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm ²	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0,300	--	--	Si	0,27	114,72	-3,59
Si	0,003	0,300	254,079	663	Si	1,40	114,72	34,93
Si	0,024	0,300	273,535	735	Si	8,34	114,72	299,16
Si	0,070	0,300	277,330	749	Si	22,06	114,72	853,39
Si	0,143	0,300	277,723	750	Si	43,68	114,72	1746,38
Si	0,297	0,300	277,723	750	Si	74,35	114,72	3027,15

Fondazione

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm ²	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0,300	--	--	Si	47,14	114,72	-297,16
Si	0,063	0,300	277,723	750	Si	16,01	114,72	772,74

COMMITTENTE: Amministrazione Comunale di Longobardi (CS) – Piazza Miceli, 1 – 87030 Longobardi (CS)

OGGETTO: *Messa in sicurezza della sponda destra idrografica, rischio PAI R4, Torrente Cordari in località Frailliti*

TAV. 2.7 – RELAZIONE E TABULATI DI CALCOLO MURO SU PALI $H_{max} = 1.20$ m

Diamante (CS), 10.12.2020

I PROGETTISTI

Arch. Francesco ARCURI

Ing. Danilo MAGURNO