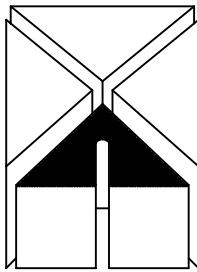




COMUNE DI DERUTA

LAVORI DI CONSOLIDAMENTO DI ALCUNI TRATTI DELLA SCARPATA
LUNGO VIA CASALINA-RIPABIANCA IN FRAZ. RIPABIANCA



**AREA
PROGETTO
ASSOCIATI**

PERUGIA * Via della Gabbia 7 * Tel 075 5731708 - 075 5736689

Progetto N.
17327

Maggio 2017

Progetto

Bonifica dissesto

Fase Progettuale

PROGETTO ESECUTIVO

Committente

Comune di Deruta

Localizzazione

Via Casalina - Ripabianca

Professionista incaricato

ING. MARCO BALDUCCI
ING. ROBERTO REGNI

Collaboratori

ING. LUCA SPACCINO

Geologia

DOTT. GEOL. GIORGIO CERQUIGLINI

rev.	data	aggiornamento	redatto	verificato	approvato
00	Maggio 2017	Emissione	Bruschini	Balducci	Balducci

Relazione di calcolo della paratia

scala

tav.

RTSP

COMUNE DI DERUTA (PG)

PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO DEL DISSESTO
IDROGEOLOGICO VERIFICATOSI SULLA STRADA CASALINA-
RIPABIANCA NEL COMUNE DI DERUTA.

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PARATIA

INDICE

1. PREMESSA	3
1.1 Normativa di riferimento	3
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	4
3. PARATIA.....	5
3.1 Approcci secondo NTC 08	5
3.2 Criteri di calcolo.....	6
3.3 Parametri sismici	8
3.4 Modellazione del cordolo nel programma di calcolo	11
3.5 Modellazione delle barriere di sicurezza nel programma di calcolo	11
3.6 Carichi di progetto	12
3.7 Risultati	12
3.8 Verifiche strutturali del palo	15
3.9 Verifiche strutturali del cordolo	15

1. PREMESSA

La presente relazione tratta le analisi e le verifiche relative alla paratia di progetto prevista per il progetto di consolidamento del dissesto idrogeologico verificatosi lungo la strada comunale di collegamento tra Casalina e Ripabianca.

L'opera si sviluppa per una lunghezza planimetrica di circa 35m ed è formata da micropali $\phi 160$ di lunghezza totale pari a 6m. I micropali sono disposti su due file ad interasse trasversale 0.50m e interasse longitudinale 0.66m e sono collegati tramite un cordolo. I micropali sono armati con un tubolare $\phi 88,9$ spessore 6,3mm. Sul cordolo di collegamento viene fissata anche la barriera stradale. Per i dettagli relativi alla geometria del palo e alle armature utilizzate si rimanda all'elaborato grafico di dettaglio allegato alla presente fase progettuale.

Le verifiche di stabilità sono state condotte estese all'intero versante; per maggiori dettagli si rimanda alla relazione Geotecnica.

In questa sede vengono affrontate le verifiche dell'opera e del sistema opera-terreno relative all'intorno della paratia e le verifiche strutturali dell'opera.

Di seguito si riporta una sezione tipo dell'opera.

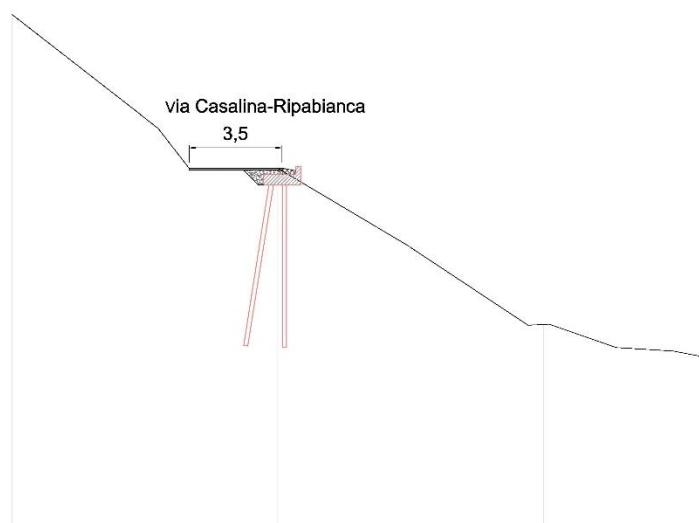


Figura 1 – Sezione tipo paratia

1.1 Normativa di riferimento

La normativa di riferimento è attualmente vigente è:

- D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare n. 617 2 Febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Si riporta in breve la caratterizzazione geotecnica dei terreni di interesse, trattata per esteso nella Relazione Geotecnica, a cui si rimanda per maggiori dettagli.

<u>Unità Geotecnica 1</u>	<u>Unità Geotecnica 4</u>
$\gamma = 18,7 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$
$\phi' = 25^\circ$	$\phi' = 32^\circ$
$c' = 0 \text{ kPa}$	$c' = 0 \text{ kPa}$
$E_{vc} = 2,0 \text{ MPa}$	Non è stata effettuata una parametrizzazione relativa ai parametri di deformabilità
$E_{ur} = 3,2 \text{ MPa}$	
<u>Unità Geotecnica 2</u>	<u>Unità Geotecnica 5</u>
$\gamma = 20,7 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 20,7 \text{ kN/m}^3$
$\phi' = 29^\circ$	$\phi' = 25^\circ$
$c' = 0 \text{ kPa}$	$c' = 30 \text{ kPa}$
$E_{vc} = 15,0 \text{ MPa}$	Non è stata effettuata una parametrizzazione relativa ai parametri di deformabilità
$E_{ur} = 24,0 \text{ MPa}$	
<u>Unità Geotecnica 3</u>	
$\gamma = 21,1 \text{ kN/m}^3$	
$\phi' = 22^\circ$	
$c' = 17 \text{ kPa}$	
$E_{vc} = 25,0 \text{ MPa}$	
$E_{ur} = 40,0 \text{ MPa}$	

In cui

E_{vc} è il modulo sulla retta normalconsolidata

E_{ur} è il modulo sulla retta di ricompressione.

Per il calcolo di E_{ur} si è utilizzata la formula nota in letteratura: $E_{ur} = E_{vc} * 1,6$

3. PARATIA

Per il dimensionamento dell'opera di sostegno la geometria del sistema viene schematizzata secondo le seguenti osservazioni.

- La stratigrafia di riferimento considerata è quella rilevata in corrispondenza dell'opera di sostegno, in cui si ha uno spessore di circa 2,5m di Unità Geotecnica 1, 2,5m di Unità Geotecnica2 e poi il terreno Unità Geotecnica3.
- La sezione di verifica comprende anche la modellazione del cordolo a sbalzo e delle forze di urto sulla barriera intestata nel cordolo. Per il calcolo del valore applicato si rimanda allo specifico paragrafo.
- Per le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera, a valle dell'opera stessa si considera uno sbalzo di 2,5m per simulare un eventuale distacco del corpo di frana.

Nel programma di calcolo vengono inoltre simulate le varie fasi di esecuzione della paratia:

- Fase 0 è la fase geostatica
- Fase 1 è la fase in cui viene simulato il distacco della frana a valle: sbalzo a valle di 2.5m
- Fase 2: applicazione delle azioni sismiche.

3.1 Approcci secondo NTC 08

Per le opere di sostegno flessibili le verifiche da effettuare secondo le NTC08, e relative agli stati limite ultimi risultano:

- collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera,
- raggiungimento della resistenza nei tiranti,
- raggiungimento della resistenza strutturale dell'opera.

Per ogni stato limite considerato si deve accertare che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta. In questo caso non viene effettuata la verifica a collasso per carico limite verticale in quanto sicuramente non dimensionante. In presenza di paratie non tirantate non viene evidentemente analizzata la seconda tipologia di rottura.

Le sopra citate verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

Approccio 1

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

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella Tab.5.1, 5.2 e 5.3 e relativi alle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC08.

Per le verifiche in condizione di esercizio devono essere valutati gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità e con la sicurezza dell'opera stessa.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_m)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{m1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{m2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{f1}	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 1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.II NTC08).

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

Tabella 2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II NTC08).

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

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO (Tabella 6.5.I NTC08).

3.2 Criteri di calcolo

Le analisi di dimensionamento sono state effettuate mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PARATIE Plus 2012 – CEAS.

Nel programma la struttura viene schematizzata mediante elementi finiti di tipo trave, definiti nel piano da un nodo iniziale ed uno finale, e dalle caratteristiche inerziali della sezione trasversale. Ogni nodo dell'elemento possiede due gradi di libertà: la traslazione in direzione orizzontale e la rotazione intorno ad un asse ortogonale al piano di riferimento.

Per i terreni è stato assunto un comportamento elasto-plastico ideale con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Nel modello di calcolo, il terreno viene rappresentato mediante elementi monodimensionali tipo molla, connessi alla paratia in ogni suo nodo. Il comportamento meccanico della molla è di tipo elasto-plastico, essa reagisce elasticamente fino ai valori limiti della resistenza, raggiunta la quale, a seconda del verso dello spostamento, assume un valore pari alla spinta attiva o alla spinta passiva del terreno. Il criterio di resistenza adottato è quello di Mohr-Coulomb.

La deformabilità della molla è funzione dello stato tensionale a cui risulta sottoposta, in campo elastico essa è definita dall'espressione della rigidezza della molla:

$$K = E^* D / L$$

dove E è il modulo di elasticità del terreno, L la lunghezza della molla e D l'interasse tra le singole molle.

La lunghezza della molla L è variabile in funzione delle dimensioni della zona di terreno coinvolta nel movimento, sia in condizioni di spinta attiva sia di spinta passiva.

Lo stato tensionale iniziale della molla, nelle condizioni che precedono le operazioni di scavo e/o all'applicazione di qualsiasi azione esterna sulla paratia, è funzione della tensione verticale litostatica secondo la relazione

$$\sigma_h^i = K_0 \cdot \sigma_v^i$$

in cui K_0 è il coefficiente di spinta a riposo.

A seguito delle operazioni di scavo, o dell'applicazione di azioni esterne sulla struttura, la reazione offerta dalla molla aumenta o diminuisce (a seconda del verso della deformazione) raggiungendo al limite le tensioni corrispondenti alle condizioni di spinta attiva o passiva, rispettivamente per decrementi o incrementi di tensione. Per la valutazione del K_0 si utilizza l'espressione:

$$K_{OC} = K_{ONC} \cdot OCR \alpha \quad \text{con } \alpha \approx 0,50.$$

Per i coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P sono state utilizzate rispettivamente le espressioni fornite da Coulomb e Lancellotta.

Nei calcoli in oggetto si è ipotizzato prudenzialmente un angolo di attrito tra terreno e struttura pari a $\varphi'/2$ nel considerare sia la spinta passiva che quella attiva.

Il coefficiente di sicurezza globale della struttura è definito in termini di spinta passiva mobilitata. Il rapporto tra spinta passiva e spinta effettiva mobilitata nel tratto infisso è indicativo del margine di sicurezza rispetto alle condizioni limiti.

Viste le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni interessati dalle opere, le analisi sono state eseguite in condizioni drenate di lungo termine.

3.3 Parametri sismici

Per quanto riguarda l'analisi delle paratie in condizioni sismiche, il calcolo è stato svolto considerando, alla fine della fase di scavo, un ulteriore passo di calcolo in corrispondenza del quale viene applicata una forza sismica calcolata secondo l'equazione di Mononobe-Okabe.

Le strutture definitive sono state verificate nei confronti delle "azioni sismiche", secondo le prescrizioni contenute al paragrafo 7.11.6.3 del D.M. 14 gennaio 2008.

Le azioni indotte dal sisma, tipicamente dinamiche, sono state simulate attraverso un insieme di forze statiche equivalenti (metodo pseudo-statico).

Coerentemente con la normativa tecnica di riferimento, per tener conto delle azioni sismiche, oltre alla spinta statica è stata considerata anche un incremento di spinta orizzontale del terreno.

L'incremento di spinta del terreno ΔP_d è pari alla differenza tra la spinta calcolata in condizioni sismiche (F_d) e quella calcolata in condizioni statiche (F):

$$\Delta P_d = F_d - F$$

ΔP_d ha punto di applicazione a metà del tratto fuori terra, il che equivale ad applicare una pressione uniforme:

$$q = \frac{\Delta P_d}{H}$$

Tale distribuzione è da sommarsi alla spinta statica delle terre.

Nelle analisi l'incremento di spinta è stato applicato a tergo della paratia, nel tratto fuori terra, come un carico distribuito di forma rettangolare. In tale fase si analizzano preliminarmente le spinte agenti da monte sulla parete per verificare se il terreno è a tutti gli effetti in stato di spinta attiva. Utilizzando la soluzione ottenuta fino allo step precedente di configurazione definitiva statica, che sarà

interessata dall'azione sismica, è possibile visualizzare nel report il rapporto di mobilitazione fra la spinta efficace "vera" (agente nel caso in esame) e la minima spinta possibile. Come è possibile osservare dai report di calcolo allegati alla presente relazione, tali rapporti sono piuttosto prossimi all'unità, per cui è lecito per la valutazione dei carichi equivalenti dovuti al sisma avvalersi della teoria di Mononobe-Okabe consigliata dalla Normativa.

Secondo tale formulazione la spinta sismica equivalente efficace, dovuta allo scheletro solido, è data dall'espressione:

$$F_d = \frac{1}{2} \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{AE} H^2$$

in cui:

γ^* = peso del terreno, il cui valore dipende dal grado di saturazione del medesimo;

K_{AE} = coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche (funzione di k_h e k_v , nonché della presenza o meno di acqua di falda);

H = altezza fuori-terra della paratia.

Si è tenuto conto della capacità delle paratie in oggetto di tollerare spostamenti, senza subire significative riduzioni di resistenza, nella maniera di seguito specificata.

La componente orizzontale a_h dell'accelerazione del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} 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, $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza e $a_{max} = S \cdot a_g$, con S fattore suolo, prodotto dei coefficiente di amplificazione topografica e stratigrafica

e a_g accelerazione al bedrock.

Per le paratie, la componente verticale dell'accelerazione a_v può porsi nulla.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia. Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H_{TOT} della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma sottostante.

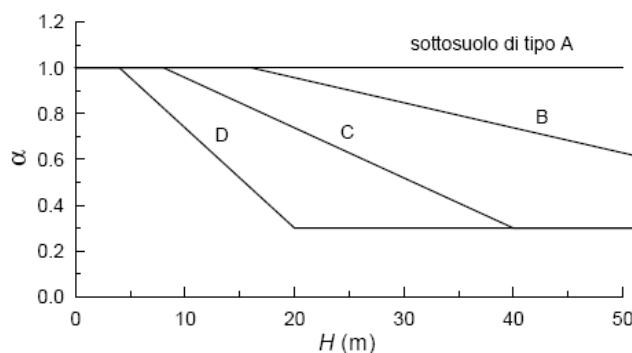


Figura 2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 3 -, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

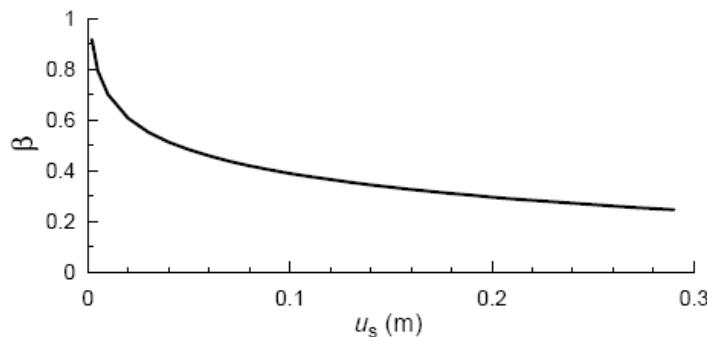


Figura 3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Il valore dello spostamento post-sismico ammissibile u_s , da scegliersi a discrezione del progettista, è stato valutato secondo due diversi criteri.

La prima metodologia è quella proposta nel paragrafo 7.3.11.6.3.1 di NTC 2008, in cui viene specificato che deve risultare $u_s \leq 0.005 \cdot H_{TOT}$.

Classe d'uso	Stato limite	V_N anni	C_u	V_R anni	P_{VR}	TR anni	a_g g	S_s	S_T	S	a_{max} g	α	β	$k_{h,p}$
-	-		-					-	-	-	-	-	-	-
II	SLV	50	1	50	10%	475	0,170	1,2	1,2	1,44	1,022	1	0,45	0,111

Tabella 4 - Azioni sismiche sulle paratie.

LEGENDA

VN	Vita nominale
C _U	Coefficiente d'uso
V _R	Vita di progetto
P _{VR}	Probabilità di superamento
TR	Tempo di ritorno
ag	Accelerazione su sito di riferimento rigido
S _s	Coefficiente di amplificazione stratigrafico
ST	Coefficiente di amplificazione topografico
S	=S _s XSt
amax	Accelerazione massima al suolo
kh,p	Coefficiente pseudostatico orizzontale per pendii e fronti di scavo

3.4 Modellazione del cordolo nel programma di calcolo

Il cordolo della paratia sbalza verso valle. È quindi necessario calcolare la forza N e il momento M che grava sul sistema di pali. Si calcola perciò il peso del cordolo e l'eccentricità rispetto al sistema di pali.

Si ottiene quindi la forza peso del cordolo, che si trasmette al sistema sottostante come forza verticale N, e il momento, M, agenti in testa alla paratia. Le azioni ottenute sono considerate a metro lineare di paratia. Tali azioni vengono introdotte nel programma come carichi permanenti.

$$N = 17,5 \text{ kN/m}$$

$$M = 5,25 \text{ kN}$$

3.5 Modellazione delle barriere di sicurezza nel programma di calcolo

Il cordolo della paratia, su cui viene intestata la barriera di sicurezza stradale, deve essere verificato alle azioni di svio. L'urto che può subire la barriera deve poter essere assorbito dalla struttura sottostante. Per tale motivo in testa alla paratia vengono inoltre considerate le azioni accidentali dovute all'urto sulla barriera.

Tali azioni vengono considerate pari al taglio e al momento di plasticizzazione della barriera stradale, che vengono trasmesse al cordolo sottostante.

Il momento derivante dall'urto è il momento di plasticizzazione del montante tubolare a sezione rettangolare;

$$W_{pl} = 68,7 \text{ cm}^3 \quad \text{modulo plastico della sezione}$$

$$\text{acciaio} = S\ 275\ JR$$

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di snervamento dell'acciaio}$$

$$M_{pl} = W_{pl} \times f_y = 18,9 \text{ KN m} \quad \text{momento plastico}$$

$$C = 1,5 \quad \text{fattore di sovra resistenza}$$

$$M_{urto} = M_{pl} \times C = 28,3 \text{ KN m}$$

$$h_{appl} = 0,75 \text{ [m]}$$

$$F_{H,urto} = M_{urto} / h_{appl} = 37,7 \text{ KN}$$

momento plastico della barriera

braccio della forza d'urto

azione orizzontale dovuta all'urto

Per il calcolo delle azioni a metro lineare di opera, si divide il risultato ottenuto per l'interasse tra i montanti, pari a 2m.

Si ottiene perciò un momento in testa alla paratia pari a:

$$M = 14,1 \text{ kN m / m}$$

E una forza orizzontale in testa alla paratia pari a:

$$T = 19,0 \text{ kN/ m}$$

3.6 Carichi di progetto

I carichi di progetto considerati nelle analisi sono i carichi stradali presenti sulla strada comunale. Si è adottato un sovraccarico uniformemente distribuito pari a 20 kPa.

I carichi sono amplificati o ridotti in relazione alla combinazione di calcolo adottata.

In particolare per le analisi sismiche si fa riferimento al paragrafo 3.2.4 della normativa vigente, che permette la riduzione dei sovraccarichi nelle analisi sismiche ($\psi = 0,2$).

3.7 Risultati

Nel presente capitolo si riportano i risultati delle analisi eseguite.

La paratia è realizzata con micropali Ø160 lunghi 6,0m disposti a quinconce su due file; le file distano 0,50m e l'interasse longitudinale tra i pali è 0,66m. Nella fila più a monte i pali sono inclinati di 10° rispetto alla verticale, in maniera tale da resistere meglio alle azioni di taglio. L'armatura è costituita da un tubolare Ø 88,9 spessore 6,3mm.

Le analisi di dimensionamento sono state eseguite conformemente al decreto 14 Gennaio 2008 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008), pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, ed entrato in vigore il 5 marzo, con il metodo degli stati limite ultimi SLU (sicurezza nei confronti della rottura) e stati limite di esercizio SLE (deformazioni compatibili con la destinazione d'uso).

Di seguito, limitatamente al caso delle opere flessibili, si riassumono i valori numerici dei coefficienti parziali in accordo con NTC 2008.

ANALISI		AZIONI - γ_F				PROPRIETÀ TERRENO - γ_M		
		PERMANENTI		VARIABILI		TAN	c'	γ
		SFAVOREVOLI	FAVOREVOLI	SFAVOREVOLI	FAVOREVOLI	ϕ'		
1	SLE	1.0	1.0	1.0	0	1.0	1.0	1.0
2A	SLU A1+M1+R1	1.3	1.0	1.5	0	1.0	1.0	1.0
2B	SLU A2+M2+R1	1.0	1.0	1.3	0	1.25	1.25	1.0
3	SISMA	1.0	1.0	1.0	0	1.25	1.25	1.0

Tabella 5 – Approcci di calcolo e coefficienti parziali di sicurezza per opere di sostegno flessibili.

Il coefficiente di sicurezza parziale γ_R della resistenza di progetto, va assunto unitario.

Le analisi sono state eseguite in condizioni drenate di lungo termine.

Di seguito si riportano i diagrammi delle deformate, del momento e del taglio a cui sono soggetti i pali e la tabella riassuntiva delle analisi.

Nei diagrammi delle sollecitazioni la linea nera rappresenta l'andamento della sollecitazione in funzione della profondità e la linea rossa rappresenta il valore della resistenza.

O: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1(PARENT: Base model)

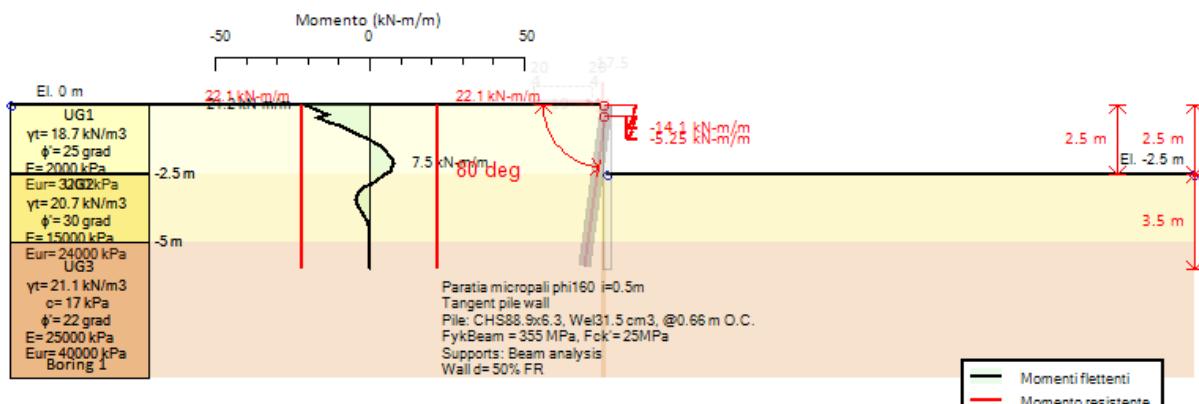


Figura 4 – Momento massimo – Combinazione STRU - Fase sismica (fase 2).

0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1(PARENT: Base model)

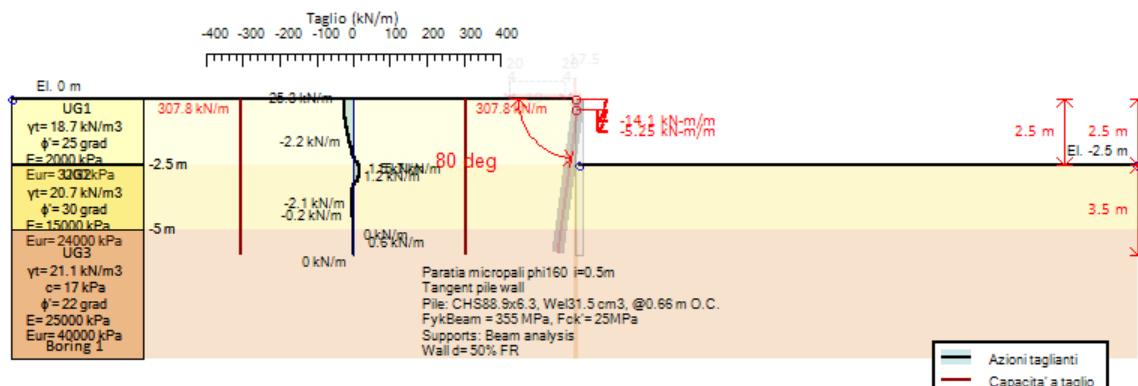


Figura 5 – Taglio massimo – Combinazione STRU - Fase sismica (fase 2).

Base model

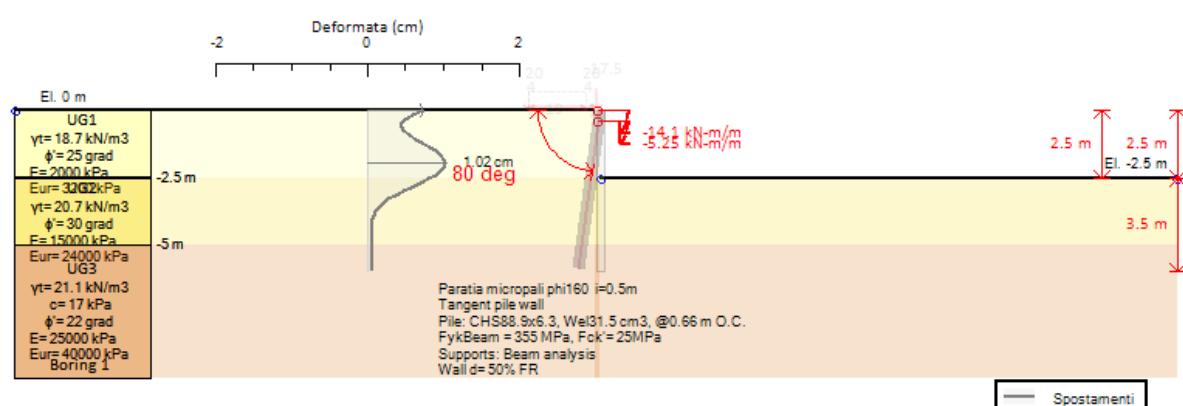


Figura 6 – Deformata – Combinazione SLE - Fase 1.

La deformata viene valutata nella combinazione SLE. Tenendo conto della schematizzazione adottata, che prevede lo scalzamento al piede dell'opera di 2,5m e la modellazione delle azioni di svio, tale valutazione è una stima a favore di sicurezza della deformata.

	Esito calcolo	Spostamento X paratia (cm)	Cedimenti Z terreno (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Momento paratia (kN-m)	Taglio paratia (kN/m)	Taglio paratia (kN)	Verifica paratia (TSF)	Verifica presso flessione (TSF)	Verifica taglio (TSF)
► Base model	Risolto con successo	1.03	0.8	14.1	9.31	19.47	12.85	0.639	0.639	0.063
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	Risolto con successo	1.01	0.8	21.15	13.96	25.77	17.01	0.959	0.959	0.084
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	Risolto con successo	1.9	1.42	18.33	12.1	23.35	15.41	0.831	0.831	0.076
0: DM08_ITA: EQK - GEO	Risolto con successo	2.02	1.47	14.1	9.31	22.11	14.59	0.639	0.639	0.072
0: DM08_ITA: EQK - STR	Risolto con successo	1.03	0.8	14.1	9.31	19.47	12.85	0.639	0.639	0.063
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	Risolto con successo	1.03	0.8	14.1	9.31	18.29	12.07	0.639	0.639	0.059

	Max. reazione vincoli (kN/m)	Max. reazione vincoli (kN)	Verifica vincoli (TSF)	Verifica STR vincoli (TSF)	Verifica GEO vincoli (TSF)	Verifica fondo scavo (FS)	FS passiva (eq. limite)	FS rotazione (eq. limite)	FS infissione (eq. limite)	Passiva/ (analisi NL)	Vera/Atti (analisi NL)
► Base model	222.89	147.11	0.415	0.376	0.415	3.469	13.85	5.8	3.684	2.8	1.643
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	312.52	206.26	0.698	0.528	0.698	3.469	10.654	4.572	3.182	2.931	1.627
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	276.69	182.62	0.641	0.467	0.641	2.775	8.183	3.48	2.8	1.947	1.44
0: DM08_ITA: EQK - GEO	238.25	157.24	0.552	0.402	0.552	2.775	8.183	3.35	2.8	1.862	1.47
0: DM08_ITA: EQK - STR	222.89	147.11	0.376	0.376	0.369	3.469	13.85	5.8	3.684	2.8	1.643
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	214.75	141.74	0.4	0.363	0.4	3.469	13.85	6.022	3.684	2.945	1.643

Tabella 6 – Risultati delle analisi

3.8 Verifiche strutturali del palo

Le verifiche strutturali del palo vengono effettuate nelle combinazioni strutturali, quindi nella A1+M1+R1 e nella combinazione sismica STRU. I risultati delle verifiche vengono riportati nella tabella riassuntiva delle analisi, nel paragrafo precedente. I risultati sono riportati nella forma di tasso di sfruttamento, TSF, e sono verificate se il valore TSF<1.

Le verifiche risultano soddisfatte.

3.9 Verifiche strutturali del cordolo

Per il calcolo delle sollecitazioni cui è soggetto il cordolo, si prende come riferimento la sezione immediatamente a destra rispetto alla sezione di incastro del palo più a valle.

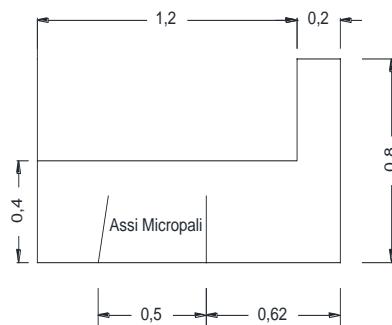


Figura 7 – Sezione cordolo - Geometria

Sollecitazioni date dal peso del cordolo

Per il calcolo del taglio e del momento si ha:

$$T = [(0,62 \cdot 0,4) + (0,4 \cdot 0,2)]mq * 25 \text{ kN/mc} = (0,248+0,08) \cdot 25 = 8,2 \text{ kN/m}$$

$$M = [(0,62 \cdot 0,4) \cdot 0,62/2 + (0,4 \cdot 0,2)/(0,62-0,1)]m * 25 \text{ kN/mc} = 2,96 \text{ kN m /m}$$

Sollecitazioni date dall'urto sulla barriera

Per il calcolo del momento si ha:

$$M = 14,1 \text{ kN m /m}$$

Considerando i coefficienti amplificativi dei carichi

$$T = 1,3 * 8,2 = 10,7 \text{ kN/m}$$

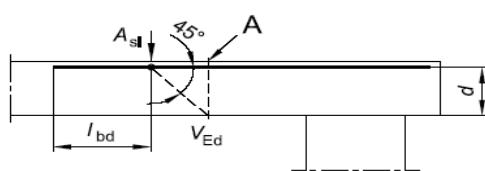
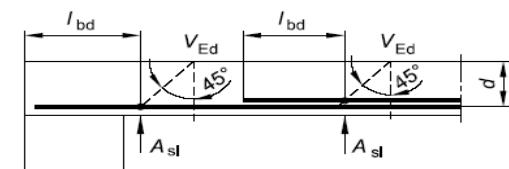
$$M = (1,5 * 14,1 + 1,3 * 2,96) = 25 \text{ kN m/m}$$

Si predisponde un'armatura trasversale di 5 φ 16 a metro.

Di seguito si riportano le verifiche strutturali del cordolo, eseguite mediante l'ausilio di un foglio di calcolo.

VERIFICA A TAGLIO

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE		
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V _{Ed}	10,7 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente C _{Rd,c}	C _{Rd,c}	0,12 [-]
Coefficiente k	k	1,76 [-]
		1,76 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l _{bd} + d _{pi}	0,0028723 [-]	
	0,0028723 [-]	
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V _{Rd,c}	142,28 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	V _{Rd,min}	142,52 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	142,52 [kN]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)
Legenda
A Sezione considerata

VERIFICA A FLESSIONE
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA
SEZIONE TRASVERSALE

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]

ARMATURA TESA

Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[$-$]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[$-$]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm^2]

ARMATURA COMPRESSA

Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[$-$]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[$-$]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm^2]

Armatura simmetrica

Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[$-$]
Posizione dell'asse neutro	x	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	[$-$]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	[$-$]
Coefficiente di riempimento	β	[$-$]
Coefficiente di baricentro	κ	[$-$]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	α'_s	[$-$]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	[$-$]

Momento resistente della sezione	M_{Rd}	61,63	[kNm]
---	----------	-------	-------

Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	25,0	[kNm]
--	----------	------	-------

1