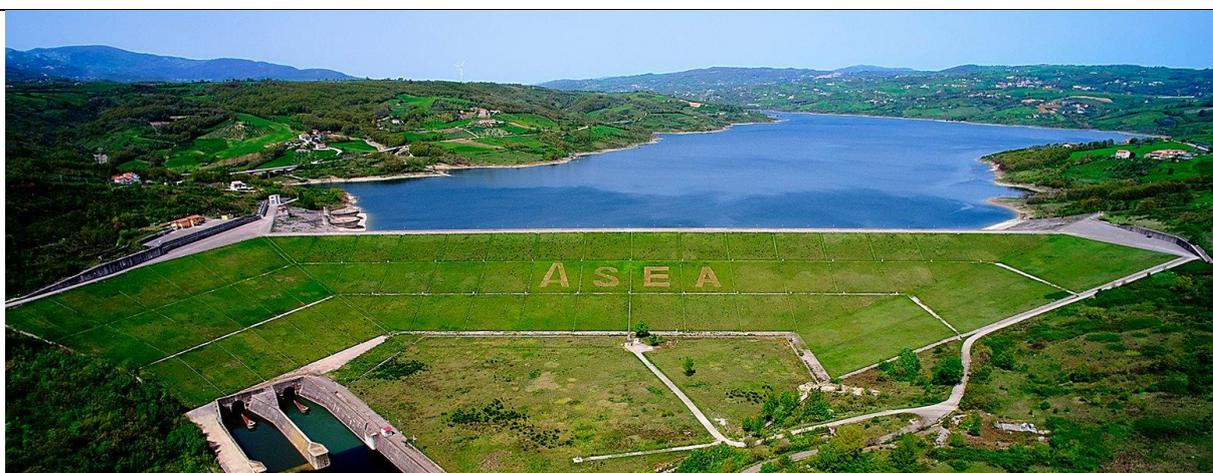
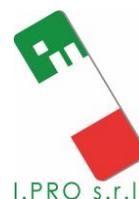


Rivalutazione sismica dello sbarramento di Campolattaro, delle relative opere complementari e accessorie e del versante in dx in corrispondenza della spalla dello sbarramento



IMPIANTO DI RITENUTA DI CAMPOLATTARO



TITOLO

**RIVALUTAZIONE SISMICA DELLA
PARATIA DI CONTENIMENTO IN
SPONDA DESTRA**

CODICE OPERA

C771

CODICE ELABORATO

R015

REVISIONE	DATA	NOTE
0	18/05/2022	Prima emissione

Contratto: C.I.G.:8312595A64 CUP: E44G18000040001

Oggetto: **Impianto di ritenuta di Campolattaro – Servizi di ingegneria**

Cliente: **ASEA Agenzia Sannita Energia Ambientale**

Rappresentante: R.U.P. geom. Nazzareno Chiusolo

RTI: STUDIO SPERI SOCIETÀ DI INGEGNERIA S.r.l. (Mandataria)

STUDIO KR E ASSOCIATI S.r.l. (Mandante)

ITALIANA PROGETTI I.PRO S.r.l. (Mandante)

RTI PM: Gianluca Gatto

RTI Staff: Carla Becchimanzi, Vincenzo Giorgio Caputo, Marzia Cavallaro, Edoardo Costantini, Alessandro Ferrera, Roberto Guerrera, Valentina Saravo, Alessandro Scherino

Storia del documento

Revisione	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Note
0	18/05/2022	Vincenzo Giorgio Caputo Edoardo Costantini Marzia Cavallaro	Gianluca Gatto	Giorgio Lupoi	Prima emissione

STUDIO SPERI SOCIETÀ DI INGEGNERIA S.r.l., STUDIO KR E ASSOCIATI S.r.l. e ITALIANA PROGETTI I.PRO S.r.l. non si assumono alcuna responsabilità per l'utilizzo da parte di terzi di risultati o metodi presentati in questo rapporto.

Le Società sottolineano inoltre che varie sezioni di questo rapporto si basano su dati forniti da o provenienti da fonti di terze parti. STUDIO SPERI SOCIETÀ DI INGEGNERIA S.r.l., STUDIO KR E ASSOCIATI S.r.l. e ITALIANA PROGETTI I.PRO S.r.l. non si assumono alcuna responsabilità per perdite o danni subiti dal cliente o da terzi a causa di errori o inesattezze in tali dati da terze parti.

Rivalutazione sismica della paratia di contenimento in sponda destra

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	8
3. REQUISITI DI SICUREZZA NORMATIVI.....	9
4. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'OPERA.....	11
4.1 STATO ATTUALE	11
4.2 GEOMETRIA E MATERIALI	12
4.3 AZIONI RESISTENTI.....	14
4.4 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOLOGICO-TECNICHE	15
5. AZIONI SISMICHE	18
5.1 ACCELERAZIONE EQUIVALENTE.....	18
5.2 COEFFICIENTI DI SPINTA	20
6. METODI DI VERIFICA	22
6.1.1 <i>Calcolo della spinta del corpo di frana</i>	23
6.1.2 <i>Spinta sbilanciata dell'acqua</i>	25
6.1.3 <i>Metodi dell'equilibrio limite</i>	26
6.1.4 <i>Metodo di interazione terreno struttura (Paratie Plus)</i>	28
7. RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA	30
7.1 VERIFICHE DI TIPO GEO	30
7.2 VERIFICHE DI TIPO STRU.....	32
7.3 VERIFICHE AGGIUNTIVE (FUORI NORMATIVA)	33
8. CONCLUSIONI	35
9. BIBLIOGRAFIA	37

1. INTRODUZIONE

Il presente rapporto ha come oggetto le verifiche di sicurezza sismiche della paratia di contenimento in sponda destra della **diga di Campolattaro** (BN).

Lo sbarramento in esame (vedi Figura 1.1), costruito nel periodo 1981-1993, è costituito da una diga in materiali sciolti del tipo zonato, di altezza massima pari a 63.3 m e determina un volume di invaso di 156 Mm³, quindi è classificabile come **grande diga** (NTD, 2014).

Lo sbarramento è ubicato in **zona sismica 1**, è classificabile come diga di importanza strategica, quindi ricade in classe d'uso IV (NTC, 2018).

Le coordinate geografiche in WGS-84 della linea mediana del coronamento della diga di in corrispondenza del punto centrale sono:

- LATITUDINE, **41.278°**
- LONGITUDINE, **14.754°**



Figura 1.1. Vista aerea dello sbarramento.

La Figura 1.2 mostra una planimetria della sponda destra con indicazione delle paratie di sostegno presenti. La paratia P1, posta a protezione del piazzale della casa di guardia della diga, le paratie P2 e P3 e la paratia P4, posta a protezione dello svicolo tra la SS 625 e la strada di collegamento Campolattaro-Morcone (circumlacuale). Sono indicate inoltre la traccia della sezione 2-2 (Figura 1.3), di riferimento per la progettazione dell'intervento di consolidamento della sponda destra realizzato nel 2001 (approvato dal SND con nota prot. n. 3097 del 31/5/2002) e la traccia della sezione geologica esaminata ai fini della "Rivalutazione sismica del versante in sponda destra" (codice elaborato R017).

Le paratie a monte (P2, P3 e P4) non rientrano nell'elenco delle opere accessorie della diga definito nel Documento Preliminare alla Rivalutazione Sismica (DPRS), né peraltro all'interno del confine di proprietà ASEA. Pertanto tali paratie non sono oggetto di verifica del presente rapporto, riguardante invece la paratia di valle (P1).

La Figura 1.4 mostra la planimetria ed il prospetto della paratia P1. Come si vede, questa è costituita da due tratti. Il primo tratto si estende per una lunghezza di circa 160 m a contenimento del piazzale della casa di guardia ed è stato realizzato nel 1991 (perizia di variante n. 14) in sostituzione (ovvero a monte) di una paratia preesistente. La paratia preesistente era stata realizzata per consentire la costruzione delle varie opere di scarico site in sponda destra e la sua sostituzione si rese necessaria in seguito all'approfondimento dei piani di imposta della diga, al di sotto delle quote previste in progetto, richiesto dal servizio dighe (ai sensi dell'art. 7 del DPR 1363/1959). Di conseguenza, aumentava l'altezza libera della paratia e questa presentava segni di debolezza crescente, nonché un parziale collasso. La nuova e più profonda paratia, oggetto del presente studio, è costituita da **pali ϕ 1200 mm con interasse pari a 1,4 m**.

La Figura 1.5 mostra una sezione tipo della paratia in esame con indicazione dei tre livelli di ancoraggio. Le informazioni relative alla stratigrafia sono state dedotte dalla sezione 2-2. Da questa si evince che la paratia presenta un'altezza libera pari a 4,1 m (compreso il cordolo in sommità) ed un'altezza totale pari a 29,1 m. La paratia risulta infissa per una profondità di 8,9 m nei rin fianchi del corpo diga (RF) e per una profondità di 16,1 m nella formazione marnoso-arenacea di base (UL-1).

Un ulteriore tratto di paratia, per una lunghezza di circa 96 m, fu realizzato tra il 1991 ed il 1992 (perizia di variante n. 15) a protezione della zona "fazzoletto" in cui si trovano le opere di scarico della diga.

La Figura 1.6 mostra una fase della costruzione della paratia.

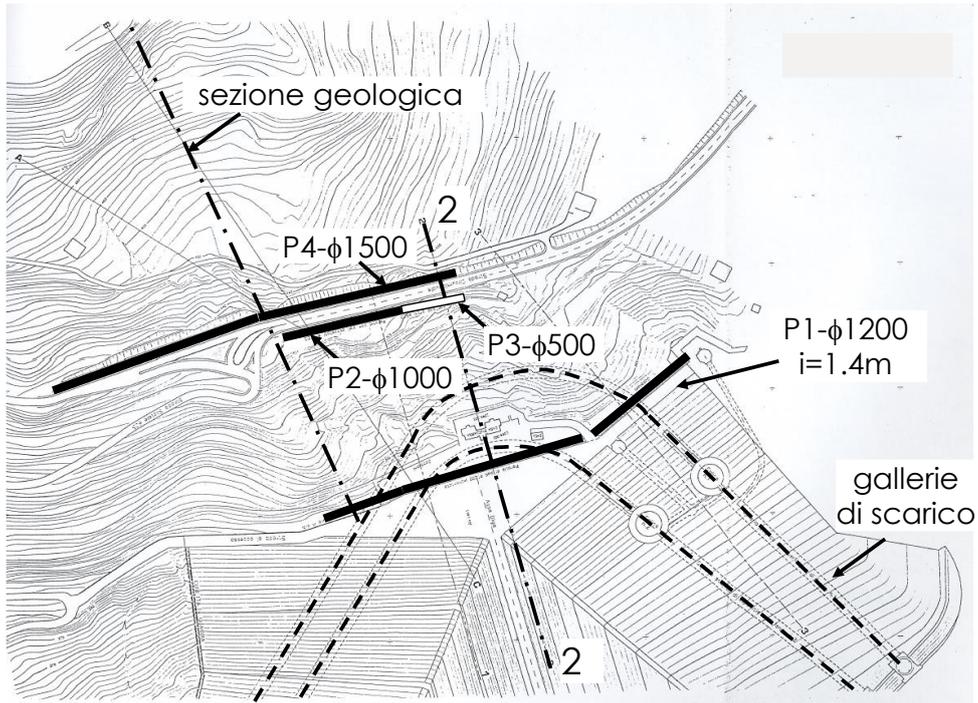


Figura 1.2. Planimetria della sponda destra con indicazione delle paratie di sostegno.

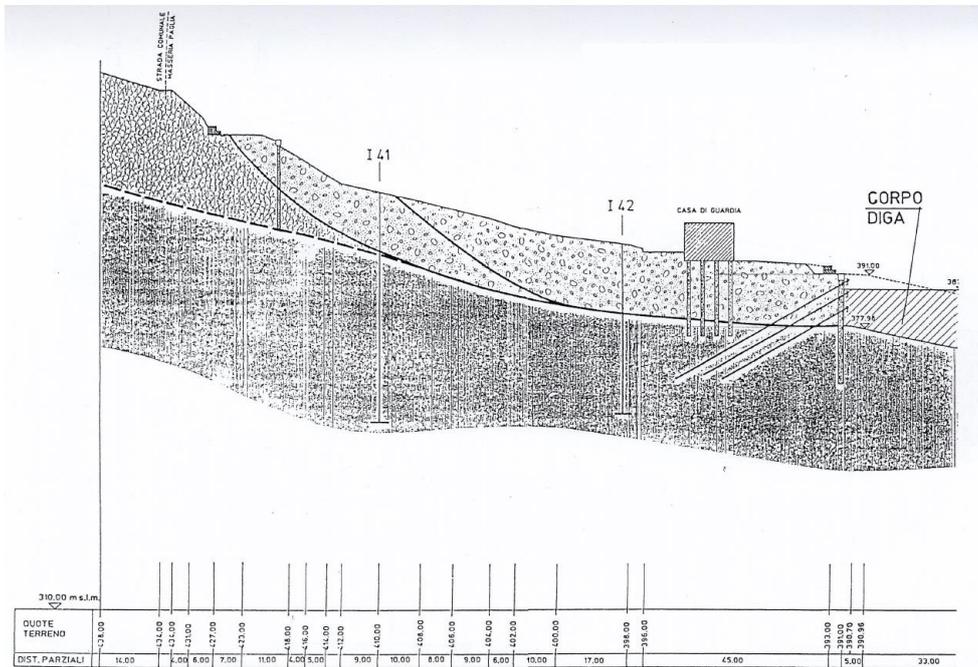


Figura 1.3. Sezione 2-2.

Planimetria e prospetto

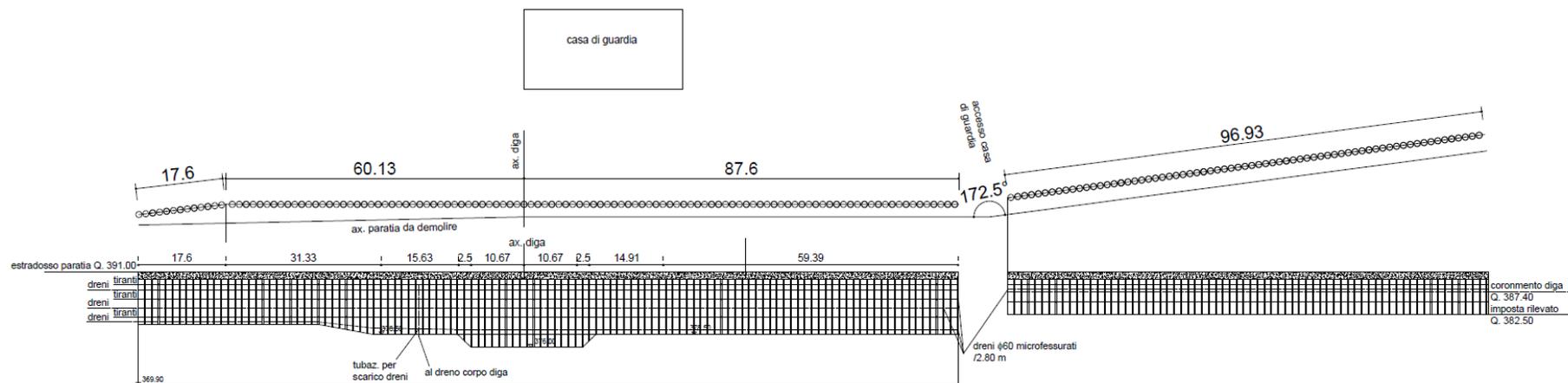


Figura 1.4. Planimetria e prospetto della paratia in sponda destra (P1).

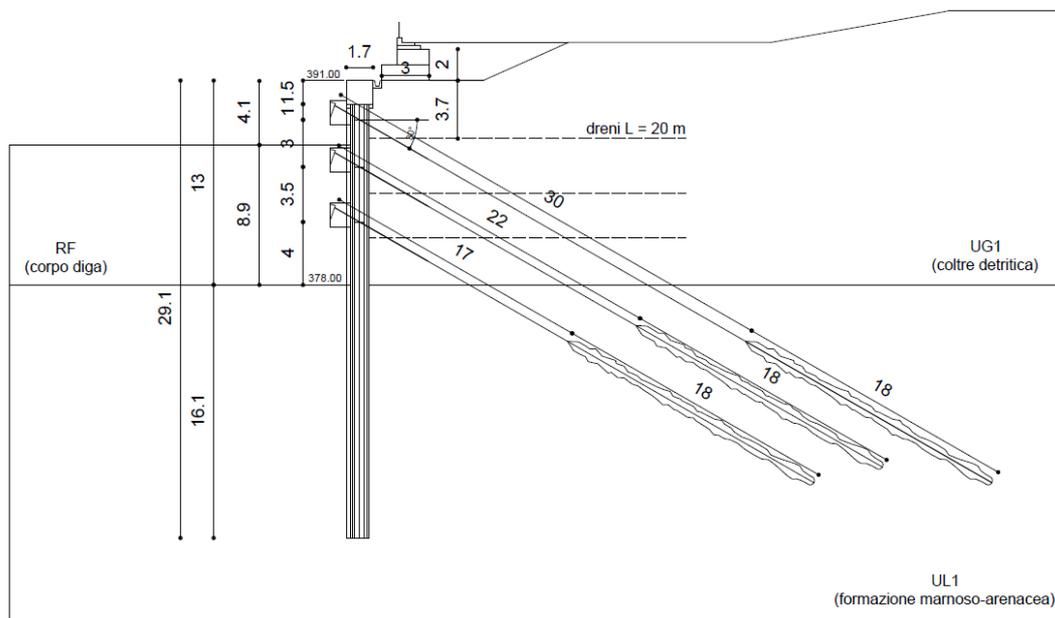


Figura 1.5. Sezione tipo paratia tirantata (P1).



Figura 1.6. Fase costruttiva della paratia (P1).

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

NTC18. Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"*.

NTD14. Decreto Ministeriale 26 giugno 2014, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*.

MIT-DGD17. Note esplicative marzo 2017, *Verifiche Sismiche delle Grandi Dighe ai sensi del D.M. 26.06.2014 (NTD) e del D.M. 14.01.2008 (NTC)*.

MIT-DGD19. "Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie. Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)".

NTC18-C.S.LL.PP. 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".

3. REQUISITI DI SICUREZZA NORMATIVI

Le norme tecniche vigenti (NTC18, par. 7.11.6.3.2) stabiliscono che per le opere di sostegno (paratie) realizzate in corrispondenza di versanti, devono essere soddisfatte:

- **le condizioni di stabilità del pendio valutate in presenza dell'opera;**
- **le verifiche di stabilità globale del complesso paratia-terreno;**
- **le condizioni di sicurezza della paratia** nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLV) di tipo geotecnico (GEO) e strutturale (STRU);

Le verifiche di stabilità del pendio in presenza dell'opera possono condursi con i criteri ed i metodi usuali della stabilità dei pendii. Tali verifiche sono finalizzate ad esprimersi sull'efficacia dell'intervento di stabilizzazione del versante e consistono nel valutare il coefficiente di sicurezza del pendio rispetto alle possibili superfici di scorrimento che "tagliano" l'opera di sostegno, tenendo conto del tasso di lavoro dell'opera stessa. Spesso in tali analisi non è necessario modellare la paratia fisicamente, ma è sufficiente applicare al pendio la domanda di forza che la paratia deve sopportare, da confrontare poi con la sua capacità.

Per verifiche di stabilità globali del complesso paratia-terreno, si intendono le verifiche di sicurezza condotte considerando possibili superfici di scorrimento che non intersecano la paratia, ma si trovano al di sotto o al più passano per la testa, a realizzare una sorta di sovrascorrimento della parete.

Le verifiche di sicurezza della paratia devono condursi rispetto alle azioni calcolate dalle analisi di stabilità del pendio in presenza dell'opera. Come per l'analisi di stabilità dei pendii, per l'analisi di stabilità delle paratie si possono adottare metodi pseudo-statici in cui la componente orizzontale a_h dell'accelerazione equivalente, costante nel tempo e nello spazio, è legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo.

Ai sensi delle NTC18, gli stati limite ultimi (SLV) da considerare sono sia di tipo geotecnico (GEO) sia di tipo strutturale (STRU). Per SLV di tipo GEO si intende il collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido). Il collasso è indotto dalla completa mobilitazione della resistenza passiva del terreno di fondazione a valle della paratia. Per SLV di tipo STRU si intende il raggiungimento della resistenza strutturale, a flessione e/o a taglio della paratia.

Ai sensi delle MIT-DGD19, dal momento che i potenziali meccanismi di instabilità delle sponde del serbatoio derivanti dall'instabilità della paratia interferirebbero con le opere di scarico della diga, le verifiche devono essere condotte anche rispetto allo Stato Limite di Danno (SLD).

Indipendentemente dalla tipologia di stato limite, si deve verificare che il valore dell'azione di progetto sia inferiore o al più uguale al valore della resistenza di progetto. Le verifiche devono essere effettuate ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Nel presente rapporto, le analisi di stabilità del pendio "in presenza dell'opera" sono finalizzate esclusivamente al calcolo della domanda di resistenza della paratia. In questo senso, tali

analisi sono propedeutiche all'effettivo oggetto del rapporto costituito dalle **verifiche di sicurezza sismiche della paratia**.

Le verifiche di stabilità globali del complesso paratia-terreno sono trattate in un altro rapporto ("*Rivalutazione sismica del versante in sponda destra*" – codice elaborato R017).

4. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'OPERA

4.1 Stato attuale

Le considerazioni contenute in questo paragrafo sono state desunte in seguito al sopralluogo effettuato in data 25 febbraio 2022.

La Figura 4.1 mostra alcune viste laterali della paratia nel tratto che sostiene il piazzale della casa di guardia. Non sono visibili i pali accostati della paratia perché protetti da una muratura in mattoni pieni rivestita da intonaco. La muratura è alta circa 2,5 m ed ha uno spessore di 0,25 m. Tale muratura nasconde, rendendo di fatto inaccessibili, sia il pvc di raccolta dei dreni $\phi 60$ microfessurati a tergo della paratia sia le teste della prima fila di tiranti, che peraltro risulta l'unica fuori terra. Sono visibili i tubi (bianchi) in pvc $\phi 100$ mm che recapitano l'acqua che si dovesse accumulare tra la paratia ed il muro di rivestimento, con interasse pari a 2,8 m. Tali drenaggi scaricano in una canaletta prefabbricata. Al momento del sopralluogo, la canaletta risultava asciutta lungo tutta la paratia. Si presume che, vista l'assenza di acqua nella canaletta e l'assenza di segni di umidità sul muro, che anche i drenaggi a tergo della paratia fossero asciutti.

Non si ravvisano segni di spostamenti o debolezze della paratia.



Figura 4.1. Viste laterali della paratia in sponda destra (sopralluogo del 25/02/2022).

4.2 Geometria e materiali

La Figura 4.2 mostra lo schema di **paratia a sbalzo** considerato nelle verifiche sismiche. La presenza dei tiranti è stata, cautelativamente, trascurata dal momento che questi sono stati riconosciuti come provvisori, mancanti della doppia protezione alla corrosione, ovvero utili alle sole fasi costruttive della paratia. Tale ipotesi di calcolo è risultata ovvia per le file di tiranti le cui teste sono interrato nel corpo diga, dal momento che non è possibile garantire la durabilità e l'efficienza dei relativi sistemi di testata. Per i tiranti della prima fila invece, la scelta è motivata dal fatto che, come evinto in sopralluogo, le teste risultano tombate dalla muratura di mattoni pieni e quindi, anche loro, di fatto inaccessibili.

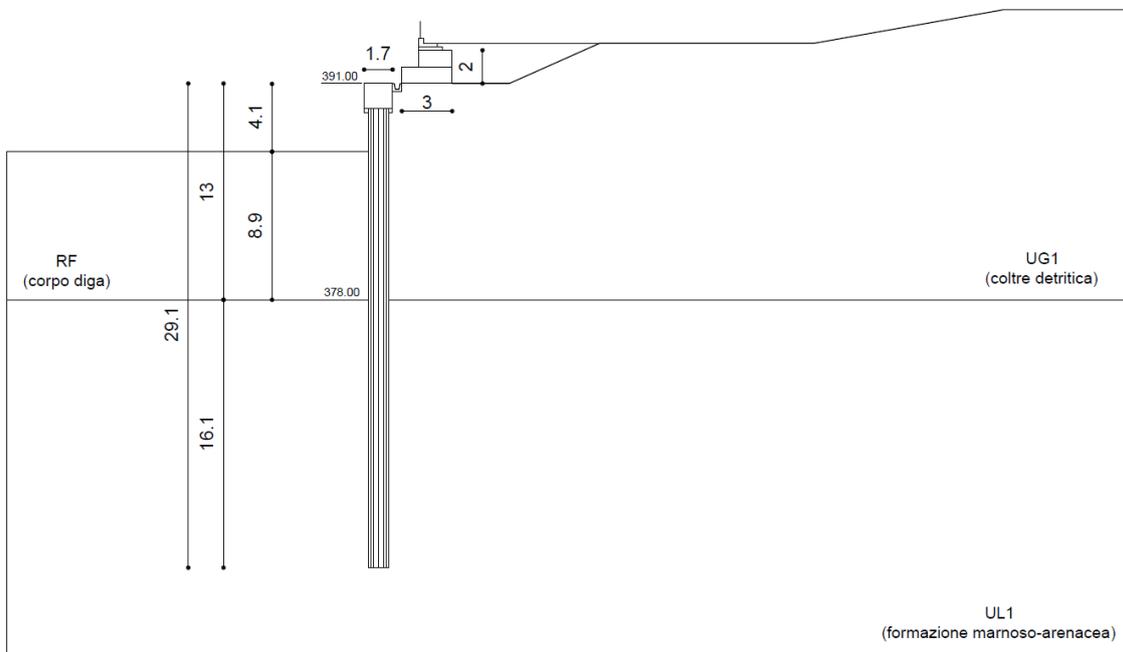


Figura 4.2. Schema di paratia a sbalzo adottato nelle verifiche.

Nel progetto esecutivo è specificato un calcestruzzo del tipo $R_{bk} \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ ed un acciaio del tipo **Fe B44k**. I corrispondenti parametri del calcestruzzo sono:

- resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$;
- resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$;
- resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 11,3 \text{ MPa}$;
- modulo elastico $E_c = 30000 \text{ MPa}$;

- rapporto di Poisson $\nu = 0,2$;

I corrispondenti parametri dell'acciaio sono:

- tensione di snervamento $f_{yk} = 430$ MPa;
- tensione di progetto $f_{yd} = 374$ MPa;
- modulo elastico $E_s = 206000$ MPa.

Per quanto riguarda il calcestruzzo, sono disponibili i certificati originali delle prove di cantiere effettuate dalla ditta Ferrocemento e quelli delle prove ufficiali di laboratorio effettuate da A.G.C. s.r.l. (Analisi Generali Costruzioni), condotte su cubetti di calcestruzzo di lato pari a 16 cm. La Figura 4.3 e la Figura 4.4 mostrano la distribuzione delle resistenze ottenute nelle prove ufficiali e di cantiere, rispettivamente. I valori delle corrispondenti resistenze caratteristiche in sito $R_{ck, is}$ sono stati ottenuti utilizzando il procedimento contenuto nella norma EN 13791:2008 e risultano pari a 27,6 MPa per le prove ufficiali di laboratorio e a 30,5 MPa per le prove di cantiere.

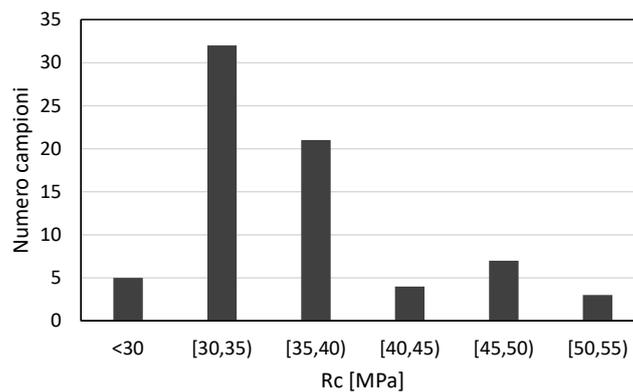


Figura 4.3. Distribuzione delle resistenze cubiche a compressione ottenute nelle prove ufficiali di laboratorio effettuate durante la costruzione della paratia.

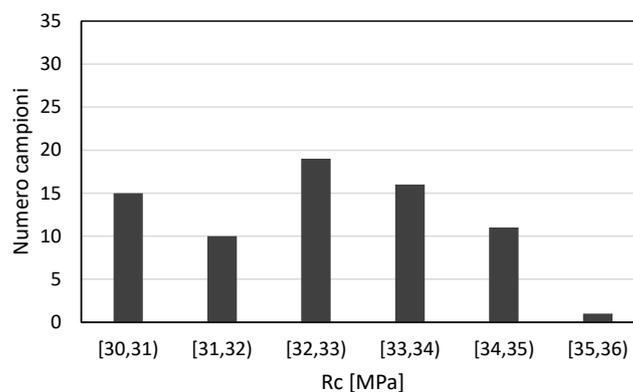


Figura 4.4. Distribuzione delle resistenze cubiche a compressione ottenute nelle prove di cantiere effettuate durante la costruzione della paratia.

Anche se le resistenze calcolate risultano maggiori di quelle dichiarate nel progetto esecutivo, in via cautelativa, nelle verifiche di sicurezza sono state considerate le resistenze dichiarate nella fase di progettazione esecutiva.

Il valore del modulo elastico del calcestruzzo utilizzato nelle verifiche è stato scelto con riferimento alla condizione non fessurata (ipotizzando un tasso di lavoro del materiale molto basso).

4.3 Azioni resistenti

La Figura 4.5 mostra uno schema delle armature principali e delle staffe dei pali della paratia. Lo schema è costante lungo tutto lo sviluppo del palo.

Il calcolo del momento resistente è stato effettuato mediante il programma di calcolo VcaSlu v. 7.8, che ha incluse le prescrizioni delle NTC18 (par. 4.1).

Il calcolo del taglio resistente è stato effettuato seguendo la procedura proposta da Clarke e Birjandi (1993), che consiste nell'utilizzare per una sezione circolare le stesse formule utilizzate per una sezione rettangolare, ma assumendo l'altezza utile pari alla distanza tra il lembo superiore e il baricentro delle barre di armatura in zona tesa.

La Tabella 4.1 riporta i valori del momento M_{Rd} e del taglio V_{Rd} resistenti del palo singolo insieme alle resistenze equivalenti calcolate per metro di paratia, considerando che l'interasse tra i pali è pari a 1,4 m.

Nel calcolo del momento resistente del palo è stato trascurato, a favore di sicurezza, l'effetto benefico del peso proprio del palo e del cordolo soprastante.

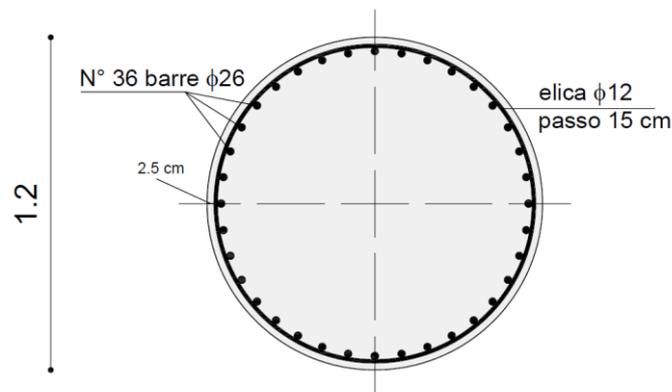


Figura 4.5. Schema di armatura dei pali.

Tabella 4.1. Momento e taglio resistenti del palo singolo e della paratia.

Palo singolo		Metro di paratia	
M_{Rd}	V_{Rd}	M_{Rd}	V_{Rd}
[kNm/palo]	[kN/palo]	[kNm/m]	[kN/m]
3220	424	2300	303

4.4 Definizione delle unità geologico-tecniche

Nel Volume Geotecnico Significativo (VGS) della paratia a valle della casa di guardia sono riconoscibili n. 3 unità geologico-tecniche (vedi Figura 4.2), due di terreni sciolti (UG-1 ed RF) ed una litotecnica (UL-1):

- **UG-1** a tergo della paratia: limi argillosi della coltre detritica
- **RF** rinfiaccio della diga in fronte alla paratia: ghiaia sabbiosa con blocchi
- **UL-1** dove si intesta la paratia in fondazione: flysch arenaceo-pelitico della formazione di base.

La Tabella 4.2 mostra i valori dei parametri fisici e meccanici delle tre unità in esame. Tali parametri, in particolare quelli di RF e di UL-1, sono già stati descritti in un altro rapporto ("Rivalutazione sismica delle gallerie e dei cunicoli" – codice elaborato R010); nel seguito si riportano per brevità i soli dati utili alla verifica della paratia, integrando quelli relativi ad UG-1.

Tabella 4.2. Parametri fisico-meccanici delle unità geologico-tecniche.

Unità	Peso volume naturale	Peso saturo	Velocità onde taglio	Coesione	Angolo di attrito
	γ_n	γ_{sat}	V_s	c'	ϕ'
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[m/s]	[kPa]	[°]
UG-1	17	17,5	200	0	22
RF	23,2	23,3	500	0	42
UL-1	21	22	540	10	25

Come riportato nel rapporto di "Rivalutazione sismica del versante in sponda destra" (codice elaborato R017), le uniche prove di laboratorio disponibili ai fini della caratterizzazione meccanica di UG-1 sono le prove TXCU della campagna d'indagine del 1976 e le prove TD della campagna d'indagine del 1991. Le ultime indagini geognostiche disponibili risalgono quindi a più di 30 anni fa. Inoltre, per le prove di laboratorio triassiali del 1976, non si possiedono gli stati iniziali del materiale, i percorsi di carico, gli sviluppi delle sovrappressioni, ma solo gli involuppi di rottura finali.

Le prove del 1976 sono state effettuate prima della realizzazione di tutte le opere di scarico e accessorie della diga site in sponda destra e quindi prima dei relativi lavori di scavo. Pertanto, è ragionevole considerare che, nella parte bassa del versante, il materiale attuale sia completamente rimaneggiato rispetto a quello dell'epoca.

Le prove del 1991 sono state eseguite prima che la paratia a valle della casa di guardia fosse distrutta e ricostruita, oltre che prima degli interventi di consolidamento del versante (drenaggio, riprofilatura e riforestazione) realizzati nel 2001.

Sia nelle prove del 1976 sia nelle prove del 1991, si è assunto $c' = 0$ kPa. L'intervallo dei possibili valori di ϕ' è sempre molto ampio, risultando pari a $16^\circ \div 28^\circ$ per le prove del 1976 ed a $16^\circ \div 32^\circ$ per le prove del 1991. Come osservava il prof. Ing. Cotecchia nella relazione geologica del 1992, gli estremi superiori di tali intervalli (28° e 32°) sono legati alla presenza di elementi lapidei irregolarmente dispersi e pertanto andrebbero ridotti. Nella stessa relazione, il prof. Ing. Cotecchia metteva in guardia rispetto alla possibilità di valori di ϕ' più bassi di 16° , data la presenza di Argille Varicolori.

Alla luce dei risultati in possesso e delle osservazioni fatte, tenendo conto anche dei valori di ϕ' tipici dei terreni con una natura simile a quella di UG-1 (Fenelli et al., 1982; Cotecchia e Simeone, 1996; Del Prete e Petley, 1982; Bertini et al., 1986), come riportato nel rapporto di "Rivalutazione sismica del versante in sponda destra" (codice elaborato R017) , si ritiene che un intervallo realistico dei valori dell'angolo di attrito di UG-1 sia potenzialmente stimabile in un'ampia forchetta tra 10° e 25° .

Il valore di riferimento utilizzato nella verifica della paratia è stato scelto pari a $\phi' = 22^\circ$. La scelta si basa sui risultati di un'analisi a ritroso e corrisponde alla condizione di coefficiente di sicurezza unitario del pendio nella zona a monte della casa di guardia (angolo di attrito minimo per la stabilità). Infatti, i dati delle misure inclinometriche mostrano che lo strato di UG-1 è, ad oggi, sede di movimenti di massa e che quindi il pendio si trova al limite della stabilità già in condizioni statiche, nonostante questi movimenti non comportino evidenze di lesioni o disallineamenti sulla paratia (vedi rapporto di "Rivalutazione sismica del versante in sponda destra" - codice elaborato R017).

Per quanto riguarda il comportamento meccanico dinamico delle tre unità, le curve di decadimento del modulo di taglio (G/G_0) e del rapporto di smorzamento (D) sono indicate in Figura 4.6 ed in Figura 4.7. Nel caso di UG-1 si sono utilizzate curve di letteratura (Darendeli, 2001; $IP = 30\%$, $\sigma'_m = 25$ kPa); nel caso di UL-1 i dati sperimentali della prova di colonna risonante effettuata nel 2016 su un campione del foro S2 prelevato ad una profondità di 23 m sono stati

interpolati utilizzando i modelli iperbolici di Hardin e Drnevich (1972) e di Yokota et al. (1981), per il modulo di taglio e per il rapporto di smorzamento, rispettivamente; nel caso di RF, si sono utilizzate le curve proposte da Rollins et al. (1998) per valide terreni ghiaiosi.

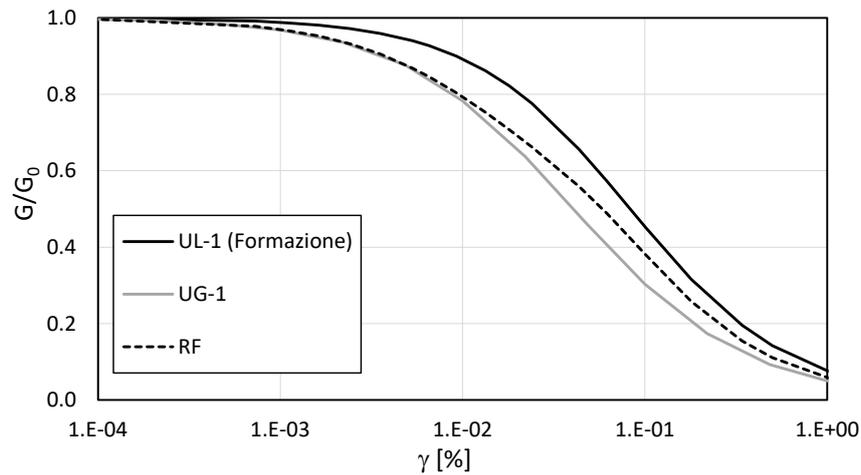


Figura 4.6. Curve di decadimento del modulo di taglio per i materiali in esame.

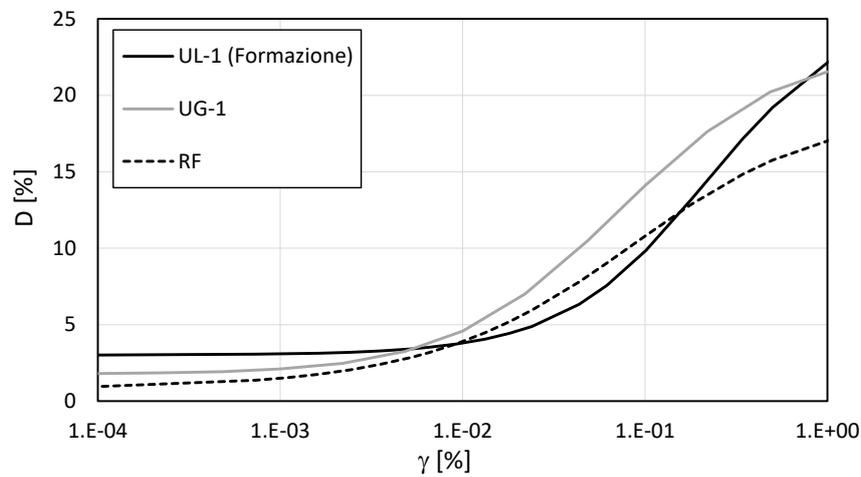


Figura 4.7. Curve di decadimento del rapporto di smorzamento per i materiali in esame.

5. AZIONI SISMICHE

5.1 Accelerazione equivalente

Le azioni sismiche sulla paratia sono state definite con riferimento ad un metodo di verifica di tipo pseudo-statico quindi mediante un'accelerazione equivalente costante nel tempo e nello spazio. In accordo con le prescrizioni di normativa (NTC18), la componente orizzontale dell'accelerazione equivalente a_h è legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (5.1)$$

dove α è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera, da porsi unitario per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo e β è un coefficiente riduttivo funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti u senza cadute di resistenza:

$$\beta = 0.133 \cdot \ln\left(\frac{5}{u [m]}\right) \quad (5.2)$$

Nel caso in esame, il valore di β pari a 0.47 è stato scelto con riferimento al massimo spostamento consentito dalla normativa italiana (NTC18) $u_{lim} = 0,15$ m, corrispondente al 5‰ dell'altezza complessiva dell'opera.

La componente verticale di accelerazione equivalente a_v , come pure gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia, sono stati considerati nulli.

L'accelerazione di picco a_{max} è stata valutata sulla base di analisi di risposta sismica locale, in modo da tener opportunamente in conto gli effetti di amplificazione stratigrafica, differenziando il livello di accelerazione che interessa l'unità più superficiale (RF) dal livello di accelerazione che interessa l'unità di base (UL-1). Le analisi sono state condotte in condizioni 1D con il software di calcolo STRATA (Kottke & Rathje, 2008), attribuendo ai terreni un comportamento visco-elastico lineare in cui le caratteristiche di rigidità (modulo di taglio G) e smorzamento (rapporto di smorzamento D) sono aggiornate iterativamente in funzione del livello di deformazione raggiunto ed in accordo con le curve di decadimento riportate in Figura 4.6 ed in Figura 4.7.

Gli accelerogrammi selezionati allo SLV per le analisi di risposta sismica locale sono gli stessi utilizzati nelle verifiche di altre opere accessorie della diga situate in sponda destra (e.g. pozzo

di accesso alle camere di manovra delle paratoie in caverna degli scarichi di fondo – codice elaborato R006). Lo spettro *target* è quello ottenuto con approccio probabilistico UHS tramite lo studio sismotettonico (“*Studio sismotettonico e analisi di pericolosità sismica*” – codice elaborato R001), caratterizzato da un’ordinata iniziale pari a $S_a(T=0\text{ s}) = 0,383\text{ g}$. La Figura 5.1 mostra un confronto tra gli spettri degli accelerogrammi selezionati e lo spettro *target*. Nell’intervallo $0,0\text{ s} \div 0,4\text{ s}$ in cui si stima siano compresi i periodi propri importanti del sistema in esame, valutato il primo periodo come $T_1 = 4H/V_s$ (Hatami & Bathurst, 2000), dove H è l’altezza del deposito e V_s la velocità media delle onde di taglio, gli spettri selezionati risultano spettrocompatibili secondo i criteri stabiliti dalla normativa.

La Tabella 5.1 riporta i valori delle massime accelerazioni per i 7 accelerogrammi selezionati (PGA-*outcrop*) insieme ai valori delle massime accelerazioni calcolate nei baricentri di RF e di UL-1 ($\alpha_{\max,RF}$, $\alpha_{\max,UL-1}$). In virtù dell’elevata rigidezza delle unità, gli effetti dell’amplificazione sismica sono modesti: in UL-1 si registra una deamplificazione media del 10 % mentre in RF si registra un’amplificazione media pari a circa il 20 %.

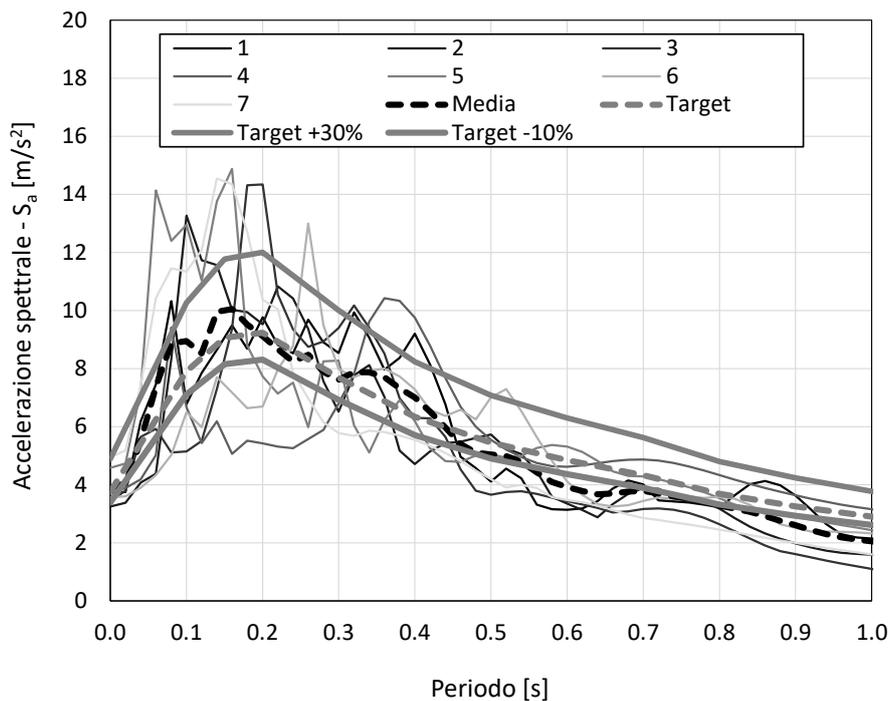


Figura 5.1. Spettri di risposta degli accelerogrammi selezionati vs spettro target (studio sismotettonico).

Tabella 5.1. Accelerazioni massime degli accelerogrammi selezionati (*outcrop*) vs accelerazioni massime nei baricentri delle unità RF ed UL-1 (valori in g).

Accelerogramma	1	2	3	4	5	6	7
PGA (<i>outcrop</i>)	0,379	0,331	0,350	0,379	0,467	0,363	0,504
$a_{max,RF}$	0,463	0,427	0,492	0,391	0,460	0,451	0,497
$a_{max,UL-1}$	0,367	0,329	0,280	0,402	0,511	0,336	0,321

5.2 Coefficienti di spinta

Nel caso delle opere di sostegno, come l'azione statica, l'azione sismica è definita in termini di spinte esercitate dal terreno. Le teorie "storiche", compresa quella di Mononobe-Okabe (Okabe, 1926; Mononobe & Matsuo, 1929), esprimono la spinta del terreno nella forma seguente:

$$S_{AE,PE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE,PE} \quad (5.3)$$

dove γ è il peso dell'unità di volume (il peso efficace γ' in presenza di falda), H è l'altezza della parete e $K_{AE,PE}$ è il coefficiente di spinta attiva/passiva. In accordo con la teoria di Mononobe-Okabe, i coefficienti di spinta sono definiti dalla seguente relazione:

$$K_{AE,PE} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos\theta \cos(\delta + \theta) \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad (5.4)$$

dove ϕ' è l'angolo d'attrito del terreno, δ è l'angolo d'attrito del contatto parete-terreno e θ è l'angolo di inclinazione delle forze di volume in presenza di sisma, calcolato rispetto alla verticale:

$$\theta = \text{atan}(k_h) \quad (5.5)$$

Tra le ipotesi di base della teoria di Mononobe-Okabe, vi è quella di terreno asciutto. La procedura sviluppata da Matsuzawa et al. (1985), suggerita anche dall'Eurocodice 8 (EN 1998-5:2004), permette di estendere la teoria di Mononobe-Okabe al caso di presenza d'acqua e consiste nell'ammettere che, nell'ipotesi di terreno poco permeabile (i.e. $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) l'acqua interstiziale sia vincolata a muoversi insieme scheletro solido del terreno. Facendo questa ipotesi, le azioni inerziali indotte dal sisma in direzione orizzontale sono proporzionali al peso saturo dell'unità di volume γ_{sat} in accordo con la seguente espressione:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{\gamma_{sat} \cdot k_h}{\gamma'}\right) \quad (5.6)$$

E' da osservare che mentre in un metodo pseudo-statico dell'equilibrio limite i coefficienti di spinta sono utilizzati tal quali per definire la distribuzione delle tensioni di contatto parete-terreno, in un metodo "a molle" come quello di Winkler, sono utilizzati indirettamente per definire la tensione limite delle molle.

La Tabella 5.2 Tabella 6.1 riporta i valori di k_h utilizzati per il calcolo dei coefficienti di spinta di UL-1 e di RF, corrispondenti ai valori medi delle massime accelerazioni baricentriche dei rispettivi strati calcolate nelle analisi di risposta sismica locale (vedi Tabella 5.1 Tabella 5.2). Sono riportati inoltre i valori dei corrispondenti coefficienti di spinta attiva K_{AE} , calcolati applicando la teoria di Matsuzawa et al. (1985) a quella di Mononobe-Okabe ed i valori dei coefficienti di spinta passiva K_{PE} , calcolati applicando la teoria di Matsuzawa et al. (1985) a quella di Lancellotta (2007). Quest'ultima appare certamente più cautelativa rispetto a quella di Mononobe-Okabe ai fini della valutazione della resistenza passiva dei terreni.

I coefficienti di spinta relativi all'unità UG-1, a monte della parete, non sono riportati. Infatti, la spinta esercitata dall'unità sulla parete non è dovuta al raggiungimento dello stato limite attivo, bensì alla tendenza del corpo di frana a muoversi. Nel caso di UG-1 quindi le azioni sismiche sono state valutate direttamente in termini di spinta risultante, seguendo una procedura spiegata nel seguito (vedi paragrafo 6.1.1).

Tabella 5.2. Coefficienti pseudo-statici k_h e coefficienti di spinta attiva K_{AE} e passiva K_{PE} utilizzati nelle verifiche.

Unità	RF	UL-1
k_h	0,21	0,17
K_{AE}	0,28	0,70
K_{PE}	10,72	2,53

6. METODI DI VERIFICA

I metodi descritti in questo paragrafo sono finalizzati alla verifica di sicurezza geotecnica e strutturale della paratia.

Il valore minimo della spinta che il corpo di frana (UG-1) esercita sulla paratia coincide evidentemente con quello minimo S_{mob} che la paratia esercita sul corpo di frana affinché il coefficiente di sicurezza del pendio FS_{pendio} sia pari ad uno. Dove quest'ultimo è valutato tenendo conto della duttilità del meccanismo di rottura attraverso il coefficiente β_s riduttivo della massima accelerazione attesa al sito.

Operativamente, il valore di S_{mob} è stato calcolato a partire da un'analisi iterativa di stabilità del pendio, in cui la presenza della paratia è simulata dalla domanda di forza che questa deve sopportare affinché, in condizioni simiche, si abbia $FS_{pendio} = 1$.

La Figura 6.1 mostra uno schema qualitativo delle pressioni di contatto terreno-paratia comune ai metodi di verifica utilizzati, in condizioni sia statiche sia simiche. Per ipotesi $\phi'_{UG-1} = 22^\circ$ e quindi in condizioni statiche $FS_{pendio} = 1$ con $S_{mob} = 0$. In questo caso la spinta di UG-1 a monte della paratia comunque non è nulla, bensì è pari a quella corrispondente alla condizione di stato limite attivo. In condizioni sismiche $FS_{pendio} = 1$ solo se $S_{mob} > 0$, quindi si ha un aumento delle azioni instabilizzanti sulla paratia che richiede un incremento della resistenza mobilitata nel terreno.

Note la spinta minima S_{mob} che agisce a monte della paratia e le pressioni dell'acqua, le pressioni all'interno di UG-1 sono completamente definite. La risposta del terreno all'interno di RF e di UL-1 è calcolata con diverse ipotesi a seconda del metodo utilizzato. In generale, è ragionevole assumere che la parete tende a ruotare per effetto delle azioni instabilizzanti a monte e quindi che la porzione di UL-1 in questa zona tende ad una condizione di stato limite attivo. Al tempo stesso, rispetto alle condizioni statiche, nel terreno a valle aumenta il grado di mobilitazione della resistenza passiva (prima all'interno di RF, poi anche all'interno di UL-1).

E' utile precisare che l'interazione terreno-paratia è locale rispetto alla dimensione dell'intero corpo di frana, cioè che le resistenze del terreno a valle sono state valutate tenendo conto di meccanismi dissipativi diversi rispetto a quelli che interessano il resto del pendio.

Il calcolo delle sollecitazioni nella paratia è finalizzato alla verifica di resistenza di tipo STRU, mentre il calcolo delle sollecitazioni nel terreno è finalizzato alla verifica di resistenza tipo GEO.

Si sono seguite due diverse procedure di verifica. In ordine di complessità e accuratezza crescenti, si è adottato dapprima un metodo pseudo-statico dell'equilibrio limite basato sul metodo di Blum (1931). Successivamente, si è adottato un metodo di interazione terreno-struttura basato sul classico approccio alla Winkler (1867).

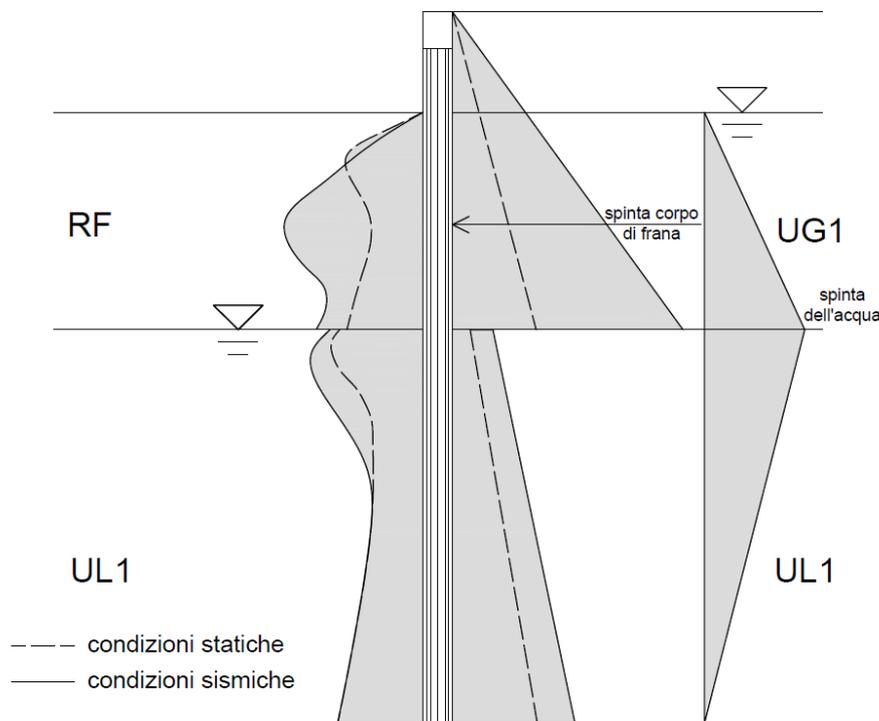


Figura 6.1. Schema qualitativo delle pressioni di contatto terreno-paratia in condizioni statiche e sismiche.

6.1.1 Calcolo della spinta del corpo di frana

Il calcolo della spinta esercitata dal corpo di frana sulla paratia in condizioni sismiche è stato effettuato seguendo una procedura basata sul metodo proposto da Evangelista (1997) per il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione dei pendii. La procedura consiste nel trovare, per tentativi, il valore di forza orizzontale (stabilizzante) da applicare al corpo di frana in condizioni pseudo-statiche per ottenere un coefficiente di sicurezza unitario del pendio. In questo modello, la paratia è rappresentata dalla forza stabilizzante che essa esercita e di conseguenza non è modellata fisicamente.

Si ipotizza che la distribuzione della spinta sia lineare e che quindi la risultante sia applicata ad $h/3$, dove h è l'altezza dell'opera nella massa instabile.

Le analisi sono state condotte con il software Geostudio 2021.4 (n° di licenza 7806-216306-245284), sulla sezione geologica rappresentata in Figura 6.2, la stessa analizzata nell'ambito della "Rivalutazione sismica del versante in sponda destra" (codice elaborato R017).

La Tabella 6.1 mostra sia i valori dei coefficienti di sicurezza del pendio ottenuti ponendo pari a zero la forza S_{mob} esercitata dalla paratia, sia i valori di S_{mob} necessari ad ottenere $FS_{pendio} = 1.0$. Sono indicati inoltre i valori dei coefficienti pseudo-statici (k_h e k_v) delle combinazioni di

carico (C1 e C2) relative alla condizione di Stato Limite di Salvaguardia della Vita il cui calcolo è riportato nel rapporto di "Rivalutazione sismica del versante in sponda destra" (codice elaborato R017). Valori positivi di k_v si riferiscono a forze d'inerzia rivolte verso il basso.

La spinta S_{mob} ottenuta per la combinazione C2 risulta essere quella massima e pertanto è stata scelta come riferimento per effettuare le verifiche della paratia.

La Figura 6.2 mostra la superficie di scorrimento critica relativa alla combinazione di carico C1.

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite di esercizio (SLD), i valori dei coefficienti pseudo-statici sono pari a $k_h = 0,18 g$ e $k_v = \pm 0,09 g$. Tali coefficienti risultano maggiori di quelli relativi allo SLV, dal momento che, sebbene la massima accelerazione al sito sia più bassa, allo SLD non si possono portare in conto gli effetti delle dissipazioni di energia legati all'accumulo di spostamenti permanenti del pendio. Si può quindi ritenere che, qualora le verifiche della paratia non dovessero essere soddisfatte allo SLV, queste non siano soddisfatte nemmeno allo SLD.

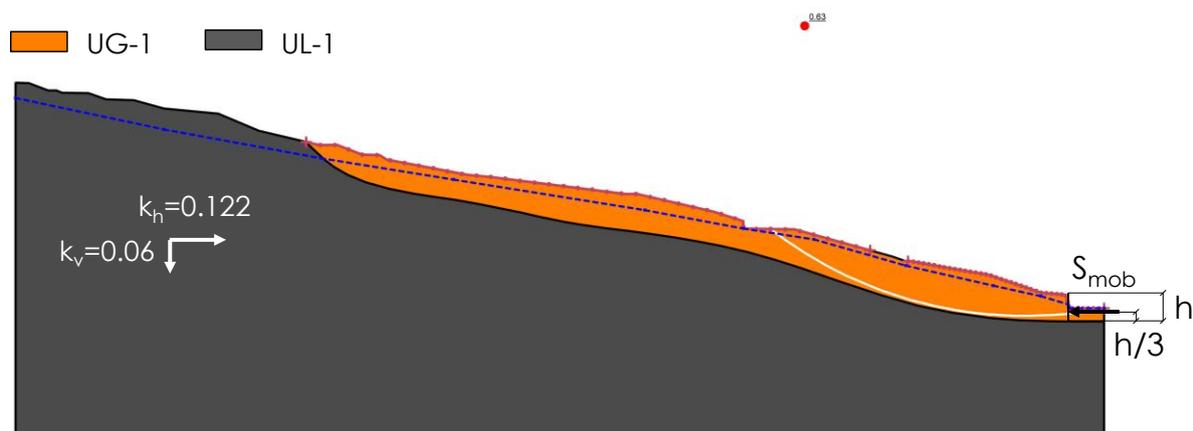


Figura 6.2. Schema di calcolo della spinta esercitata dal corpo di frana sulla paratia con indicazione della superficie di scorrimento critica (combinazione C2).

Tabella 6.1. Spinte sulla paratia in condizioni pseudo-statiche.

Combinazione	k_h	k_v	S_{mob} [kN/m]	FS
C2	0,122	0,06	0	0,63
			5600	1,0
C3	0,122	-0,06	0	0,54
			6400	1,0

6.1.2 Spinta sbilanciata dell'acqua

La Figura 6.3 mostra la posizione del pelo libero della falda nello schema di paratia considerato insieme al profilo delle pressioni neutre lungo la paratia (distribuzione netta). La posizione del pelo libero di monte è stata fissata in accordo con le più recenti misure piezometriche a disposizione (vedi rapporto di "Rivalutazione sismica del versante in sponda destra" - codice elaborato R017). A valle della paratia, la superficie libera della falda è posta in corrispondenza del contatto tra il corpo diga (RF) e la formazione di base (UL-1), dal momento che la sezione di studio ricade all'interno dei rinfianchi della diga. Tale scelta risulta certamente cautelativa rispetto a quella di sezione interna al nucleo della diga, il cui materiale è molto meno permeabile rispetto a quello dei rinfianchi. In quest'ultimo caso infatti la spinta sbilanciata dell'acqua sulla paratia risulterebbe nulla e non si instaurerebbe un moto di filtrazione.

La distribuzione delle pressioni neutre rappresentata in Figura 6.3 è stata ottenuta assumendo un gradiente idraulico costante lungo tutto il percorso di filtrazione. Tale ipotesi risulta coerente con il fatto che le permeabilità di UG-1 ($K \approx 10^{-7}$ m/s) e di UL-1 ($K \approx 10^{-8}$ m/s) non sono molto diverse tra loro.

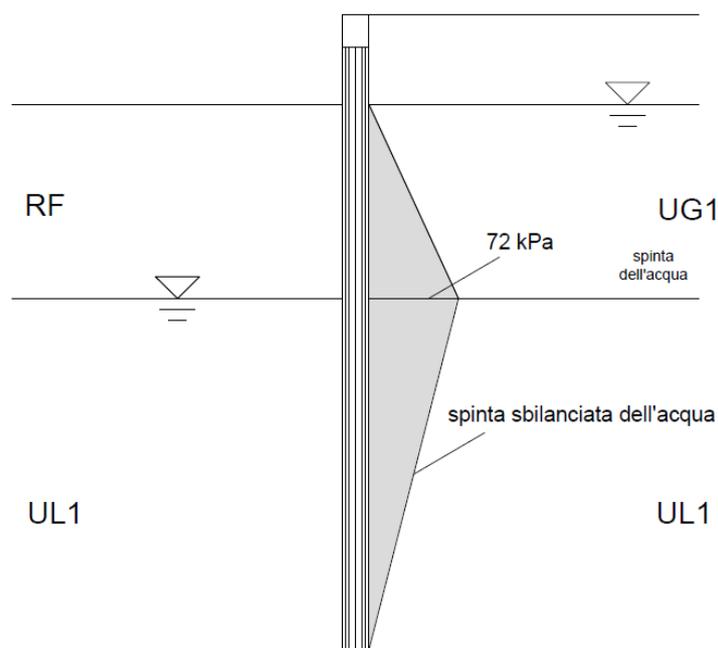


Figura 6.3. Diagramma di spinta sbilanciata dell'acqua.

6.1.3 Metodi dell'equilibrio limite

Il metodo di Blum (1931) per le paratie a sbalzo consiste nell'ipotizzare un diagramma semplificato delle pressioni di contatto terreno-paratia basato sull'ipotesi di paratia infinitamente rigida. Si suppone che, nota la distribuzione di spinta instabilizzante a monte della paratia, a valle, entro una profondità d_0 , il grado di mobilitazione della resistenza passiva sia costante. Il che equivale ad ammettere che la pendenza del diagramma di pressioni di contatto sia proporzionale alla quantità K_{PE}/FS_p dove K_{PE} è il coefficiente di spinta passiva valutato in condizioni pseudo-statiche ed FS_p è un coefficiente di sicurezza globale della paratia. La risultante delle pressioni al di sotto della profondità d_0 , si ipotizza applicata esattamente alla profondità d_0 , quindi non gioca nessun ruolo rispetto all'equilibrio a rotazione della paratia intorno a d_0 . La versatilità del metodo ne permette semplici adattamenti sia ai fini di una verifica di tipo geotecnico sia ai fini della verifica strutturale.

La Figura 6.4/ Figura 6.5 mostra uno schema della prima delle due versioni modificate del metodo di Blum, implementata per una verifica di massima tipo GEO (Blum_01): per verificare la capacità della sola unità RF di sopportare le spinte instabilizzanti derivanti dal corpo di frana. In questo caso, la profondità d_0 è stata assunta pari a quella che segna la discontinuità tra RF ed UL-1 e l'incognita del problema è rappresentata dal coefficiente di sicurezza $FS_{p,RF}$ sulla resistenza passiva di RF.

Una seconda versione del metodo (Blum_02) è rappresentata in Figura 6.5. Questa versione, più accurata perché basata su entrambi gli equilibri della paratia (a traslazione e a rotazione), è stata sviluppata per ottenere una stima più realistica delle sollecitazioni nella paratia e quindi per effettuare anche la verifica strutturale. In questo caso, la posizione di d_0 è inizialmente incognita e si considera anche la presenza di UL-1. All'interno di UL-1, si assume che, a monte della paratia, il terreno sia in una condizione di stato limite attivo; a valle, si assume un grado di mobilitazione costante della resistenza passiva pari a $1/FS_{p,UL-1}$.

In questo schema, le due grandezze incognite sono: la profondità del punto di contro-rotazione della parete d_0 ed il coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva mobilitata all'interno di UL-1, $FS_{p,UL-1}$. Per rendere il modello più realistico, si è distinto $FS_{p,UL-1}$ da $FS_{p,RF}$. In base a ovvie considerazioni geometriche infatti, è ragionevole assumere $FS_{p,RF} > FS_{p,UL-1}$. In mancanza di ulteriori condizioni di equilibrio a disposizione, per bilanciare l'aggiunta di una terza incognita del problema, il valore di $FS_{p,RF}$ è stato fissato a priori, ripetendo il calcolo con diversi valori e cercando la configurazione equilibrata che fosse anche la più plausibile fisicamente.

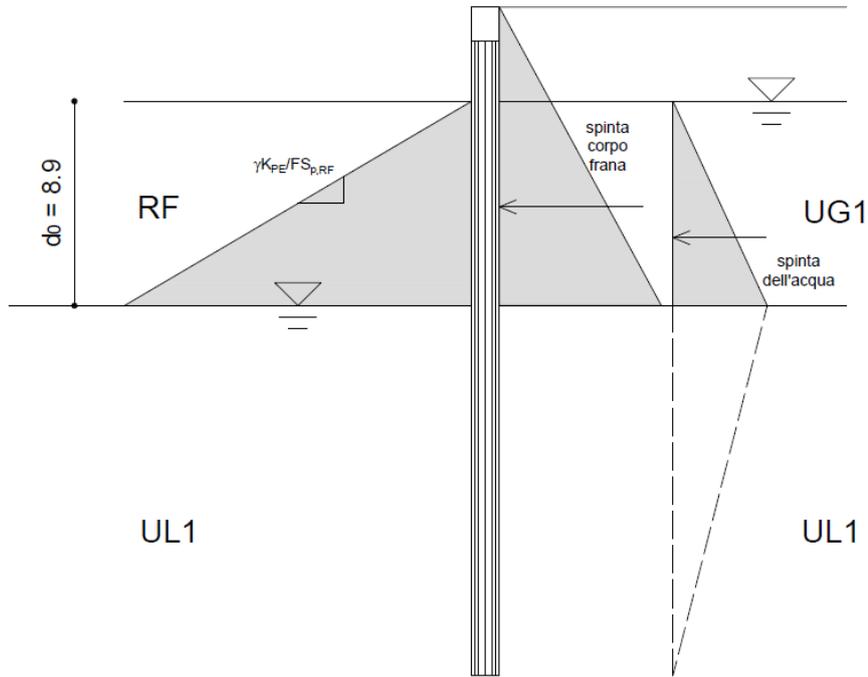


Figura 6.4. Metodo di equilibrio limite Blum_01 implementato per la verifica di tipo GEO.

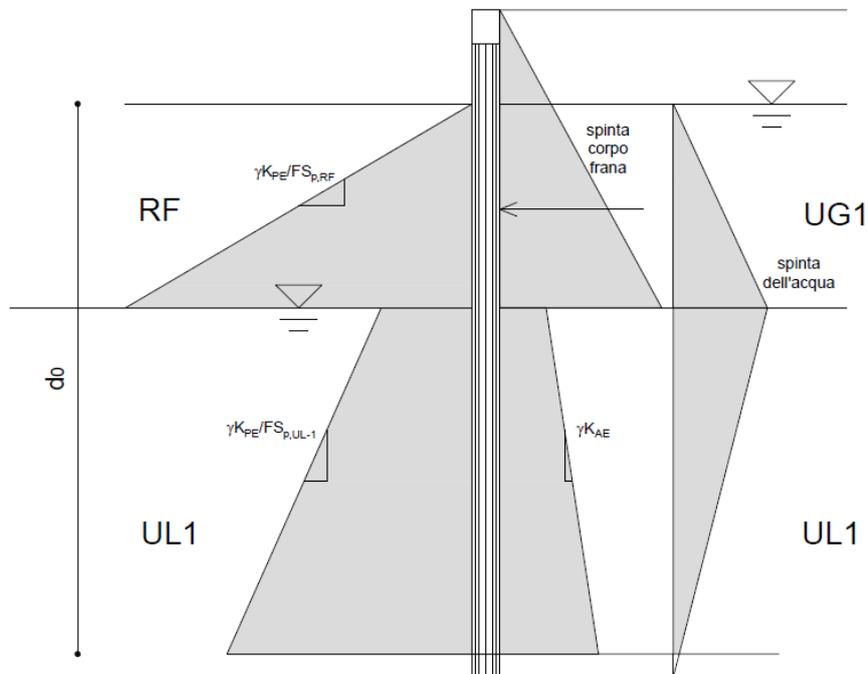


Figura 6.5. Metodo di equilibrio limite Blum_02 implementato per la verifica di tipo STRU.

6.1.4 Metodo di interazione terreno struttura (Paratie Plus)

Il software di calcolo Paratie Plus v. 20.1.0 permette l'analisi dell'interazione terreno-paratia tramite un metodo basato sul modello di terreno "alla Winkler". In questo metodo, l'interazione terreno-struttura è schematizzata con una serie di molle orizzontali discrete il cui legame costitutivo è elastico-perfettamente plastico (vedi Figura 6.6).

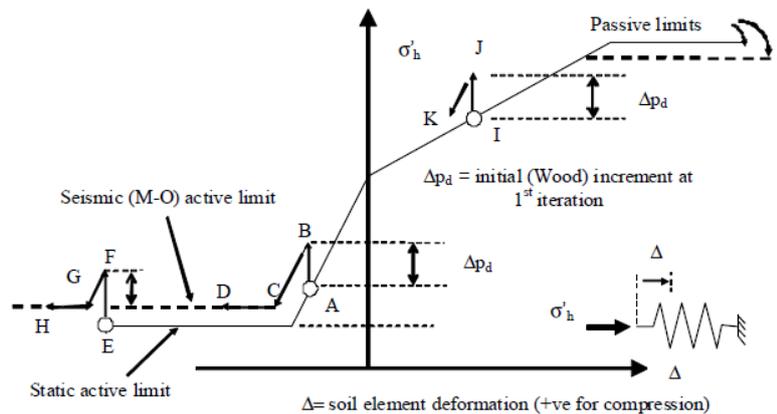


Figura 6.6. Legame costitutivo elasto-plastico delle molle nel modello alla Winkler.

La rigidezza elastica delle molle K è assegnata tramite la formula proposta da Becci e Nova (1987) in funzione del tipo di terreno, caratterizzato da una certa velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e quindi da un certo valore del modulo elastico E , ma anche in base alle condizioni geometriche e meccaniche del problema:

$$K = \frac{E \cdot t}{L} \quad (6.1)$$

dove t è l'interasse tra le molle ed L è un parametro geometrico utilizzato per definire la dimensione dei cunei di spinta mobilitati a monte e a valle (in condizioni di stato limite attivo e passivo, rispettivamente) espresso dalle seguenti formule (vedi Figura 6.7):

$$L_M = \frac{2}{3} \cdot H' \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi'}{2}\right) \quad (6.2)$$

$$L_V = \frac{2}{3} \cdot (H' - D) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (6.3)$$

dove D è l'altezza libera di ritenuta, H è l'altezza totale della parete ed $H' = \min(2D, H)$.

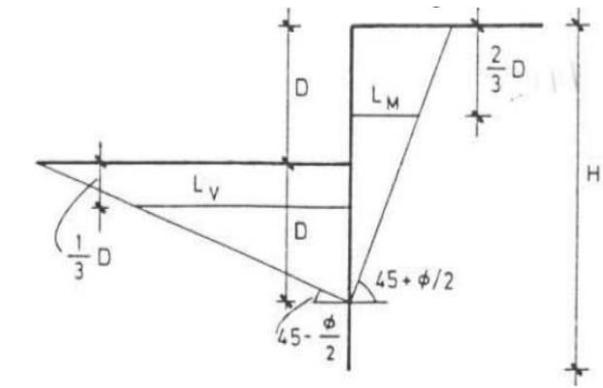


Figura 6.7. Definizione del parametro geometrico di scala del fattore K (da Becci e Nova 1987).

La resistenza delle molle invece è assegnata in base alla resistenza del terreno in termini di coefficienti di spinta attiva K_{AE} e passiva K_{PE} , opportunamente modificati per tener conto della presenza d'acqua.

E' da osservare come, a differenza dei metodi dell'equilibrio limite introdotti, tale metodo di interazione sia l'unico a contemplare la possibilità di un diagramma delle tensioni di contatto terreno-paratia di tipo non lineare, a monte come a valle. In questo caso è quindi possibile descrivere configurazioni di equilibrio in cui la resistenza passiva del terreno a valle è mobilitata solo localmente, entro una profondità limitata.

7. RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

7.1 Verifiche di tipo GEO

La Figura 7.1 mostra i profili delle pressioni orizzontali efficaci di contatto terreno-paratia σ_h' calcolati con i metodi di equilibrio limite implementati (Blum_01 e Blum_02) e con il metodo di interazione alla Winkler implementato in Paratie Plus. In ciascun caso, a valle della paratia, è riportata anche la distribuzione limite per RF, con pendenza pari a $\gamma \cdot K_{PE}$.

La Tabella 7.1 riporta i valori dei coefficienti di sicurezza sulla resistenza passiva $FS_{p,RF}$ e $FS_{p,UL-1}$ calcolati con i diversi metodi. Nel caso di Paratie Plus il valore del coefficiente di sicurezza è stato ottenuto come rapporto tra l'area della distribuzione limite delle pressioni efficaci di contatto e quella della distribuzione ottenuta dal calcolo.

Il coefficiente $FS_{p,RF}$ nel metodo Blum_01 è maggiore dell'unità. Quindi, anche trascurando la resistenza offerta dalla formazione di base, la resistenza dei rinfianchi è sufficiente a garantire l'equilibrio della paratia.

Nel metodo Blum_02, $FS_{p,RF}$ è maggiore che nel metodo Blum_01 essendo considerato anche il contributo di UL-1.

Infine, i risultati ottenuti con Paratie Plus, l'unico modello che contempla la possibilità di un diagramma non lineare delle pressioni di contatto terreno-paratia, mostrano che, mentre la resistenza passiva di RF è completamente mobilitata entro i primi 10 m di profondità, a profondità maggiori il terreno conserva un margine di resistenza nei confronti della rottura per stato limite passivo. Pertanto entrambi i coefficienti di sicurezza $FS_{p,RF}$ e $FS_{p,UL-1}$ sono maggiori dell'unità.

Il modello sviluppato con Paratie Plus è anche l'unico che fornisce i valori degli spostamenti orizzontali della paratia. Come mostra la Figura 7.1, lo spostamento massimo in testa alla paratia è pari a 0.1 m.

Sulla base delle osservazioni fatte, si conclude che **la verifica geotecnica della paratia è soddisfatta allo SLV.**

Tabella 7.1. Coefficienti di sicurezza sulla resistenza passiva del terreno (verifiche GEO).

Metodo	$FS_{p,RF}$	$FS_{p,UL,1}$
Blum_01	1,16	-
Blum_02	1,40	6,14
Paratie Plus	2,11	> 10

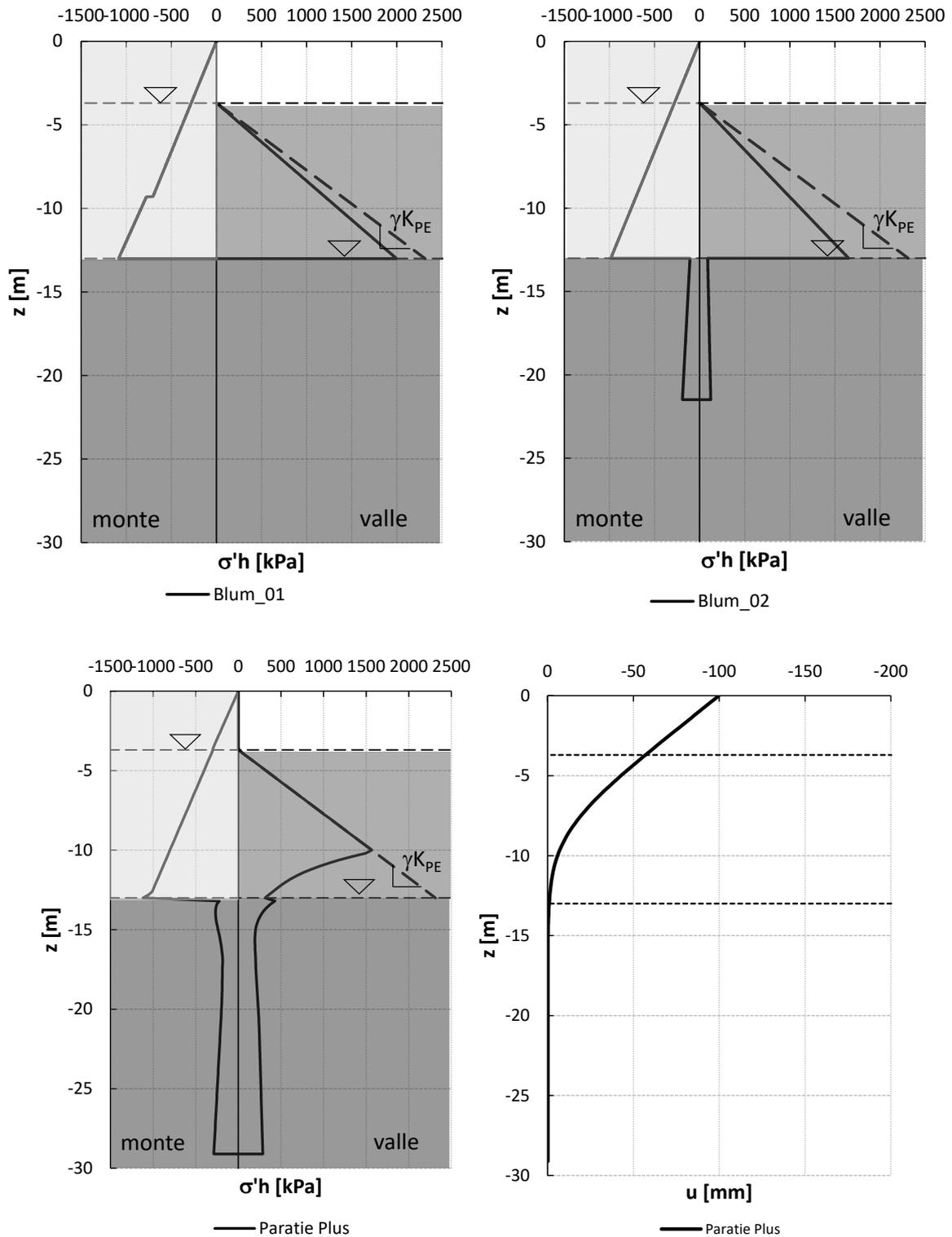


Figura 7.1. Profili delle pressioni efficaci orizzontali di contatto terreno-paratia ottenuti con i metodi di Blum (in alto). Profili di pressioni efficaci e di spostamenti orizzontali ottenuti con Paratie Plus (in basso).

7.2 Verifiche di tipo STRU

La Figura 7.2 mostra i profili di momento flettente M_{Ed} e taglio V_{Ed} agenti lungo la paratia, calcolati con il metodo Blum_02 e con Paratie Plus. Sono riportati inoltre i profili del momento M_{Rd} e del taglio V_{Rd} resistenti.

Le sollecitazioni agenti sono largamente superiori alle resistenze calcolate.

La Tabella 7.2 mostra i valori minimi dei rapporti $FS_M = M_{Rd} / M_{Ed}$ e $FS_V = V_{Rd} / V_{Ed}$ tra le resistenze e le sollecitazioni agenti. Entrambi i valori sono largamente inferiori all'unità, quindi si conclude che **la verifica strutturale della paratia non è soddisfatta allo SLV**.

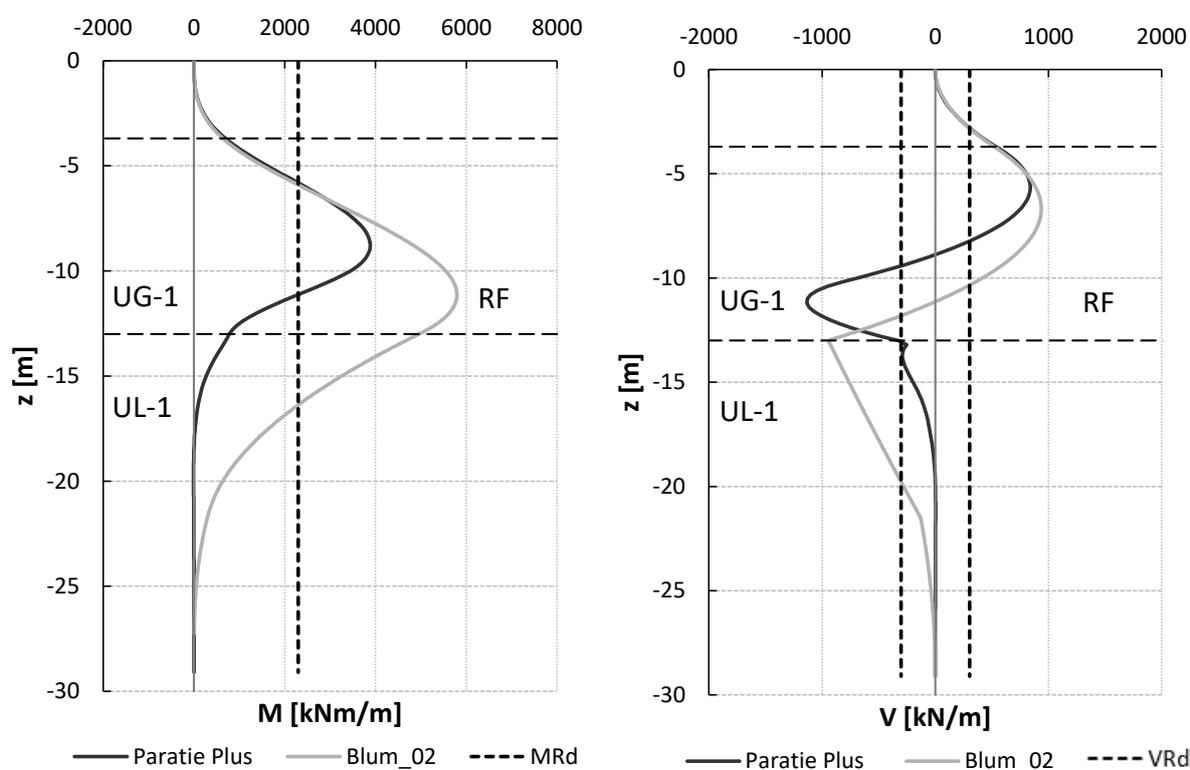


Figura 7.2. Profili di momento e taglio lungo la paratia, domanda (M_{Ed} , V_{Ed}) vs capacità (M_{Rd} , V_{Rd}).

Tabella 7.2. Coefficienti di sicurezza a momento e taglio della paratia (verifiche STRU).

Metodo	FS_M	FS_V
Blum_02	0,40	0,32
Paratie Plus	0,59	0,27

7.3 Verifiche aggiuntive (fuori normativa)

Dal momento che sotto le ipotesi fatte, la verifica strutturale della paratia non è soddisfatta, è stato condotto un ulteriore studio di sensitività basato sulla rimozione di alcune ipotesi conservative.

La Tabella 7.3 riporta i valori minimi dei rapporti $FS_M = M_{Rd} / M_{Ed}$ e $FS_V = V_{Rd} / V_{Ed}$ tra le resistenze e le sollecitazioni agenti, dove le resistenze sono calcolate a partire dalla resistenza caratteristica in sito $R_{ck, is}$ del calcestruzzo intesa come valore medio ottenuto tra le prove di cantiere ($R_{ck, is} = 30,5$ MPa) e le prove ufficiali di laboratorio ($R_{ck, is} = 27,6$ MPa) effettuate all'epoca della costruzione della paratia. Come osservato nel paragrafo 4.2, tali resistenze sono maggiori della resistenza minima dichiarata nel progetto esecutivo ($R_{ck} = 25$ MPa). Anche in questo caso però i coefficienti di sicurezza rimangono inferiori all'unità.

Tabella 7.3. Coefficienti di sicurezza a momento e taglio – resistenze calcolate a partire da $R_{ck, is}$

Metodo	FS_M	FS_V
Blum_02	0,41	0,31
Paratie Plus	0,61	0,26

La Figura 7.3 mostra un confronto tra le sollecitazioni calcolate con il valore di riferimento del modulo elastico del calcestruzzo (sezione integra) e quelle calcolate applicandovi una riduzione del 50 % (sezione fessurata), in modo da ottenere un valore di rigidezza che potrebbe essere più consono per il livello di sollecitazione indotto da un terremoto allo SLV. Gli effetti in termini di sollecitazioni sono del tutto modesti; peraltro sebbene si ottenga una riduzione delle sollecitazioni flessionali, al contrario si registra un incremento delle sollecitazioni taglianti. In ogni caso le sollecitazioni agenti rimangono largamente superiori alle resistenze.

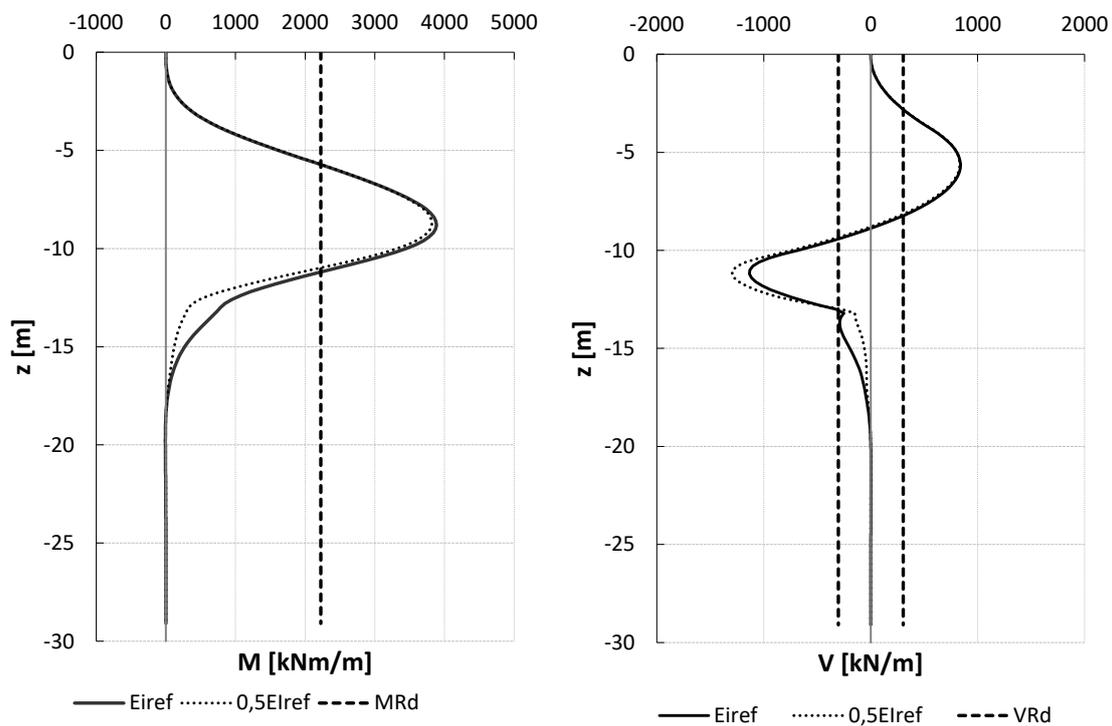


Figura 7.3. Profili di momento e taglio lungo la paratia – effetto della riduzione del modulo elastico del calcestruzzo.

8. CONCLUSIONI

Il presente rapporto contiene la descrizione delle metodologie utilizzate e dei risultati delle verifiche sismiche della paratia di contenimento in sponda destra della diga di Campolattaro (BN).

I dettagli relativi alla ricostruzione della sezione di studio sono contenuti in un altro rapporto (*"Rivalutazione sismica del versante in sponda destra"* - codice elaborato R017). Ai fini delle verifiche di sicurezza della paratia, è necessario sottolineare che il livello di conoscenza offerto dalle prove di laboratorio disponibili per la caratterizzazione meccanica di UG-1 (coltre detritica) è del tutto inadeguato se commisurato all'importanza dell'opera ed agli effetti potenziali dell'instabilità del sistema pendio-paratia sull'esercizio dell'impianto. Al piede del pendio in sponda destra, si trovano infatti le vasche di dissipazione che costituiscono il recapito di tutti gli organi di scarico della diga e che quindi devono rimanere operative (non essere occluse) a seguito dei terremoti più gravosi.

Le ultime indagini geognostiche disponibili risalgono a più di 40 anni fa. In un caso (campagna d'indagini del 1976), sono precedenti ai lavori di scavo effettuati per la realizzazione di tutte le opere accessorie e di scarico site in sponda destra, ed in ogni caso sono precedenti all'intervento di consolidamento del versante (drenaggio, riprofilatura e riforestazione) realizzato nel 2001.

Alla luce della scarsità di risultati in possesso, il valore di riferimento dell'angolo di attrito di UG-1 è stato calcolato tramite un'analisi a ritroso come quel valore minimo cui corrisponde un coefficiente di sicurezza unitario del pendio in condizioni statiche (angolo di attrito minimo per la stabilità). Infatti, come osservato nel rapporto di *"Rivalutazione sismica del versante in sponda destra"* (codice elaborato R017), i dati delle misure inclinometriche mostrano che lo strato di UG-1 è, ad oggi, sede di movimenti di massa e che quindi il pendio si trova al limite della stabilità già in condizioni statiche, nonostante questi movimenti non comportino evidenze di lesioni o disallineamenti sulla paratia. Tale valore di angolo di attrito rappresenta quello minimo utilizzabile ed è l'unico possibile in assenza di una caratterizzazione più robusta del materiale.

Il calcolo della spinta sismica esercitata dal corpo di frana sulla paratia è stato effettuato seguendo una procedura basata sul metodo proposto da Evangelista (1997). Il metodo consiste nel trovare tale valore per tentativi, come azione stabilizzante da applicare al corpo di frana per ottenere un coefficiente di sicurezza unitario del pendio.

Nota l'azione sismica che il pendio esercita sulla paratia, l'equilibrio del sistema terreno-paratia è stato risolto considerando due diversi approcci, di complessità (e accuratezza) crescente. Entrambi gli approcci sono di tipo pseudo-statico, in cui la componente orizzontale dell'accelerazione equivalente, costante nel tempo e nello spazio, è legata all'accelerazione di picco attesa nel volume di terreno significativo.

L'accelerazione di picco attesa nel volume di terreno significativo è stata valutata attraverso analisi di risposta sismica locale in condizioni 1D, per tener conto dei possibili effetti di

amplificazione stratigrafica dovuti all'altezza considerevole dell'opera ed al fatto che la resistenza del terreno è offerta da due unità geologico-tecniche differenti (RF ed UL-1).

Le accelerazioni calcolate nelle analisi di risposta sismica locale sono state ridotte in accordo con le prescrizioni di normativa per tener conto della dissipazione di energia connessa all'accumulo di spostamenti permanenti della paratia. A questo scopo, è stato adottato il massimo spostamento ammissibile, corrispondente alla massima riduzione di accelerazione possibile. Quindi le resistenze dei terreni di fondazione sono state quantificate attraverso i coefficienti di spinta di Mononobe-Okabe e di Lancellotta opportunamente adattati al caso di presenza d'acqua.

Il primo degli approcci di verifica utilizzati si basa su un metodo semplificato dell'equilibrio limite in cui la paratia è considerata infinitamente rigida (metodi di Blum).

Nel secondo approccio invece gli effetti dell'interazione terreno-struttura sono portati in conto attraverso un sistema di molle elasto-plastiche le cui caratteristiche di deformabilità e resistenza sono state tarate su quelle dei terreni di fondazione (metodo agli elementi finiti implementato in PARATIE Plus).

Le verifiche di resistenza geotecniche mostrano che **il terreno di fondazione conserva una riserva di resistenza adeguata allo SLV**.

Al contrario, le verifiche di resistenza strutturali mostrano che le resistenze flessionali e taglianti della paratia sono largamente insufficienti a sopportare il livello di sollecitazione sismica corrispondente. Di conseguenza, si conclude che **la paratia non è soddisfatta allo SLV**.

Poiché allo SLD la spinta esercitata dal corpo di frana è maggiore che allo SLV (par 6.1.1), a parità di requisiti di sicurezza strutturale, **la verifica della paratia non è soddisfatta nemmeno allo SLD**.

È ancora da osservare che gli esiti delle verifiche risentono particolarmente delle necessarie cautele assunte nella determinazione dell'angolo di attrito della coltre che provengono da una limitata estensione della conoscenza della geotecnica dell'opera. **Pertanto si raccomanda l'esecuzione di una campagna di indagini estesa comprensiva di una mappatura dettagliata del corpo di frana (anche ben al di fuori della proprietà ASEEA), di indagini geognostiche e geofisiche e di laboratorio tali da permettere di caratterizzare in maniera esaustiva la coltre in movimento e che sia, finalmente, commisurata all'importanza dell'opera.**

9. BIBLIOGRAFIA

- Becci, B., & Nova, R. (1987). Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 21(1), 33-47.
- Bertini, T., Nisio, P., & Tancredi, G. (1986). Intervento di stabilizzazione di una colata in argille varicolori molisane. *AGI, XVI Congresso nazionale di Geotecnica.*, 1, p. 31. Bologna.
- Blum, H. (1931). *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken*. Berlin, Germany: Wil. Ernst und Sohn.
- Clarke, J., & Birjandi, F. (1993, March). The Behaviour of Reinforced Concrete Circular Sections in Shear. *The Structural Engineer - Institution of Structural Engineers*, 71(5).
- Cotecchia, V., & Simeone, V. (1996). Studio dell'incidenza degli eventi di pioggia sulla grande frana di Ancona del 13.12. 1982. *Proceedings of the International Conference on Prevention of Hydrogeological Hazards: the Role of Scientific Research*, 19, p. 29.
- Darendeli, M. B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. Austin, TX: The University of Texas at Austin.
- Del Prete, M., & Petley, D. (1982). Case history of the main landslide at Craco, Basilicata, South Italy. *Geologia Applicata e Idrogeologia*, 17, 291-304.
- European Committee for Standardization. EN 1998-5:2004: E. Eurocode 8:. (2004). *Design of structures for earthquake resistance-Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. Brussels.
- Evangelista, A. (1997). *Strutture di sostegno di pendii instabili - Interventi di Stabilizzazione dei pendii*. CISM Ed.
- Fenelli, G., Paparo Filomarino, M., Picarelli, L., & Rippa, F. (1982). Proprietà fisiche e meccaniche di argille varicolori dell'Irpinia. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 3, 110-124.
- Hardin, B., & Drnevich, V. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 98(7), 603-624.
- Hatami, K., & Bathurst, R. (2000). Effect of structural design on fundamental frequency of reinforced-soil retaining walls. *Soil Dynamics Earthquake Engng*, 19(3), 137-157.
- Kottke, A., & Rathje, E. (2008). *"Technical manual for Strata" Report No.: 2008/10*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Lancellotta, R. (2007). Lower-bound approach for seismic passive earth resistance. *Géotechnique*, 57(3), 319-321.
- Matsuzawa, H., Ishibashi, I., & Kawamura, M. (1985). Dynamic soil and water pressures of submerged soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(10), 1161-1176.
- Mononobe, N., & Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquake. *Proceedings of the 2nd world engineering conference*, 9, p. 177-185. Tokyo.
- N.T.C. (2018). *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

-
- N.T.D. (2014). *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. *Journal of Japanese Society of Civil*, 12(1).
- Rollins, K., Evans, M., Diehl, N., & W. , D. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(5), 396-405.
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*. Dominicus, Prague.
- Yokota, K., Imai, T., & Konno, M. (1981). *Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests*. OYO Tec. Rep, 3.