



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Presidenza del Consiglio dei Ministri
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ALLA RICOSTRUZIONE
NEI TERRITORI DELLE REGIONI EMILIA-ROMAGNA, TOSCANA E MARCHE



PROVINCIA
DI REGGIO EMILIA

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA
SERVIZIO INFRASTRUTTURE, MOBILITA' SOSTENIBILE E PATRIMONIO

LAVORI DI CONSOLIDAMENTO DELLA SCARPATA DI MONTE SULLA SP 57 AL KM 1+900 IN COMUNE DI VETTO

PROGETTO ESECUTIVO

2.1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA ELEMENTI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Dirigente del Servizio Infrastrutture,
Mobilità sostenibile e Patrimonio:

Ing. Valerio Bussei

Progettista e DL:

Ing. Giuseppe Herman

Responsabile Unico del Progetto:

Ing. Maurizio La macchia

REVISIONE			Redatto		Verificato o Validato	
Revis.	Data Revis.	Descrizione Modifiche	Data	Nome	Data	Nome
All. n° D1			Data Progetto Marzo 2025		N° P.E.G. Nome File All.D1_2.1 Illustrazione sintetica...	

ELENCO DEGLI ELABORATI COSTITUTIVI DEL PROGETTO

- 1. PROGETTO ARCHITETTONICO**
- 2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**
 - AII. 2.1 - ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE**
 - AII. 2.2.1 - ELABORATI DI CALCOLO AUTOMATICO E VERIFICHE MANUALI PARATIA DI BASE**
 - AII. 2.2.2 - ELABORATI DI CALCOLO AUTOMATICO E VERIFICHE MANUALI CHIODATURE E RETI**
- 3. RELAZIONE SUI MATERIALI**
- 4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI STRUTTURALI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI**

Tav. da C.1 a C.n
- 5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA**
- 6. RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI**
 - 6.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito**

(A firma Geologo Dott. Beretti)

 - 6.1.a Relazione geologica, modellazione geotecnica e analisi dell'azione sismica**
 - 6.1.b Rapporto geologico, geomeccanico e strutturale**
 - 6.2 Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno. Verifiche Geotecniche di Capacità Portante e scorrimento degli elementi di Fondazione**
 - 6.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione;**

All. 2.1

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

L'intervento, nel suo complesso, prevede la messa in sicurezza di alcuni tratti stradali Provinciali nel Comune di Vetto d'Enza (RE), finanziati dall'Unione Europea, Next Generation EU, con misura di finanziamento M2C4I2.1.A, Missione 2 – Rivoluzione verde e transizione ecologica, Componente 4 – Tutela del territorio e della risorsa idrica, Investimento 2.1A - Misure per la gestione del rischio alluvioni e la riduzione del rischio idrogeologico. Interventi in Emilia-Romagna, Toscana e Marche –Milestone/Target previste dalla CID (Council Implementing Decision).

In particolare a seguito dell'insorgere di movimenti franosi si sono creati smottamenti localizzati nelle scarpate e nei pendii attraversati dalla SP 57.

Oggetto della presente relazione sono in particolare gli interventi al Km 1+900 della SP 57.

1) Km 1+900

In corrispondenza del Km 1+900 della strada provinciale n. 57 che collega Vetto con Ramiseto si è in presenza di un processo gravitativo superficiale su un versante roccioso che necessita di opere di contenimento e mitigazione del rischio caduta massi.



Vista aerea da Ovest



Vista da Sud



Vista da Nord

Nel complesso l'intervento è finalizzato ad annullare gli effetti causati dall'infiltrazione superficiale degli agenti meteorici, che provocano erosioni sia di tipo superficiale che di tipo crioclastica, oltre a trattenere dal crollo eventuali blocchi che possano distaccarsi per proprie discontinuità tettoniche.

L'intervento di protezione superficiale risulta quindi estremamente importante in relazione all'esigenza di impedire il possibile crollo di blocchi dalle pareti che alimentano l'accumulo di detrito nella porzione basali occupata dal tracciato stradale.

Le opere di contenimento prevedono sia una protezione corticale sul versante mediante chiodature e posa di reti metalliche sia un'opera di consolidamento alla base costituita da una paratia di pali trivellati, da realizzarsi a lato della carreggiata sulla sponda di monte, con disposizione in linea, con trave/soletta alla testa che funge da fondazione ad un muro in elevazione finalizzato a contenere e raccogliere periodicamente le risultanze dell'erosione fine superficiale del pendio.

Dal punto di vista strutturale l'intervento è da considerarsi come una nuova costruzione in classe d'uso III.

a) descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento e con l'indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica;

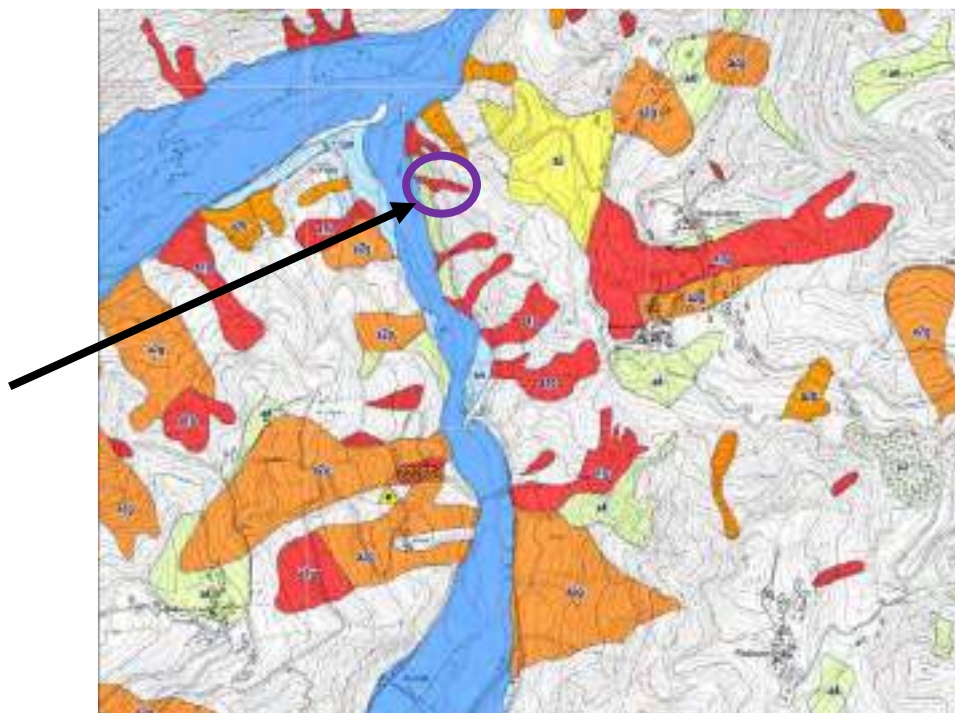
Il rapporto Geologico, Geomeccanico e Strutturale redatto dal Geologo Dott. Paolo Beretti nel gennaio del 2025 contiene la classificazione dell'ammasso roccioso con determinazione della resistenza delle pareti, delle condizioni di discontinuità e dei parametri geomeccanici relativi sia dell'ammasso sia alle discontinuità; sono inoltre presenti le analisi cinematiche dei blocchi rocciosi, al fine di determinare le possibili rotture incidenti sul piano del pendio.

Dalla Relazione Geologica, contenente la modellazione geotecnica del pendio e le analisi sismiche, si evince come il sito si colloca su zona acclive, declinante verso Ovest (con inclinazione media del pendio $i > 15^\circ$) ascrivibile all'interno della categoria topografica T2 per il calcolo dell'opera di base (per il rinforzo corticale si è considerata una categoria T4).

La ricostruzione litostratigrafica e meccanica dei terreni presenti nella zona d'intervento è stata eseguita dal geologo attraverso l'esame di documentazione cartografica affiancata da indagini approfondite. Alla base sono state eseguite n.3 Prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH, ed un sondaggio a carotaggio continuo fino a -15,0 metri dal piano della carreggiata stradale, n.1 Stendimento sismico integrato Remi-MASW e microtremori con metodo HVSr.

Sul versante è stato eseguito un rilievo geomeccanico e strutturale, mediante n.4 finestre di rilevamento di versante con tecniche alpinistiche e rilievo dei principali diedri e pilastri aggettanti.

Le perimetrazioni della *"Carta Inventario del dissesto (PAI-PTCP) e degli abitati da consolidare e trasferire (L445/1908), allegato P6 – sez. 217120"*, collocano il sito in analisi in corrispondenza della porzione medio – basale di un versante mediamente acclive, lungo sul quale insistono movimenti franosi, attualmente classificati in stato di attività (a1), confermate dalla Carta inventario delle frane dell'Emilia Romagna.



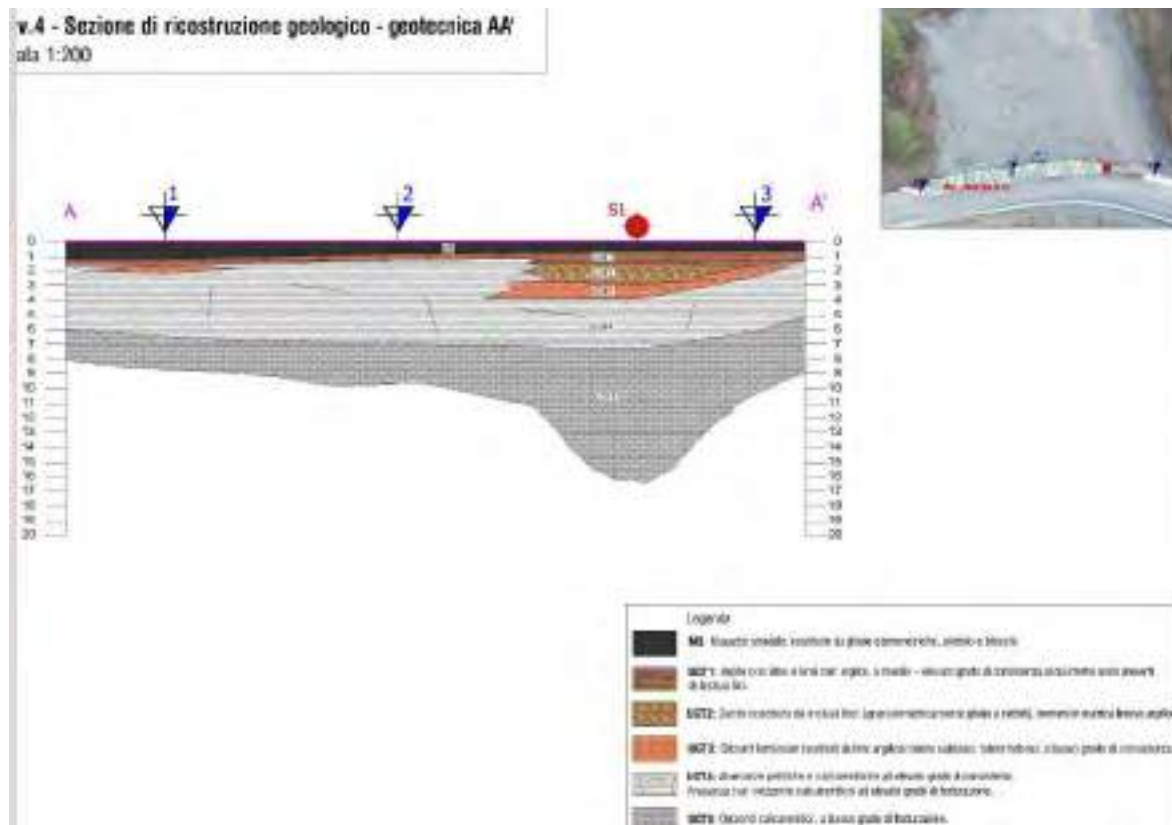
LEGENDA

Depositi di frana

- a1 - Deposito di frana attiva di tipo indeterminato
- a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento
- a1d - Deposito di frana attiva per colamento di fango
- a1g - Deposito di frana attiva complessa
- a1h - Deposito di frana attiva per scivolamento in blocco o DGPV
- Aree di possibile evoluzione delle frane attive (tipo di operazione 5.1.01-PSR)
- a2b - Deposito di frana quiescente per scivolamento
- a2d - Deposito di frana quiescente per colamento di fango
- a2g - Deposito di frana quiescente complessa
- a2h - Deposito di frana quiescente per scivolamento in blocco o DGPV

Alla base si è individuata la seguente sezione geotecnica e stratigrafica

Unità geotecnica	Parametri geofisici caratteristici	Parametri geotecnici caratteristici allo stato critico
NI: da p.c. a -0,6 ÷ -1,2 m p.c. Massetto stradale, costituito da ghiaie sinteristiche, ciottoli e blocchi.	$N_{60} = 5,50$ $N_{60(1)} = 0,25$	Orizzonte a difficile caratterizzazione geotecnica per eterogeneità e smarrimento
UGT1: da -0,6 ÷ -1,2 m p.c. a -1,2 ÷ -1,8 m p.c. Argilla con limo a limi con argilla, a medio - elevato grado di consistenza, al cui interno sono presenti inclusi filici.	$N_{60} = 3,21$ $N_{60(1)} = 4,82$	$q'_c = 27^*$ $c'_u = 10 \text{ kPa}$ $\sigma'_u = 80 \text{ kPa}$ $\tau_{cu} = 19,2 \text{ kN/m}^2$ $E_s = 4300 \text{ kPa}$ $k_v = 3500 \text{ kN/m}^3$
UGT2: Nelle sole verticali DPH3 e S1: da -1,4 ÷ -1,6 m p.c. a -2,4 ÷ -3,0 m p.c. Dentro costituito da inclusi filici (granulometricamente ghiaie e ciottoli), iniettati in matrice limosa argillosa.	$N_{60} = 7,78$ $N_{60(1)} = 12,00$ $SPT_1 = 11/1 \text{ E}18$	$q'_c = 32^*$ $c'_u = 0 \text{ kPa}$ $\sigma'_u = 0 \text{ kPa}$ $\tau_{cu} = 20,0 \text{ kN/m}^2$ $E_s = 14000 \text{ kPa}$ $k_v = 54600 \text{ kN/m}^3$
UGT3: Nelle sole verticali DPH1 e S1: da -1,6 ÷ -2,0 m p.c. a -2,2 ÷ -3,9 m p.c. Orizzonti lenticolari costituiti da limi argillosi, talora sabbiosi, talora torbosi, a base grigia di consistenza.	$N_{60} = 0,24$ $N_{60(1)} = 0,36$	$q'_c = 20^*$ $c'_u = 5 \text{ kPa}$ $\sigma'_u = 30 \text{ kPa}$ $\tau_{cu} = 10,8 \text{ kN/m}^2$ $E_s = 3100 \text{ kPa}$ $k_v = 3300 \text{ kN/m}^3$
UGT4: Nel solo sondaggio S1: da -3,9 m p.c. a -7,3 m p.c. Nelle sezioni verticali: Oltre i -1,2 ÷ -2,4 m p.c. Alternanze pelliche e calcareistiche ad elevato grado di consistenza. All'interno di questa unità si riscontra un orizzonte calcareo ad elevato grado di fratturazione.	$N_{60} = 15,55$ $N_{60(1)} = 34,80$ $SPT_2 = 50 \text{ (7 cm)}$ $SPT_4 = 50 \text{ (11 cm)}$	$q'_c = 30^*$ $c'_{intermedio} = 35 \text{ kPa}$ $c'_{intermedio} = 220 \text{ kPa}$ $\tau_{cu} = 21,0 \text{ kN/m}^2$ $E_s = 21000 \text{ kPa}$ $k_v = 75600 \text{ kN/m}^3$
UGT5: Nelle sole verticali S1: Oltre a -7,3 m p.c. Orizzonti calcareo, a basso grado di fratturazione.	$SPT_2 = 50 \text{ (11 cm)}$	$q'_c = 35^*$ $c'_{intermedio} = 60 \text{ kPa}$ $c'_{intermedio} = 300 \text{ kPa}$ $\tau_{cu} = 25,0 \text{ kN/m}^2$ $E_s = 32000 \text{ kPa}$ $k_v = 97200 \text{ kN/m}^3$



Ai fini del calcolo dell'opera di base, costituita da una paratia in pali trivellati aventi diametro pari a 50 cm ed interasse pari a 1,00 metro, sono state assunte le stratigrafie ritenute più rappresentative per la posizione dell'intervento in progetto, così schematizzate:

Paratia (pali L= 7,60 metri compreso cordolo alla testa))

- Strato 1: UGT1+UGT3 considerati a scarso grado di consistenza spessore 3,00 metri.
- Substrato UGT4 pelitico e calcarenitico ad elevato grado di consistenza.

La quota di scorrimento è stata considerata, a favore di sicurezza, alla quota media di 3,00 metri dal piano della carreggiata stradale.

Alla sommità della paratia sono state applicate le azioni derivanti dal muretto di contenimento superiore.

Al fine del calcolo delle chiodature e delle reti di protezione corticale, l'analisi cinematica eseguita ha permesso di identificare un elevato grado di instabilità per cinematismi di scivolamento di cunei rocciosi, planari e di ribaltamento di diedri rocciosi, concentrati nella parte alta del versante



Lo spessore della coltre rocciosa alterata da stabilizzare risulta compreso tra 30 e 70 cm.

Alla luce degli studi effettuati il geologo ha differenziato i valori dei coefficienti sismici da utilizzare per il calcolo delle reti e delle chiodature sul pendio rispetto a quelle da considerare per l'opera di consolidamento al piede, secondo la seguente tabella.

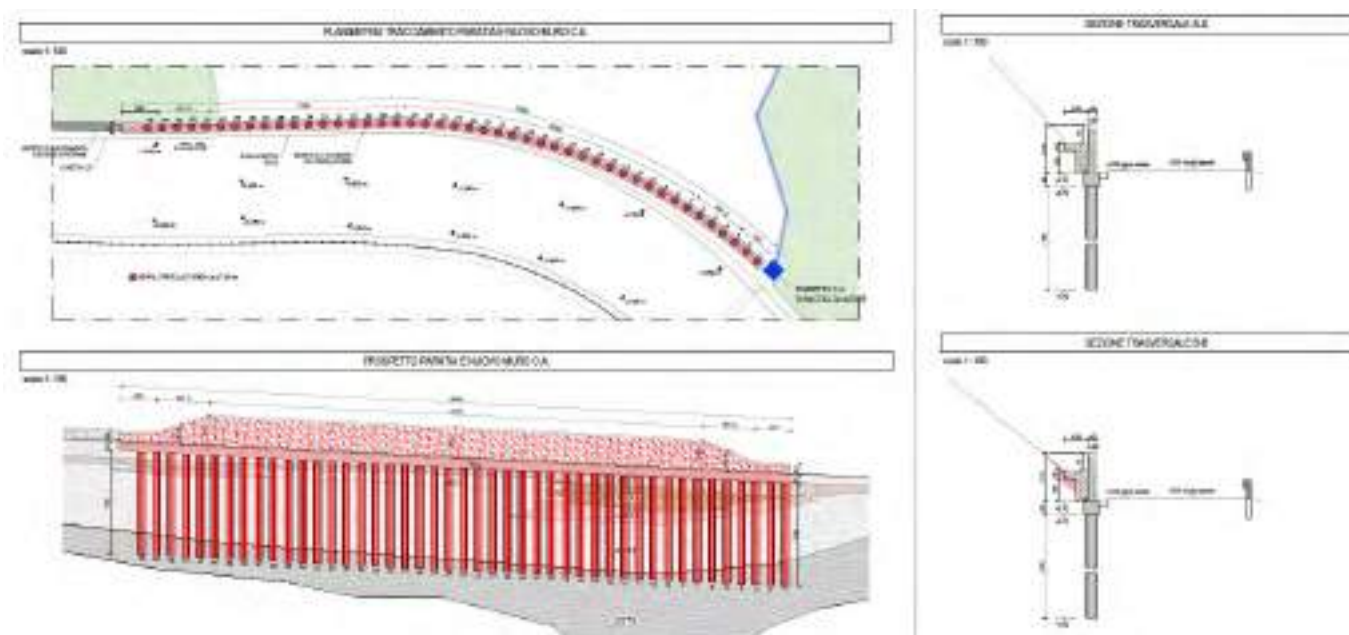
	D.M. 17/01/2018
Latitudine (ED50)	44.47648
Longitudine (ED50)	10.32505
Vita nominale struttura	50 anni
Classe struttura opera	III
Coefficiente d'uso	1,5
Vita di riferimento struttura	75 anni
$V_{S_{20}}$	524 m/sec
Categoria suolo di fondazione	B
Pga di riferimento (SLV)	0,186
Coefficiente di amplificazione stratigrafico	1,200
Coefficienti di amplificazione topografico	1,200
$F_{0,1H}$	2,534
$T_{0,1V}$	0,296
$\beta_{max,0}$	0,267
Coefficiente di riduzione sismico $\beta = 0,24$ (pendio naturale e fondazioni)	
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = 0,064$
coefficiente sismico verticale	$k_v = \pm 0,032$
Coefficiente di riduzione sismico $\beta = 0,38$ (verifica di opere sul pendio)	
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = 0,102$
coefficiente sismico verticale	$k_v = \pm 0,051$

b) descrizione generale della struttura ⁴, sia in elevazione che in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, e dei vincoli imposti dal progetto architettonico;

(4) Costruzioni in calcestruzzo in opera o prefabbricate, acciaio, composte, muratura ordinaria, muratura armata, costruzioni in legno, strutture isolate e strutture con altri materiali innovativi.

La paratia è costituita da una fila di pali $\phi 500$ disposti in linea, del tipo trivellato aventi lunghezza pari a 7,00 e posti ad interasse di 1,00 metri, con cordolo di collegamento alla testa che funge da fondazione ad un muretto di contenimento superiore.

Durante le fasi di cantiere la strada sarà regolata a senso unico alternato.



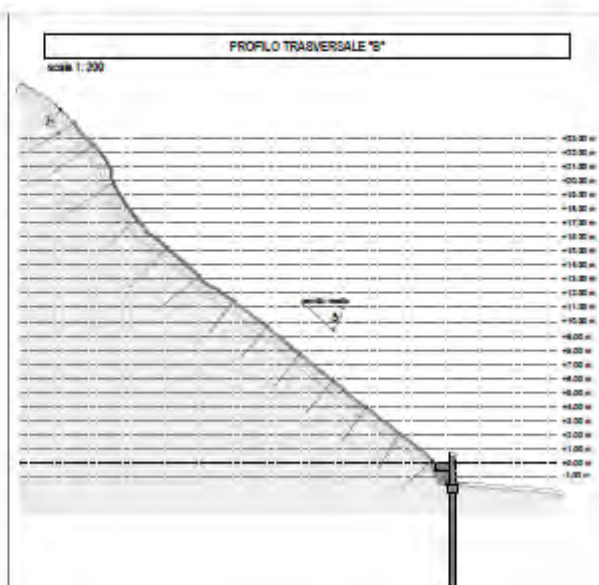
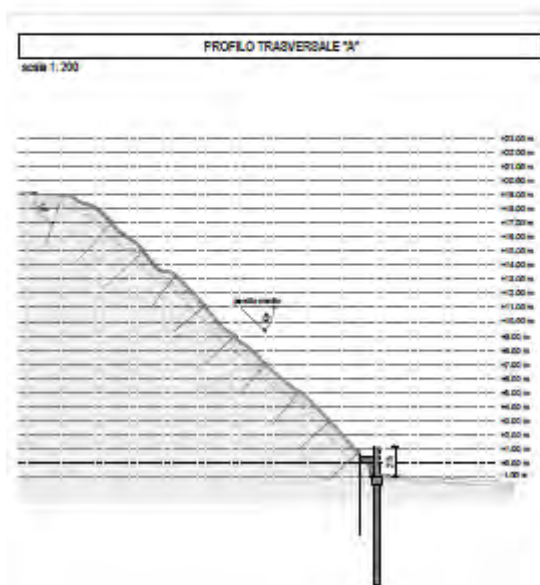
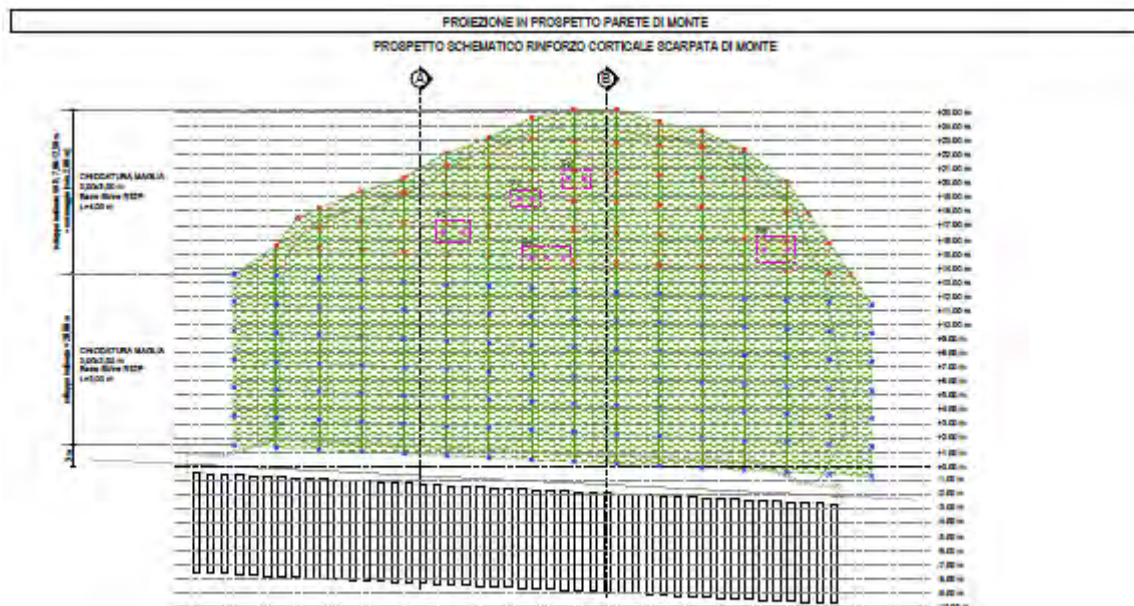
L'intervento di protezione corticale, una volta regolarizzato ed asportato eventuali accumuli di materiali detritici e terrigeni smossi, viene attuato attraverso:

l'esecuzione di chiodature a maglia a quinconce 3x3 metri, da realizzare con barre tipo Sirive di diametro 32 mm, lunghezza pari a 3,00/4,00m tali da garantire alle barre un ancoraggio nella roccia sana per una profondità di ca. 2,50/3,00 m, alloggiati in fori eseguiti nella roccia a roto percussione di diametro opportunamente cementate per iniezione in pressione ($p_{min}=4.0$ bar) con boiacca di cemento di classe minima C25/30);

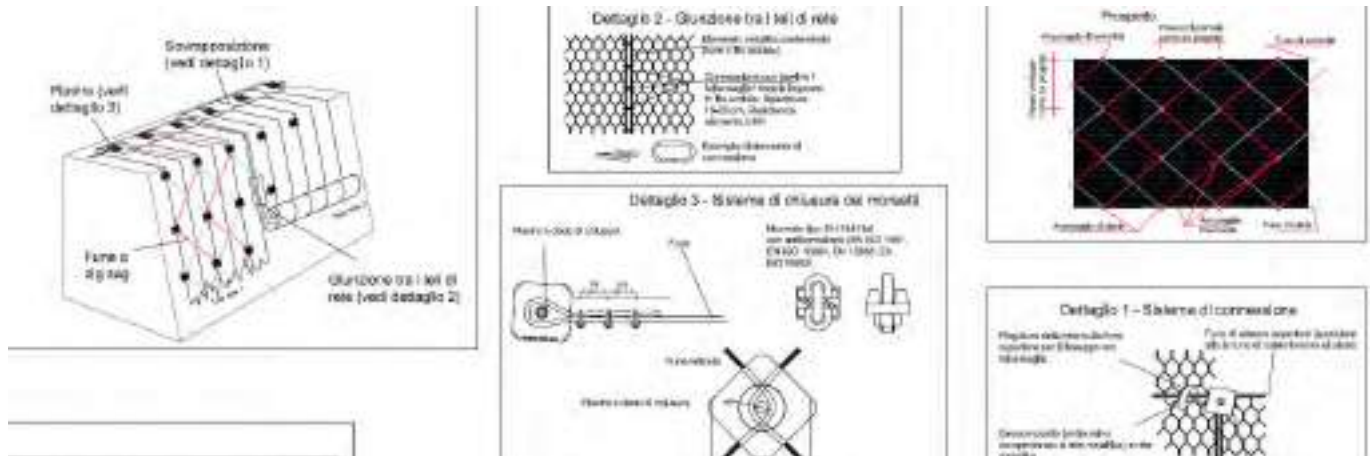
il posizionamento di un rivestimento di tipo flessibile in teli di rete in filo con nodi a doppia torsione, maglia del reticolo di forma esagonale, con altezza pari a 3,00 metri e con fune in acciaio perimetrale;

la posa in opera, a cavallo del ciglio, di una fune di sostegno in sommità, di una fune di contenimento al piede ed in testa di diametro 16 mm e di funi d'orditura disposte incrociate di diametro 12 mm, atte a creare un reticolo di contenimento di maglia 3,0 x 3,0m, con la funzione di rinforzare il rivestimento e di realizzare un collegamento fra il rivestimento e le chiodature della parete;

la posa di geostuoia, sotto la rete, per la protezione superficiale.



Lo scopo è il miglioramento della stabilità superficiale del pendio e di contenere in loco le tasche detritiche che dovessero formarsi.



In considerazione dell'orografia dell'area interessata e delle risultanze delle indagini geologico-geotecniche espletate dal geologo dott. Paolo Beretti, si è inoltre ipotizzato di eseguire interventi di messa in sicurezza su blocchi isolati o con particolari caratterizzazioni geometriche, mediante ancoraggi localizzati con barre autoperforanti e malta cementizia; vengono inoltre previsti interventi localizzati di disaggio, al fine di annullare situazioni di strapiombo.

Dal punto di vista geomeccanico si tratta di interventi di tipo passivo perché generano forze di reazione solo dopo che il potenziale dissesto ha cominciato a manifestare qualche movimento.

Si rimanda alle successive relazioni ed agli elaborati grafici allegati per una maggiore definizione delle caratteristiche architettoniche e strutturali adottate.

c) normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica;

Il Comune di Vetto d'Enza risulta classificato a media sismicità (ex Zona 2), il progetto e la verifica delle opere verrà eseguito utilizzando le "Norme tecniche per le costruzioni" ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 "N.T.C." e la Circolare del 21 febbraio 2019 n.7/C.S.LL.PP, che fornirà i valori delle azioni statiche e sismiche, con i livelli di accelerazione al suolo attesi per i vari stati limite, considerati nelle successive analisi e verifiche.

Per quando concerne le reti si sono adottati i coefficienti sismici orizzontali derivanti dalle analisi geotecniche e geofisiche del suolo congruentemente alle indicazioni dei piani territoriali.

Per la verifica dell'ancoraggio delle barre longitudinali nei nodi in c.a. (o generalmente all'aderenza nei risvolti delle armature) si è fatto riferimento all'EC8 UNI EN 1998-1: 2005 p.t. 5.6.2 e alla pubblicazione Progettare in cls armato di René Walther e Manfred Miehlebradt.

d) definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale - V_N , classe d'uso, periodo di riferimento - V_R , categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali;

Il quadro normativo di riferimento per la definizione dell'azione sismica di base del sito è corrispondente con gli spettri di risposta definiti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018 NTC, che fornirà i parametri di definizione in base alla distanza tra il sito di costruzione ed i vertici del reticolo di geo-riferimento.

Dal punto di vista sismico il Comune è appartenente alla 2° categoria, secondo l'O.P.C.M. 3274 del 2003, mentre i parametri richiesti dal D.M. 17/01/18 per quanto riguarda la definizione degli spettri di risposta, per i vari stati limite considerati nelle verifiche del fabbricato sono:

$V_N = 50$ anni = Vita nominale.

$C_U =$ classe III = Classe d'uso.

$V_R = V_N * C_U = 75$ anni = Periodo di Riferimento.



Latitudine (WGS84)	44.47560404	Longitudine (WGS84)	10.32396981
Latitudine (ED50)	44.47737	Longitudine (ED50)	10.325065
Altitudine (mt)			387
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti signific		
Vita Nominale Struttura			50
Periodo di Riferimento per l'azione sismica			75

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	45	0.068	2.477	0.256
Danno	75	0.084	2.477	0.265
Salvaguardia Vita	712	0.186	2.527	0.296
Prevenzione Collasso	1462	0.230	2.541	0.309

Per la caratterizzazione sismica si è fatto riferimento alle indagini e alle prove allegate alla relazione geologica dalle quali è emersa una **Categoria di Sottosuolo di tipo B**. Non vengono denunciati altri possibili effetti amplificativi dell'azione sismica in quanto, dalle caratteristiche tipiche dei suoli della zona, sono esclusi fenomeni di liquefazione o presenza di cavità, pertanto i valori di amplificazione topografica S_T , stratigrafica S_s assumono i seguenti valori per i vari stati limite indagati, congruentemente con le indicazioni della relazione geotecnica-geofisica:

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Generali Parametri Sisma Verifiche geotecniche

Categoria del suolo (P.3.2.2) B: sabbie dense o argille coerenti

Amplificazione sismologica S_s allo SLD (Tab.3.2.IV) Default (1.2)

Amplificazione sismologica S_s allo SLV (Tab.3.2.IV) Default (1.2)

Amplificazione topografica S_T (Tab.3.2.V) 1.2

Coefficiente di deformabilità α (Fig.7.11.2) Default (1)

Coefficiente di spostamento beta (Fig.7.11.3) Default (0.65)

Coefficiente di riduzione al sito beta_S (Tab.7.11.I) Default (0.24)

Posizione della forza dinamica Metà altezza

e) **descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati;**

Pali in c.a. strutture non esposti:

- Legante idraulico: cemento tipo 425 conforme alla UNI EN 197, e comunque con dosaggio non minore di 340 daN/mc
- Aggregati: conforme alla UNI EN 12620 o UNI EN 13055-1
- Inerti naturali ed acqua per gli impasti rispondenti ai requisiti di cui alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005
- Acqua di impasto: conforme alla norma UNI EN 1008: 2003, con rapporto max a/c 0.60
- Calcestruzzo: impasti e dosaggi in relazione alla prescritta classe di resistenza

- C28/35 Classe XC4 $f_{ck} = 280$ [daN/cm²] $R_{ck} = 350$ [daN/cm²]
- Calcestruzzo fresco: classe di consistenza S4 (UNI 9858) (pali S5)
- Acciaio per c.c.a.: B450C $f_{y,nom} = 4500$ [daN/cm²] $f_{t,nom} = 5400$ [daN/cm²]
- Copriferro minimo 5.0 cm (da esterno spirale)

Cordoli esposti in c.a.:

- Legante idraulico: cemento tipo 425 conforme alla UNI EN 197, e comunque con dosaggio non minore di 340 daN/mc
- Aggregati: conforme alla UNI EN 12620 o UNI EN 13055-1
- Inerti naturali ed acqua per gli impasti rispondenti ai requisiti di cui alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005
- Acqua di impasto: conforme alla norma UNI EN 1008: 2003, con rapporto max a/c 0.60
- Calcestruzzo: impasti e dosaggi in relazione alla prescritta classe di resistenza
 - C32/40 Classe XF4 $f_{ck} = 320$ [daN/cm²] $R_{ck} = 400$ [daN/cm²]
- Calcestruzzo fresco: classe di consistenza S4 (UNI 9858)
- Acciaio per c.c.a.: B450C $f_{y,nom} = 4500$ [daN/cm²] $f_{t,nom} = 5400$ [daN/cm²]
- Copriferro minimo 3.5/5.0 cm (da esterno staffa)

prospetto 1 Classi di esposizione		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono corrispondere le classi di esposizione
5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti		
Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad un significativo attacco da cicli di gelo/disgelo, purché bagnato, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XF4	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Calcestruzzo di elementi orizzontali, di strade o pavimentazioni, esposti al gelo ed ai sali disgelanti oppure esposti al gelo in zone costiere.

Tiranti passivi:

- barre cave autoperforanti in acciaio S460J0 tipo SIRIVE R32P (Tensione di snervamento 460 MPa)
- Boiaccia per iniezione: cemento tipo 425, rapporto A/C 0,5 (dosaggio indicativo 1000-1100 kg/mc) (in alternativa betoncino premiscelato tipo "Fassa Bortolo" RS 40 o prodotto analogo): Resistenza minima a compressione 25 N/mm².
- Acciaio per carpenteria (piastre): S275 $f_{yk} = 275$ [N/mm²] $f_{tk} = 430$ [N/mm²] o superiore.
- Rete: rete a doppia torsione a maglia 8x10 cm, filo 3,0/3,40 mm (Resistenza nominale a trazione 82 kN/ml), in rotoli di altezza pari a 3.00 metri, con fune in acciaio perimetrale.
- Funi in acciaio: funi in acciaio zincato a trefoli con anima tessile o metallica, Classe di resistenza 1770 N/mm². Zincatura certificata classe A o B secondo la normativa UNI EN 10264-2:2004.

f) illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

PARATIA

L'analisi delle strutture (Paratia di base) è stata eseguita mediante calcolo automatico con programma BulkCAD della Concrete di Padova. L'analisi preliminare della documentazione a corredo del software ed i continui e proficui contatti avuti con la casa produttrice da oltre 10 anni hanno consentito di valutarne l'affidabilità e l'idoneità al caso in oggetto. Si rimanda al sito www.concrete.it per le informazioni in merito alla "validazione dei codici" in cui sono presenti numerosi benchmark con evidenziato gli scostamenti percentuali di entità ridotta tra le soluzioni automatiche e quelle manuali.

In zona sismica per le opere di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2018 D.M. del 17/01/2018, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

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

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

Dove: α è il coefficiente tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera
 β è il coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza;
 $a_{\max}$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g è l'accelerazione di gravità;
 S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;
 S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;
 a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

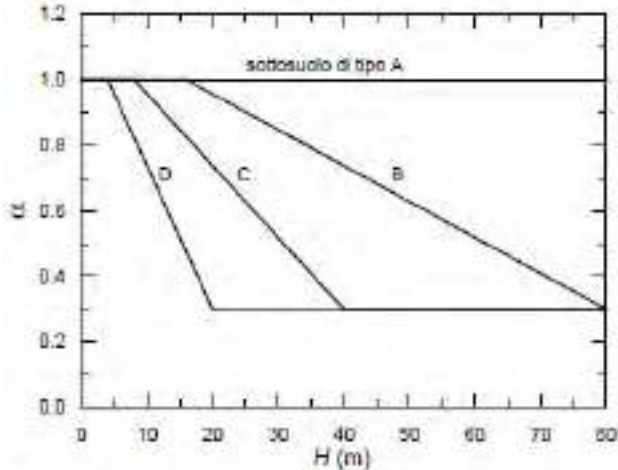


Fig. 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

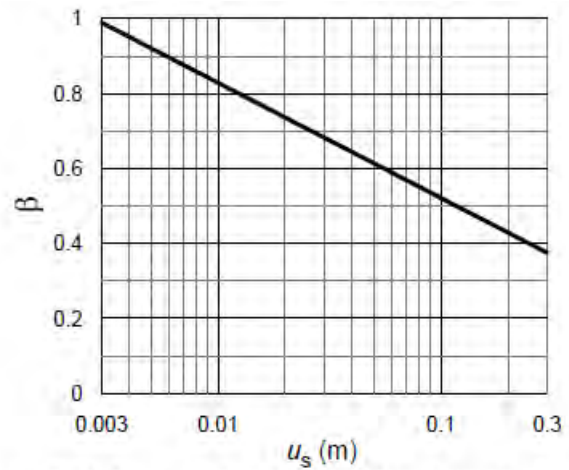


Fig. 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica desunto dalla normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è stato assunto in funzione della categoria topografica della superficie.

I valori di α e β vengono calcolati di default dal programma di calcolo.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del paramento.

RETI E CHIODATURE

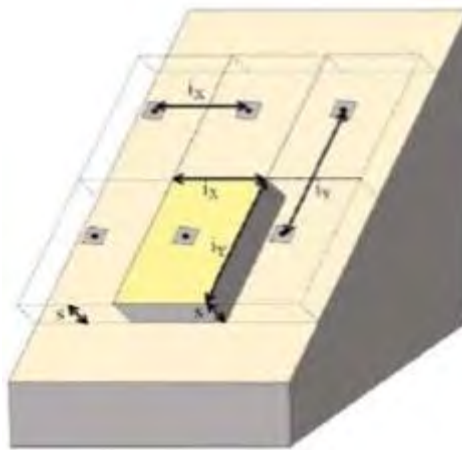
L'analisi viene effettuata mediante **SRS**: è un software di calcolo per il dimensionamento, in ossequio alle vigenti NTC 2018, di un sistema di rivestimento corticale di coltri instabili, costituito da reti metalliche solidarizzate al terreno mediante ancoraggi in barra.

In **SRS**, invertendo l'usuale approccio progettuale, il Progettista fissa il valore del coefficiente di sicurezza di progetto (FS_{des}) e il software consente di determinare lo sforzo (di trazione) nel singolo ancoraggio necessario per raggiungerlo.

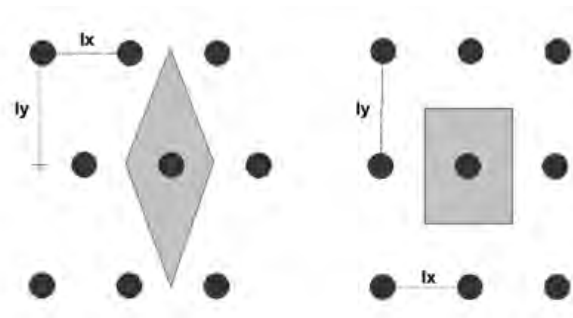
Poiché viene quantificato l'incremento del coefficiente di sicurezza conseguito in seguito alla realizzazione del sistema di consolidamento, questo può essere considerato come "intervento di stabilizzazione" secondo quanto prescritto al punto 6.3.5 della NTC 2018.

Lo schema adottato in **SRS** prevede l'analisi di stabilità rispetto a un cinemismo di tipo traslazionale del volume di terreno rappresentato planimetricamente dall'area di influenza del singolo ancoraggio e avente spessore pari allo spessore, misurato perpendicolarmente alla superficie di scorrimento, della coltre da stabilizzare (S).

Viene ipotizzato che lo scorrimento possa avvenire sulla superficie di contatto tra la coltre e il sottostante substrato, che può essere costituito da terreno oppure da roccia, avente lo stesso angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale della superficie topografica



L'analisi viene condotta anche in condizioni sismiche secondo l'approccio pseudostatico, così come previsto al punto 7.11.3.5.2 delle NTC 2018, considerando tali azioni secondo le condizioni più sfavorevoli. Per la definizione del volume di terreno, può farsi riferimento ai seguenti schemi di disposizione degli ancoraggi (*raster* rettangolare o romboidale).

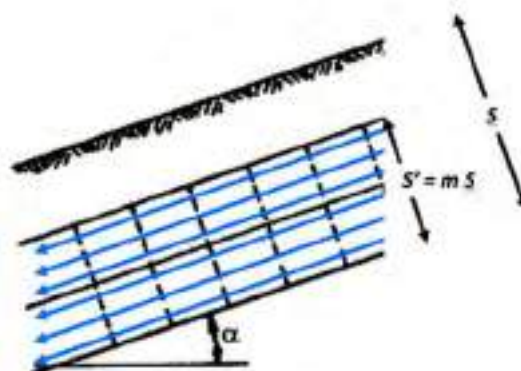


Il volume, sia in caso di *raster* romboidale che rettangolare, sarà dato da:

$$V = l_x l_y S \text{ (m}^3\text{)}$$

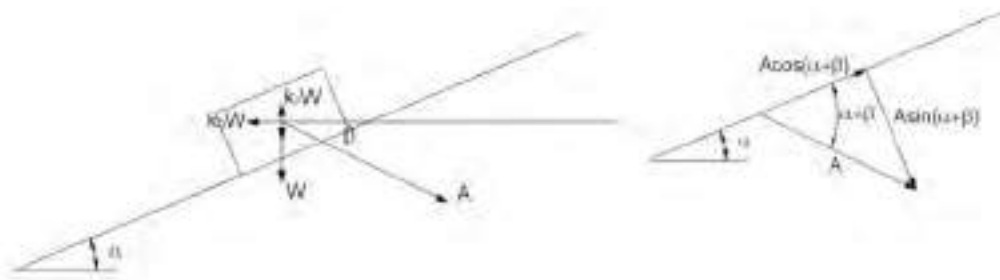
L'analisi di stabilità può essere condotta considerando, oltre alle azioni sismiche, anche la presenza di un moto di filtrazione con linee di flusso parallele al pendio che interessi la coltre per uno spessore:

$$S' = m S$$



In caso di assenza di falda: $m = 0$; per falda a p.c.: $m = 1$

Lo sforzo (di trazione) **A** da trasferire al singolo ancoraggio per ottenere il valore del coefficiente di sicurezza di progetto (FS_{des}) è ottenuto risolvendo la seguente espressione:



$$FS_{des} = \frac{[(W \pm F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha + A \sin(\alpha + \beta)] \tan \phi}{(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha - A \cos(\alpha + \beta)}$$

Noto lo sforzo di trazione agente sull'ancoraggio per il raggiungimento di FS_{des} , vengono effettuate, applicando gli opportuni coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018, le seguenti verifiche:

- 1) Verifica a trazione della barra;
- 2) Verifica a taglio della barra;
- 3) Verifica a sfilamento barra/malta;
- 4) Verifica a sfilamento fondazione/terreno;
- 5) Verifica a punzonamento della rete;
- 6) Verifica a trazione della rete.

Le verifiche si ritengono soddisfatte se le sollecitazioni E_d risultano inferiori alle resistenze R_d :

$$E_d < R_d$$

L'approccio di calcolo utilizzato, secondo le NTC 2018, è l'Approccio 2, che prevede l'unica combinazione (A1 + M1 + R3).

g) indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione

i) criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica

Il manufatto oggetto delle presenti verifiche tecniche di sicurezza nei confronti delle azioni statiche e sismiche, è costituito da una **paratia di sostegno**.

Le Azioni permanenti considerate, ad esclusione dei pesi propri e della spinta del terreno di monte e valle computati in automatico dal programma di calcolo, comprendono il carico del terreno di valle e le azioni trasmesse dalla soletta di contenimento in elevazione (avente altezza paria 2,15 metri, ma soggetta ad un battente di terreno pari a 1,40 metri).

Dette azioni, applicate alla sommità del cordolo, sono $M=5,05$ daN.cm/cm, $T=10,6$ daN/cm, $N=22$ daN/cm.

Nella configurazione finale le paratie sono state considerate libere per la quota parte sovrastante l'intercettazione da parte dei pali del substrato considerato, pari a 3,00 metri (comprensivi del cordolo), col carico del terreno di copertura sopra il substrato sul lato di valle.

Le Azioni variabili sono:

Nel caso in esame, in quanto stabilizzante sul terreno di valle, le azioni variabili dovute al traffico non sono state considerate, come non è stato considerato il carico della neve in quanto non rilevante rispetto alle azioni da traffico e non concomitanti rispetto alla localizzazione geografica di montagna del sito.

A monte è stato considerato il peso delle due file di gabbionate in pietrame.

La paratia è stata verificata secondo le sollecitazioni indotte dalle varie fasi operative e di scavo.

Gli stati limite ultimi della paratia di pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali formanti le opere stesse.

Le azioni variabili sono state combinate con i pesi propri, secondo i coefficienti moltiplicativi previsti dalla normativa per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi STR e GEO.

Le verifiche vengono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite (6.5.3.1.2):

✓ **SLU di tipo geotecnico (GEO)**

1. Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera;
2. Collasso per carico limite verticale;
3. Sfilamento di uno o più ancoraggi;
4. Stabilità globale;

✓ **SLU di tipo strutturale (STR)**

5. Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;
6. Raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi.

Tali verifiche verranno eseguite, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM18, seguendo i seguenti approcci:

STATICO

(STR) – (A1+M1)

(GEO) – (A2+M2) verifiche di stabilità

Verifiche in esercizio **(A2+M2)** con $\gamma_{A2}=1.0$, $\gamma_M=1.0$

SISMICO

SLV (A2+M1+E) con $\gamma_A=1.0$

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	s_u	γ_{su}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{dt}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI – Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tab. 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

$$R_d = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{s,c})_{\text{min}}}{\xi_{s3}}; \frac{(R_{s,c})_{\text{max}}}{\xi_{s4}} \right\} \quad [6.6.2]$$

Tab. 6.6.III – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{s3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{s4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tabella condizioni elementari di carico

Descrizione	Nome breve	Durata	Pal0	Pal1	Pal2
Carichi permanenti	Perm.	Permanente			
Carichi permanenti non strutturali	Perm.P	Permanente			
Carichi variabili	Var.	Media	0,7	0,5	0,3
Carichi sismici orizzontali	Sis.h	Istantaneo			
Carichi sismici verticali	Sis.v	Istantaneo			

Tabella combinazioni caratteristiche

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	Sis.h	Sis.v
Caratteristica G1	Chr. G1	Sis.h	1	0	0	0	0
Caratteristica Chr. G1SisP	Chr. G1SisP	SlVn1	1	1	0,3	1	0
Caratteristica Chr. G1SisM	Chr. G1SisM	SlVn1	1	1	0,3	-1	0

Tabella combinazioni per ricerca meccanismo di collasso

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	Sis.h	Sis.v
Collasso A2M2	Coll. A2M2	GEO	1	1,3	1,3	0	0

Tabella combinazioni di calcolo

Nome	Nome breve	Tipo	Prm	PrmP	Var	Sis.h	Sis.v
SLE rara	SLE 1	Sis.h	1	0	0	0	0
STR (A1+M1)	STR 1	STR	1,3	0	0	0	0
STR (A1+M1)	STR 2	STR	1	0	0	0	0
GEO (A2+M2)	GEO 1	GEO	1	0	0	0	0
SLV (M1)	SLVn1 1	SLVn1	1	0	0	1	0
SLV (M1)	SLVn1 2	SLVn1	1	0	0	-1	0

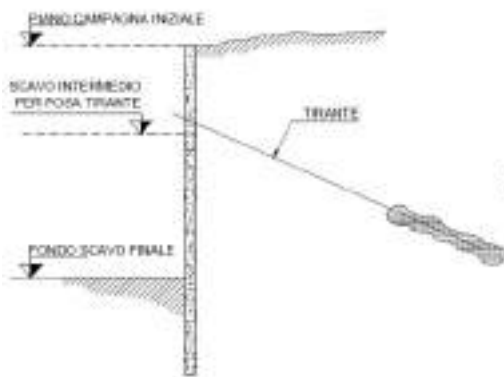
Tabella fasi di calcolo

Fase/gg	Operazione
0	Scavo nullo di inizializzazione del terreno (Attiva - Si; Fase - 0)
1	Scavo del terreno (Attiva - Si; Spessore complessivo - 300; Lato - Sinistra; Fase - 1)
1	Applicazione carico su paratia > lineare (Attiva - Si; Quota (Z) - 0; Valore Fx permanente - -10.6; Valore Fx permanente portato - 0; Valore Fx variabile - 0; Valore Fy permanente - 22; Valore Fy permanente portato - 0; Valore Fy variabile - 0; Valore My permanente - 5.05; Valore My permanente portato - 0; Valore My variabile - 0; Fase - 1)
1	Applicazione carico al suolo > uniforme (Attiva - Si; Lato - Sinistra; Pressione permanente - 0.4; Pressione permanente portato - 0; Pressione variabile - 0; Fase - 1)
2	Inserimento delle spinte sismiche (Attiva - Si; Quota (Z) - 0; Ampiezza - 300; Fase - 2)

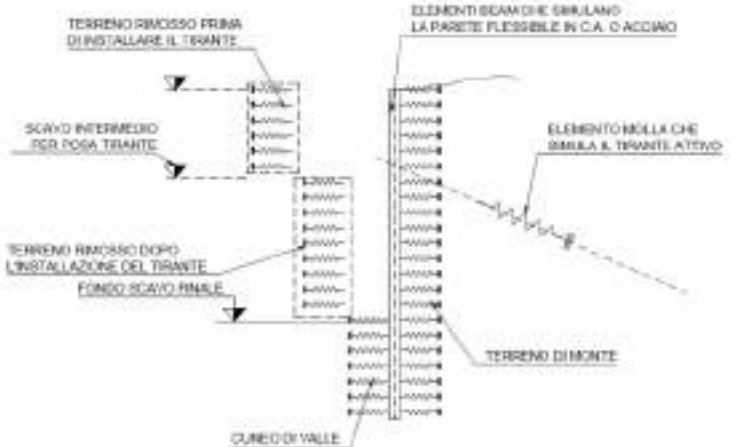
h) Indicazione motivata del metodo di analisi eseguito

L'opera di presidio risulta come opera flessibile. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico" in cui gli elementi strutturali sono rappresentati con elementi finiti tipo trave (il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ), mentre il terreno viene simulato attraverso elementi a molle monodimensionali connesse ai nodi degli elementi strutturali secondo uno schema tipologico di seguito riportato:

PROBLEMA REALE



MODELLO DI CALCOLO CON PARATIE



Viene ipotizzata la porzione di terreno di valle potenzialmente instabile, in analogia ad uno scavo con porzione retrostante sostenuto dall'elemento strutturale. Il calcolo degli elementi strutturali tiene in conto delle varie fasi operative (esecuzione dei pali, creazione degli eventuali tiranti, successione degli scavi a valle (anche ipotetici, a favore di sicurezza), applicazione finale del sisma.)

La realizzazione dello "scavo" viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale in cui ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione (geometria, carichi, ecc.). Poiché il comportamento degli elementi finiti e di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalla configurazione precedente e lo sviluppo di determinate deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta strutturale nei passi successivi.

La costante orizzontale per le molle viene valutata con formulazione alla Bowles/Vesic semplificata, portando alle medesime risultanze:

Metodo di Bowles

Questo autore ha proposto un metodo rapido per calcolare il modulo di reazione legando la formula binomia dello spostamento con le ben note formule di capacità portante delle fondazioni. In pratica si pone a postulato che il suolo sia certamente rotto per una data deformazione, che l'autore sceglie pari ad $1''$ (2,54 cm), e si lega la q_{ultima} con la deformazione corrispondente. La capacità portante ultima, valutata ad esempio con le formule di Hansen e tralasciando i fattori ϕ è:

$$q_{ultima} = cN_cS_c + 0.5\gamma B_fN_\gamma S_\gamma + \gamma ZN_qS_q$$

Con l'assunto fatto la rigidezza è esprimibile come:

$$k_s = q_{ultima} \text{ (con lunghezze in cm) } / 2.54 \text{ cm} = 0.4 q_{ultima}$$

osservando che è possibile scrivere la posizione:

$$A = C[cN_cS_c + 0.5\gamma B_fN_\gamma S_\gamma]$$

$$B \cdot Z = C[\gamma ZN_qS_q]Z$$

Dove il coefficiente C assume il valore 0.4 per lunghezze in cm (o 40 in m), si ottiene una valutazione dei termini A e B della formulazione binomia (con esponente n unitario), in funzione dei termini di capacità portante.

Bowles indica di usare, per la stima del modulo orizzontale di palificate non accostate, il doppio del valore trovato come sopra, che ricordiamo è nato per calcolare il modulo verticale di fondazioni superficiali. Questo perché il terreno che circonda la sezione produce una notevole resistenza al taglio. Inoltre da una analisi a ritroso di palificate introduce dei coefficienti correttivi $s_1=1.3-1.7$ ed $s_2=2.0-4.4$ nel caso di pali circolari non accostati; nel programma si utilizzano in questo caso dei valori medi $s_1=1.5$ ed $s_2=3.2$. Nel caso di sezioni poste ad interasse minore di 2 diametri si considera come fronte di spinta l'intera paratia, senza altri correttivi.

Usando questo metodo il programma determina i fattori di capacità portante N ed S per lo strato in esame e quindi trova i rispettivi termini A e B, eventualmente corretti; la rigidezza k_s è quindi assegnata come una formulazione binomia con esponente $n=1$. Questo metodo non richiede l'inserimento di nessun dato di rigidezza, in quanto desunta dal materiale di ciascuno strato.

Metodo di Vesic (completo o semplificato)

Questo autore fece numerosi studi sul modulo di reazione, principalmente per travi di fondazione di lunghezza indefinita su un semispazio infinito, elastico ed isotropo. Vesic ha proposto di calcolare per tale caso il modulo di reazione sulla base del modulo elastico del terreno, con l'espressione:

$$k_s = 0.65 \cdot \sqrt[1.2]{\frac{E_s \cdot B_f^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{B_f \cdot (1 - \mu^2)}$$

in cui:

k_s = costante di sottofondo alla Winkler [F/L³]

E_s = modulo elastico del suolo [F/L²]

μ = modulo di Poisson del suolo

B_f = dimensione della base di fondazione [L]

E_f = modulo elastico del materiale della fondazione [F/L²]

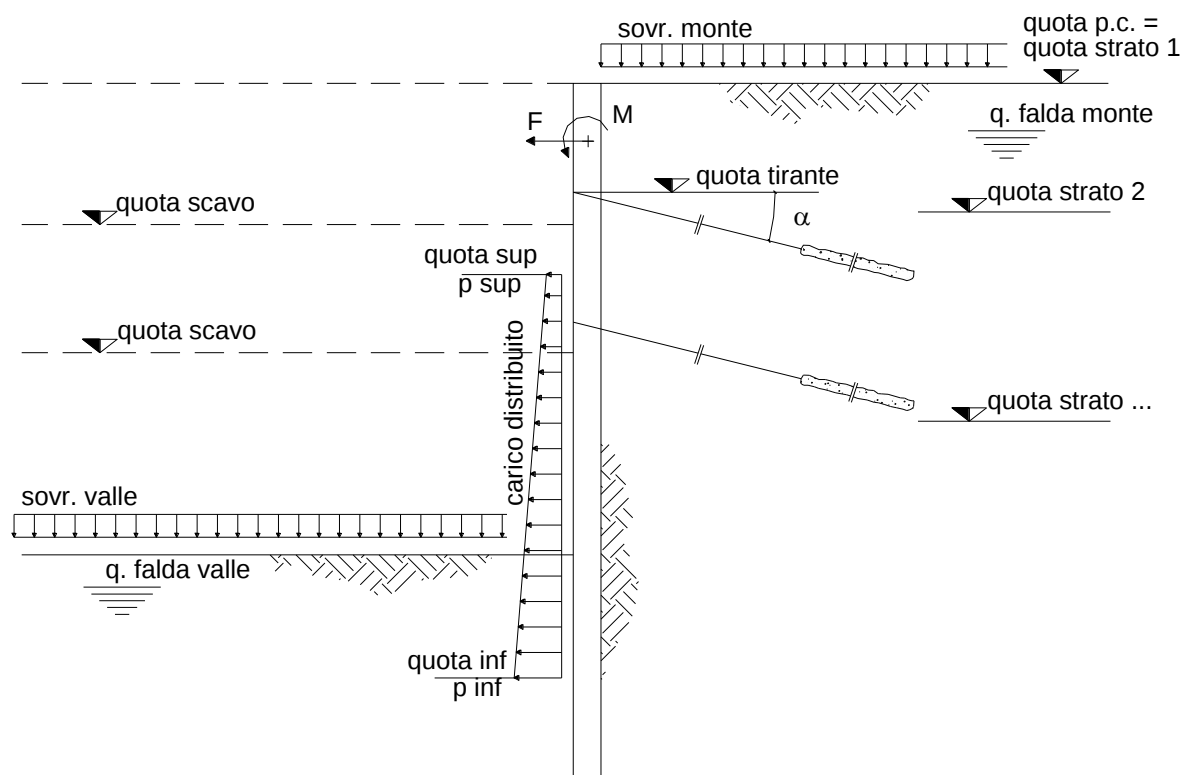
I_f = modulo di inerzia della fondazione (nel senso longitudinale) [L⁴]

Come si vede il k_s è direttamente proporzionale ad E_s del suolo ed inversamente al lato B della fondazione. Il radicando è praticamente un rapporto di rigidezze tra suolo e fondazione.

Poiché la prima parte della formula tende (con gli usuali valori) all'unità, la rigidezza viene spesso calcolata usando la forma semplificata:

$$k_s = \frac{E_s}{B_f \cdot (1 - \mu^2)}$$

Applicando queste formule con un'impronta B_f di larghezza pari a quella della sezione di paratia si ricava un modulo esibito dal terreno in direzione orizzontale. Nel caso di sezioni poste ad interasse maggiore di 2 diametri si raddoppia, come indicato da Bowles, il valore del modulo. Nel caso di sezioni poste ad interasse minore di 2 diametri si considera come fronte di spinta B_f l'intera paratia.

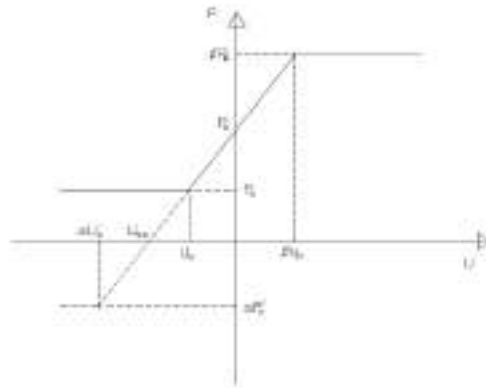


La paratia viene suddivisa in un numero finito di conci caratterizzati dalla rigidezza flessionale $E_p J_p$ in cui E_p è il modulo di elasticità longitudinale del materiale e J_p è il momento di inerzia della sezione trasversale riferito alla striscia unitaria.

Ai punti di unione dei conci possono essere assegnati o annullati gli spostamenti e le rotazioni, consentendo configurazioni vincolari quanto più generali possibile; nei medesimi punti è possibile assegnare forze e coppie concentrate. I carichi distribuiti su ogni conco, derivanti dalla pressione delle terre e dell'acqua o dai carichi esterni applicati, vengono resi equivalenti attraverso l'introduzione di due carichi concentrati agenti all'estremità

del concio stesso. L'interazione terreno-paratia viene modellata attraverso l'introduzione di una serie di molle concentrate a comportamento elasto-plastico disposte nei punti di unione dei conci.

In assenza di spostamenti del terreno lo stato tensionale è quello corrispondente allo stato delle terre a riposo per il quale la tensione verticale vale γz mentre quella orizzontale è pari a $K_0 \gamma z$ (con γ peso specifico del terreno, z quota del punto dall'estradosso del terreno e K_0 coefficiente di spinta delle terre a riposo. Per terreni normalmente consolidati la letteratura tecnica suggerisce l'adozione della formula $K_0 = (1 - \sin \varphi)$ in cui φ è l'angolo di attrito interno del terreno. Se il terreno subisce decompressioni trasversali, lo stato pressorio tende a quello attivo mentre per compressioni trasversali lo stato pressorio tende a quello passivo; il tutto è meglio evidenziato nel diagramma che segue:



In esso è indicata con P_p la pressione limite passiva, U_p lo spostamento limite passivo, P_a la pressione limite attiva, U_a lo spostamento limite attivo, P'_a la pressione limite in presenza di coesione per un punto situato al di sopra dell'altezza critica, U'_a lo spostamento limite attivo in presenza di coesione e infine P_0 la pressione delle terre a riposo. Il coefficiente α , compreso tra 0 e 1, misura l'adesione tra la paratia e il terreno e nel caso di valore nullo lo spostamento limite assume il valore U_{ac} ; il coefficiente β (compreso anch'esso tra 0 e 1) limita la pressione passiva e il suo inverso può essere adottato come misura di un coefficiente di sicurezza.

Per il calcolo delle spinte limite attive e passive (K_a e K_p) si adottano le formule di Mononobe - Okabe, che consentono di tenere conto intrinsecamente del sisma nella formulazione, mediante l'angolo θ :

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

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

dove

β = inclinazione dello strato rispetto all'orizzontale

φ = angolo d'attrito interno del terreno

δ = angolo d'inclinazione della spinta rispetto alla normale del paramento della paratia (ossia rispetto all'orizzontale)

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete (in questo caso 90°).

θ = angolo di rotazione aggiuntiva dovuto al sisma, definito come segue

$$\tan(\theta) = k_h$$

Nel dettaglio verranno predisposte le verifiche dei pali, dei cordoli ecc. Le restanti verifiche relative al sollevamento, all'instabilità e al sifonamento del fondo scavo non verranno effettuate date le caratteristiche della struttura e la morfologia del territorio.

L'analisi di stabilità del pendio viene condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite di Bishop. Il tipo di rottura è circolare passante per un punto una volta definita la maglia dei centri di scivolamento.

Se si considera la massa interessata dallo scivolamento divisa in n. conci, il fattore di sicurezza può essere espresso in termini di momenti generati dalle forze agenti sui singoli conci rispetto al centro della circonferenza stessa.

$$FS = \frac{M_s}{M_R}$$

In cui M_R è il momento delle forze ribaltanti pari a

$$M_R = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$

M_s è il momento stabilizzante dato da

$$M_s = \sum_{i=1}^n (c + \sigma_i \cdot \tan \phi_i) \cdot \Delta l_i$$

dove r e L sono rispettivamente il raggio e la lunghezza dell'arco di circonferenza considerato. Nel metodo di Bishop si assume che le azioni agenti all'interfaccia dei conci abbiano risultante orizzontale, per cui, se si esprime T_i come un'aliquota della resistenza al taglio tramite il fattore di sicurezza FS (assunto uguale a quello dell'equazione generale), e si ricava N_i dall'equilibrio alla traslazione verticale:

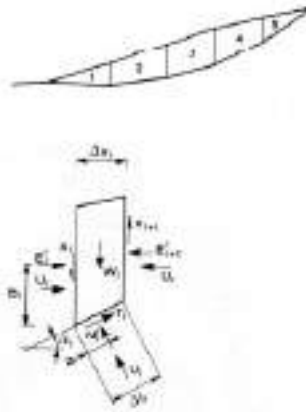


Fig. 2.1: Rappresentazione schematica delle forze agenti sul singolo concio

$$N_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - (1/FS) \cdot c \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot [1 + (\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i)/FS]}$$

si ottiene:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \alpha_i] \cdot [1/M_i(\alpha)]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

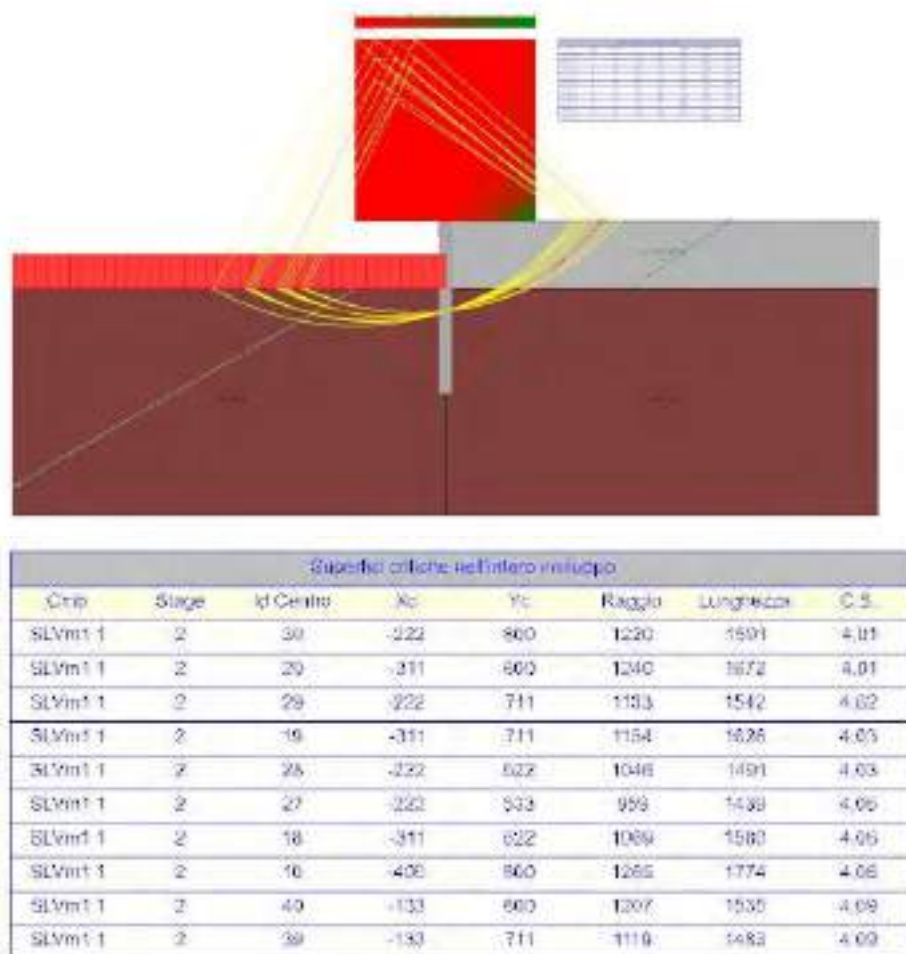
con

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{FS_i} \right)$$

Per la determinazione di FS è richiesta una procedura per successive approssimazioni: si fissa dapprima un valore di tentativo di FS pari ad 1 a secondo membro e si ricava un successivo valore da introdurre nelle sommatorie, fino a raggiungere attraverso iterazioni un grado di approssimazione pari a 0.01.

Ai fini del calcolo la verifica di stabilità del pendio è stata condotta nella configurazione finale in prossimità dell'intersezione del substrato e sovrastate terreno di copertura.

La verifica, riportata nel tabulato di calcolo risulta soddisfatta.

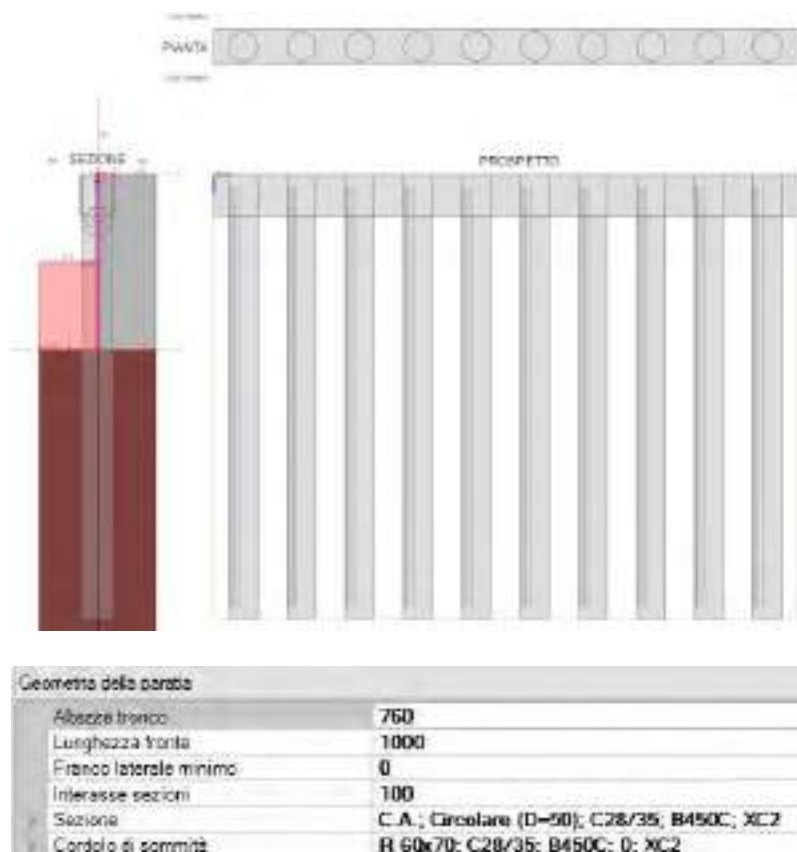


- j) rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, così come emergenti dai risultati dell'analisi, sintesi delle verifiche di sicurezza, e giudizio motivato di accettabilità dei risultati;

Modellazione con programma di calcolo: riepilogo ipotesi alla base della modellazione, dati di input

L'analisi e la verifica nei confronti delle azioni statiche e sismiche della paratia è stata condotta considerando meccanismi globali e locali, mediante l'ausilio di un programma di calcolo automatico (BulkCad della Concrete di Padova). L'opera di sostegno è stata schematizzata mediante una paratia di pali trivellati in linea di diametro $\phi 500$ ad interasse di 100 cm e lunghezza di 7,0 m e cordolo alla testa di altezza pari a 60 cm. Nelle calcolazioni è stata considerata un'altezza libera di 3,00 metri, coincidente col passaggio tra i litotipi.

Schema paratia e parametri geometrici



Carichi applicati

Oltre alla spinta del terreno calcolata in modo automatico dal programma di calcolo, sulla paratia è stato considerato il carico del terreno di valle sull'ipotetica superficie di scavo (a -3,0 metri) pari a 4 ton/mq (0,4 daN/cm²) ed il carico del muro di contenimento alla testa della paratia, pari a $M=5,05$ daN.cm/cm, $T=10,6$ daN/cm, $N=22$ daN/cm.

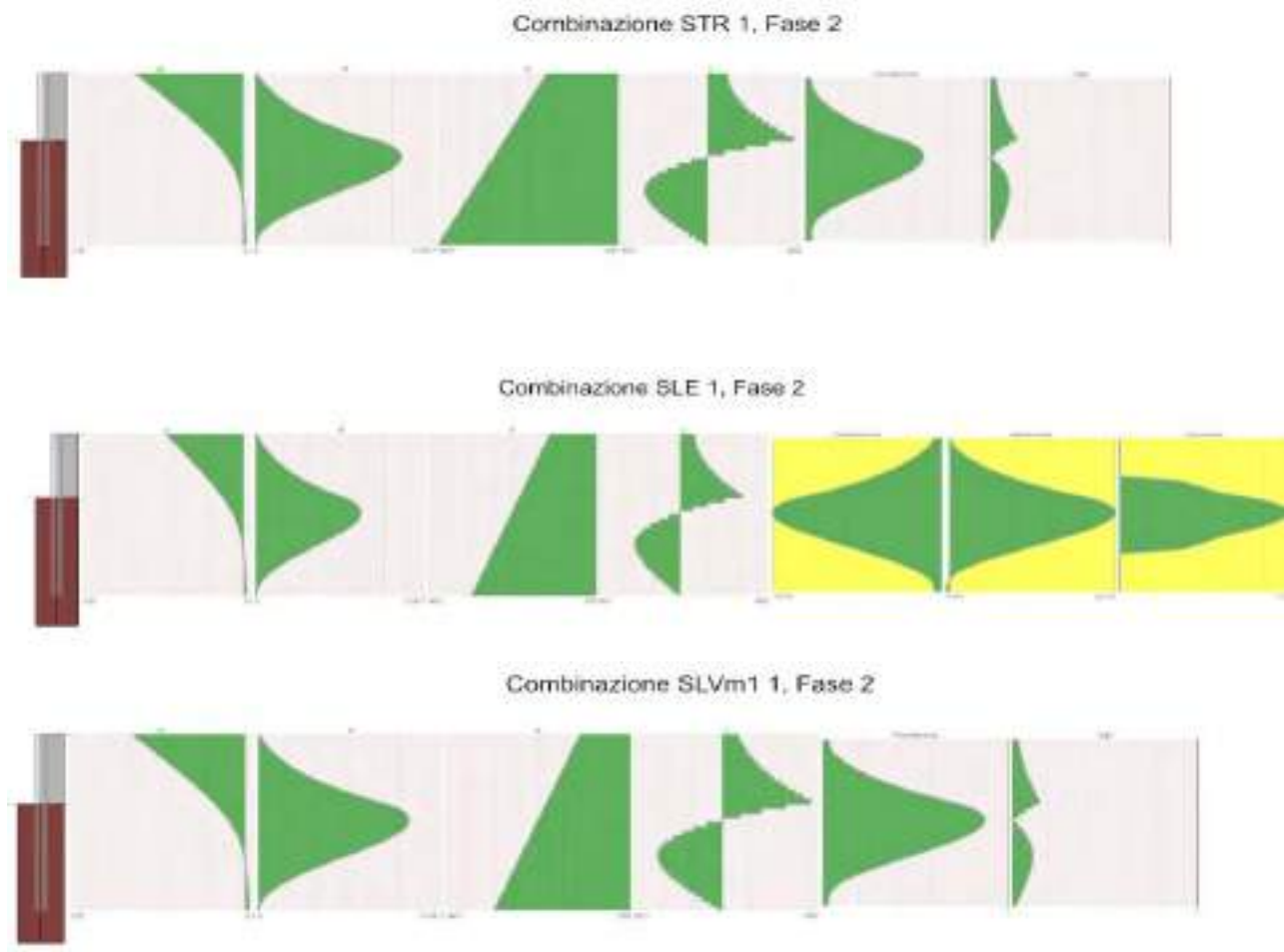
Fasi di calcolo

Nel programma di calcolo sono state schematizzate le diverse fasi di realizzazione dell'opera, seppur eseguite in tempi ravvicinati. La fase 1 è di tipo statico mentre la fase 2 riporta la configurazione finale con presenza di azioni di tipo sismico, come riportato in precedenza.

Sollecitazioni

Le considerazioni effettuate ai punti precedenti sono tali da consentire un giudizio sicuramente positivo sull'attendibilità dei risultati, sia dal punto di vista delle azioni statiche gravitazionali in cui l'entità dei momenti agenti risulta confrontabile con quelli attesi, così come per gli sforzi normali.

I diagrammi dei momenti flettenti dei tagli e degli sforzi normali corrispondono con gli stati delle deformazioni nelle varie condizioni e combinazioni.



La relazione di calcolo automatico riporta le verifiche strutturali di resistenza delle varie sezioni in STR, SLVm1 (domini sostanzialmente elastici) e di esercizio.

La verifica di collasso della paratia per roto/traslazione attorno ad un punto viene sviluppata ipotizzando la paratia come corpo rigido soggetta alle spinte del terreno nonché ai sovraccarichi presenti in base alle combinazioni di carico impiegate. La verifica di rotazione viene condotta, nota la profondità di infissione, per tentativi facendo variare la posizione del centro di rotazione fino a quando non è raggiunta la soluzione di equilibri con minor margine di sicurezza. Per un dato nodo di calcolo si testano 4 possibili atti di moto rigido, cioè traslazione verso dx/sx (indicati con $x \pm$) e rotazione oraria/antioraria (indicati con $y \pm$). Nel primo caso della traslazione ($x+$) l'azione di progetto è data dalle reazioni nodali verso dx, la resistenza di progetto dalla resistenza passive del lato dx; il secondo caso ($x-$) è opposto al primo. Nel primo caso della rotazione ($y+$) l'azione di progetto è data dalle reazioni nodali verso sx dei nodi superiori e verso dx per quelli inferiori; la resistenza di progetto è data dalla resistenza passive del lato sx dei nodi superiori e del lato dx per quelli inferiori; il secondo caso ($y-$) è opposto al primo.

La relazione di calcolo automatico riporta le verifiche geotecniche di stabilità globale dell'opera.

Nella tabella di verifica prodotta troviamo il minore coefficiente di sicurezza trovato ed il relativo meccanismo, per ogni combinazione e fase testata. Viene inoltre specificato se la paratia per quella data fase può traslare o ruotare (CT/CR), le azioni resistenti R_d e le azioni sollecitanti E_d considerate per ciascuna modalità, unitamente alla quota del nodo che ha prodotto la peggiore verifica di rotazione.

k) caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo;

L'analisi della paratia è stata mediante un programma di calcolo automatico ad elementi finiti BulkCAD, della Concrete di Padova e fogli di calcolo manuali di tipo Excel. L'analisi preliminare della documentazione a corredo dei software ed i continui e proficui contatti avuti con la casa produttrice da oltre 10 anni hanno consentito di valutarne l'affidabilità e l'idoneità al caso in oggetto. Si rimanda al sito per le informazioni in merito alla

“validazione dei codici” in cui sono presenti numerosi benchmark con evidenziato gli scostamenti percentuali di entità ridotta tra le soluzioni automatiche e quelle manuali.



Concrete S.r.l. - via della Pieve, 19 - 35121 Padova - P.IVA 02208670284 - Tel. 049 8754730 - Fax 049 855254 - www.concrete.it - e-mail: info@concrete.it

Si rimanda comunque alle considerazioni ed ai calcoli manuali riportati ai punti precedenti al fine di validare le risultanze del programma di calcolo.

Si rimanda alle successive relazioni ed agli elaborati grafici allegati per una maggiore definizione delle caratteristiche architettoniche e strutturali adottate.

Il progettista strutturale
Ing. Giuseppe Herman