

Regione Autonoma della Sardegna
Assessorato dell'Agricoltura e Riforma Agro-Pastorale



CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE
ORISTANO



PROGETTO ESECUTIVO

CUP G13H11000080002 - CAT. P0000

*Interventi di manutenzione straordinaria per la messa in sicurezza
dello sbarramento collinare in localita' "Mura Cabonis"
in agro di Milis*

Elaborato:

Relazione geotecnica

All. 7.0

n° prog.

il progettista
ing. Massimo Sanna
geol. Simone Manconi

V.il Resp. del procedimento
ing. Roberto Sanna

V. il Commissario Straordinario
dott. Gianbattista Ghisu

Scala

Data aprile 2019

Rev.1



Fig.29: Sondaggio geognostico S1 - Diga Mura Cabonis – Allestimento Piezometro



Fig.30: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – Allestimento Inclino metro in ABS



Fig.31: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – Inclinometro con chiusino



Fig.32: Sondaggio geognostico S2 - Diga Mura Cabonis – Passaggio sonda testimone per rilievo discontinuità



Fig.33: Sondaggio geognostico S2 – Passaggio sonda testimone e lettura direzione scanalatura rispetto a N (17°)



Fig.34: Termine delle operazioni di cantiere sul coronamento (in primo piano piezometro S3)



Fig.35: Termine delle operazioni di cantiere sull'unghia del paramento di valle (in primo piano piezometro S4)

Complessivamente, per quanto è stato rilevato durante le indagini dirette, il corpo diga è costituito da un rilevato in argilla debolmente sabbiosa, avente uno spessore complessivo di circa 14 metri nel punto centrale con livelli marcatamente più plastici e saturi alle quote di - 10.50 - 11.50 dalla quota del coronamento.

A termine delle operazioni di sondaggio, in data 11.02.2019 sono state eseguite diverse misurazioni, tra cui le misure dei tre piezometri e dell'inclinometro mediante passaggio della sonda testimone.

Per quanto concerne il piezometro allestito nel sondaggio S1 (fessurato nel tratto relativo ai basalti e cieco nel tratto del corpo del rilevato in argilla) è stata misurata la quota piezometrica a $\cong -6.50$ m dalla quota del coronamento, a cui corrisponde pertanto una risalita della falda corrispondente alla linea di saturazione della diga di $\cong 9.50$ metri dalla base del corpo del rilevato.

Per quanto concerne il piezometro allestito nel sondaggio S3 (fessurato nel tratto relativo al corpo del rilevato in argilla nella quota $-13.70 \div -7.70$ e cieco nel tratto dei basalti) è stata misurata la quota piezometrica a $\cong -4.53$ m dalla quota del coronamento, a cui corrisponde pertanto una risalita della

falda corrispondente alla linea di saturazione della diga di $\cong 9.17$ metri, pertanto simile a quella del primo piezometro. Relativamente al piezometro S4, è stato misurato un livello piezometrico pari a circa 0.63 m dal p.d.c. Questa misura non è da ritenersi falda acquifera superficiale bensì accumulo proveniente dai ristagni delle emergenze sul paramento di valle e poco distanti dal punto di misura.

A riguardo, si fa presente che il piezometro è stato allestito per tutta la sua altezza (5 m) con tubo in PVC micro-fessurato e che durante le operazioni di sondaggio non è mai stata rilevata alcuna falda acquifera superficiale (vedasi Fig.27).

Per quanto concerne la misura eseguita all'interno del tubo inclinometro con la sonda testimone è stato accertato che il passaggio della strumentazione è avvenuta senza ostacoli fino alla profondità di innesto del tubo inclinometrico, vale a dire fino a 16.10 m dalla quota del coronamento della diga.

In merito alle condizioni generali del corpo del rilevato, appare evidente che lo stesso si trovi in condizioni di equilibrio. Naturalmente la presenza delle emergenze sul paramento di valle è certamente da considerarsi un fattore di tipo destabilizzante per cui necessiterà un intervento di ripristino delle condizioni di impermeabilità iniziali.

A tal fine, l'intervento progettuale proposto è da intendersi doppiamente vincente in quanto oltre a ripristinare le condizioni di impermeabilità pre-esistenti del corpo del rilevato ne consolida anche la staticità.

9. Schema della circolazione idrica sotterranea – Prova Lugeon e Lefranc

Relativamente alle condizioni di permeabilità del corpo del rilevato e del substrato vulcanico basaltico su cui la diga si poggia, sono state eseguite complessivamente due prove di permeabilità in foro:

- 1) una prova Lugeon (nel sondaggio S1) all'interno del substrato basaltico;
- 2) una prova Lefranc sulle argille costituenti il corpo del rilevato, con rabbocco del livello fino alla quota del coronamento.

La prova Lugeon consente di valutare l'attitudine di un ammasso roccioso (nel nostro caso l'ammasso roccioso basaltico) a consentire la circolazione dell'acqua.

La prova è stata eseguita durante il corso della perforazione del sondaggio S1 e la procedura per la misura del coefficiente di permeabilità si è sviluppata nelle seguenti fasi:

- Pulizia del foro con lavaggio;
- Immissione del pistoncino (packer) fino al tetto della camera di prova;
- Dilatazione del pistoncino con aria in pressione ad una pressione sufficiente ad evitare perdite di acqua dalla camera;
- Realizzazione della prova mediante immissione di acqua all'interno della camera

La prova consiste nel misurare la portata di acqua iniettata nella camera in esame in almeno tre gradini di pressione in aumento (2.0 bar - 5.0 bar - 8.0 bar) e due gradini di pressione in diminuzione (5.0 bar e 3.0 bar) misurando la costanza della portata (espressa in litri) ogni 2 minuti.

Le prove Lugeon sono state eseguite in avanzamento della perforazione isolando la camera di prova realizzata con un pistoncino (packer singolo) espanso, attraverso una membrana gonfiabile con aria, contro le pareti del foro. Per ogni prova è stato tracciato il grafico delle portate in funzione delle pressioni in camera di iniezione (bar).



Fig. 36: Packer per esecuzione prova Lugeon

La pressione (p) utilizzata è stata quella corretta secondo la formula:

$$P = P_m + \gamma_w \cdot h - p_c$$

dove:

P_m = pressione letta al manometro;

γ_w = densità dell'acqua;

h = distanza verticale tra il manometro ed il livello statico della falda;

p_c = perdita di carico del circuito.

Ciascun gradino di portata, in salita o in discesa, è stato mantenuto costante per almeno 10 minuti.

In funzione del grafico ottenuto è stato calcolato un parametro di assorbimento dell'acqua espresso in Unità Lugeon (U.L.) definita come portata di 1 litro al minuto iniettata ad una pressione di 1 MPa, per la durata di 10 minuti, in un tratto di foro di 1 m.

Nel caso di mezzo omogeneo ed uniforme (ad esempio roccia con fratture ravvicinate o molto ravvicinate), e se si realizza un moto laminare intorno al foro, il coefficiente di permeabilità può essere ricavato mediante la seguente equazione:

$$k = q/P_e \cdot \gamma_w/c \quad (\text{m s}^{-1})$$

dove:

q = portata assorbita; ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)

P_e = pressione effettiva della cavità; (t m^{-2})

c = coefficiente di forma dato dall'espressione (m)

$$c = 2 \cdot \pi \cdot D \cdot ((L/D)^2 - 1)^{1/2} / \ln(L/D + (L/D)^2 - 1)^{1/2}$$

Dove:

D = diametro di prova (m)

L = Lunghezza del foro di prova (m)

Sulla base della prova effettuata è stato possibile pertanto classificare la permeabilità all'interno dell'ammasso roccioso basaltico che pur fratturato, costituisce il piano di appoggio del corpo diga.

Sulla base delle analisi effettuate, nel substrato roccioso basaltico, il coefficiente di permeabilità K risulta essere pari a $\cong 2.61 \cdot 10^{-6}$ m/sec, pertanto equivalente ad un indice scarso di permeabilità, come riportato nella tabella sottostante.

Grado di permeabilità relativa	Coefficienti di permeabilità (m/s)
Alto	$K > 10^{-2}$
Medio	$10^{-2} > K > 10^{-4}$
Scarso	$10^{-4} > K > 10^{-9}$
Impermeabile	$10^{-9} > K$

Pertanto, seppur mediamente fratturato, il substrato roccioso basaltico è caratterizzato da un indice scarso di permeabilità, pertanto da giudicarsi idoneo per il tipo di opera ad esso collegata.

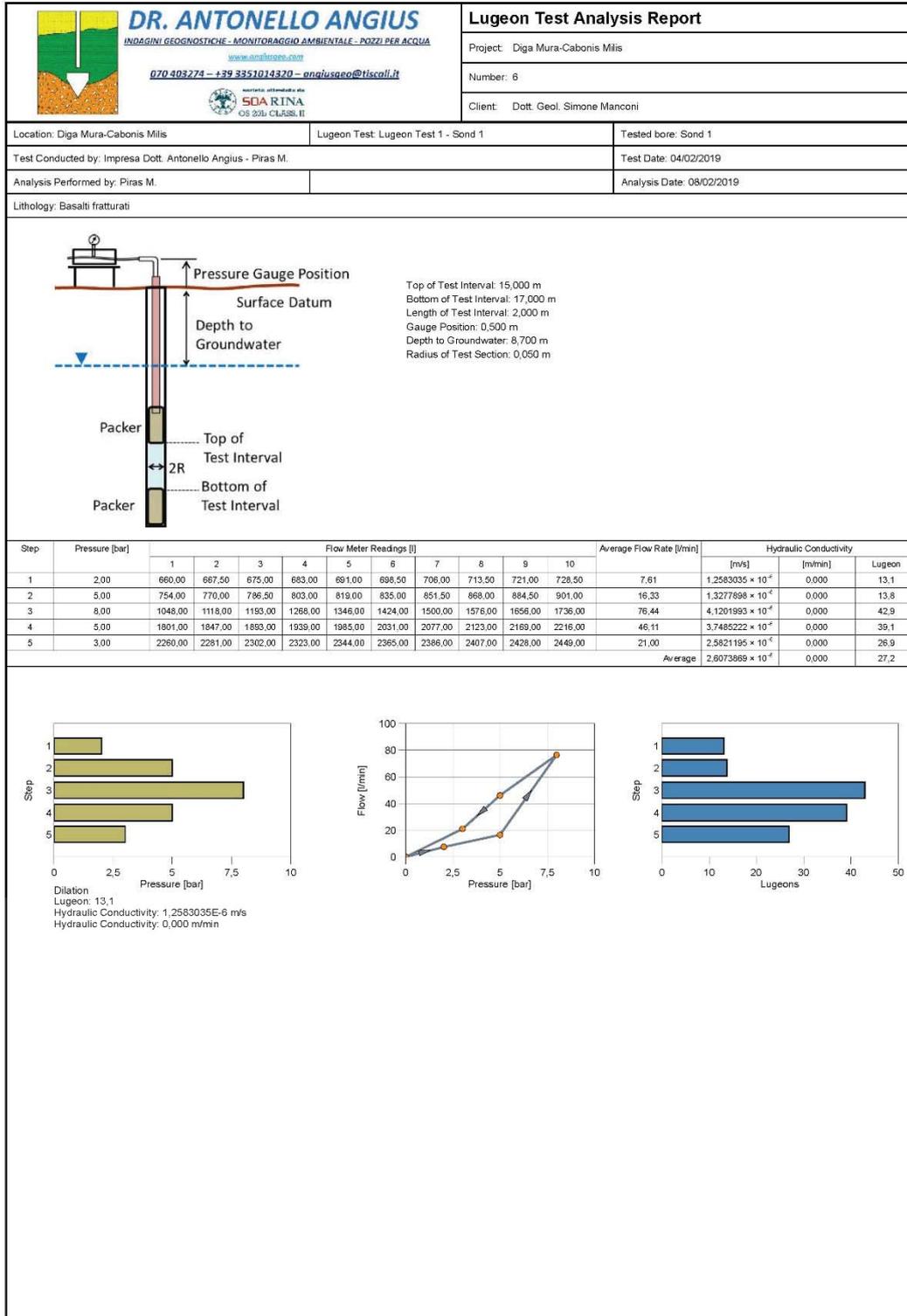


Fig. 37: Diagramma di esecuzione prova Lugeon

La prova di permeabilità in sito tipo Lefranc è un'indagine diretta destinata a misurare la conducibilità idrica del terreno.

A seconda della geometria realizzata in corrispondenza del tratto di foro prescelto e quindi della direzione del flusso che si instaura durante la prova, la permeabilità misurata sarà quella orizzontale (K_h), quella verticale (K_v) oppure una media tra le due ($K_h \cdot K_v$).

La prova consiste nella misurazione degli abbassamenti d'acqua facendo filtrare quest'ultima attraverso un tratto di foro predeterminato.

Questa prova è destinata ai terreni incoerenti e si svolge durante le fasi di avanzamento della perforazione, dopo aver saturato con acqua il terreno.

Nel caso di terreni a conducibilità idraulica non elevata come il caso delle argille, la prova si esegue a carico variabile. Per l'esecuzione della prova è necessario che le pareti del foro siano rivestite con tubo di rivestimento per tutto il tratto non interessato dalla prova.

Nel caso in esame, considerato che si intendeva misurare la conducibilità del corpo del rilevato, è stata eseguita una prova a carico variabile senza rivestimento, misurando gli abbassamenti in 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15', 20', 30' dall'inizio dell'abbassamento fino all'esaurimento dello stesso.

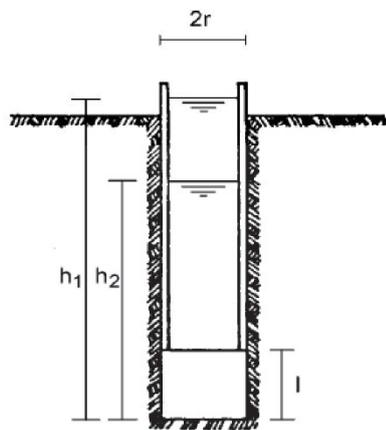
PROVA LEFRANC 1 S3

Il coefficiente di permeabilità viene calcolato con la seguente formula:

$$k = \frac{A}{CL(t_2 - t_1)} \ln(h_1/h_2) \quad \text{Carico variabile}$$

A (m²) area di base del foro di sondaggio
 h_1 ed h_2 (m) l'altezza dei livelli dell'acqua nel foro rispetto al fondo del foro nei tempi t_1 e t_2 (s)
 CL (m) un coefficiente di forma per il quale vengono suggeriti i valori di:
 CL=1 per $l > 2r$
 CL=(4r + l) per $l < 2r$
 r (m) raggio del foro
 l (m) lunghezza del tratto investigato

Il fattore di forma viene assunto uguale a "1" essendo rispettata la condizione CL=1 per $l > 2r$

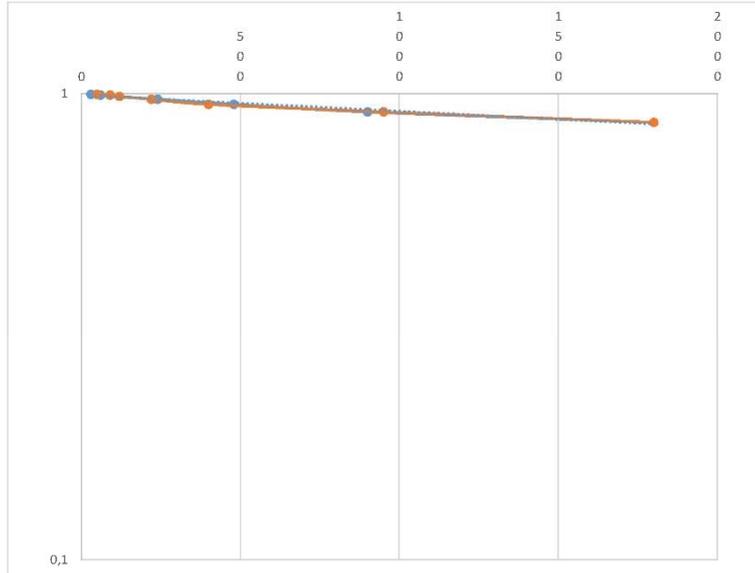


Tratto di prova: da 9.20-11.00
 Falda: 8.7
 CL: 1.8
 A: 0.00785

Tempi (s)	30	60	120	240	480	900	1800
Abbassamenti (m)	0.03	0.06	0.12	0.24	0.45	0.75	1.17

K medio (m/s): 4.9E-7

Viene costruita la curva sperimentale in scala semilogaritmica nella quale si riportano: in ascisse i tempi in scala aritmetica ed in ordinate il rapporto h/h_0 in scala logaritmica. Elaborata la retta di regressione si estrapolano i valori T e h/h_0 da sostituire nella formula precedentemente descritta.



Valori estrapolati

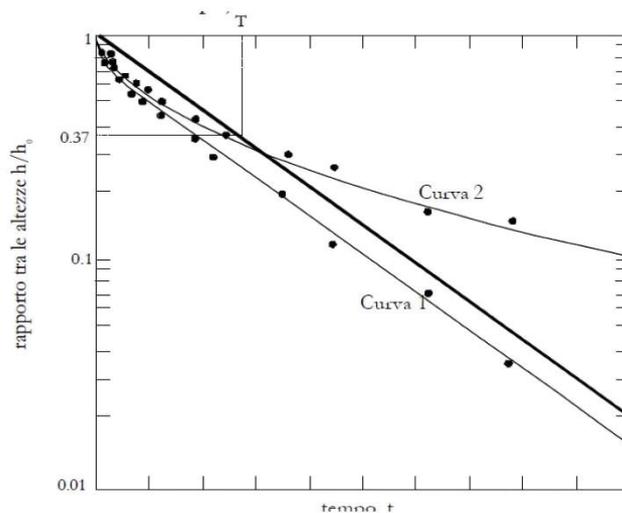
Tempi (s)	50	90	120	220	400	950	1800
h/h_0	0,996552	0,993103	0,986207	0,972414	0,948276	0,913793	0,867816

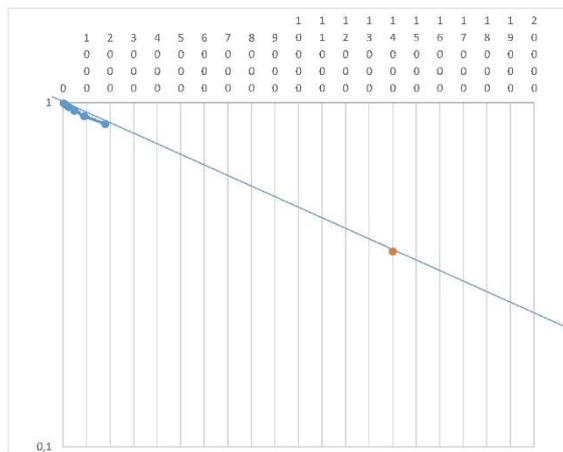
K medio (m/s): $4.48E-7$

In alternativa il coefficiente di permeabilità può essere espresso in termini di tempo di riequilibrio T , secondo la formula:

$$K = A/F \cdot T$$

Nella quale T viene calcolato diagrammando i valori del rapporto h/h_0 (espressi in scala logaritmica) in funzione del tempo t (riportato in scala decimale), determinando poi la retta interpolante e tracciando la retta a essa parallela passante per l'origine (corrispondente all'istante iniziale $t=0$ e $h/h_0=1$). Il valore di T è il tempo corrispondente a $h/h_0=0.37$ riportato su questa retta.





T 0.37= 14.000

K (m/s)=1.86E-6

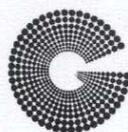
Sulla base della prova effettuata è stato possibile pertanto classificare la permeabilità all'interno del corpo diga, costruito in materiale argilloso-sabbioso. Sulla base delle analisi effettuate, il coefficiente di permeabilità K risulta essere pari a $\cong 1.86 \cdot 10^{-6}$ m/sec, pertanto equivalente ad un indice scarso di permeabilità, come riportato nella tabella sottostante.

In merito alle caratteristiche di conducibilità idraulica, il materiale utilizzato per la formazione del nucleo in argilla, pur risultando scarsamente impermeabile non mostra i connotati tipici dei materiali argillosi francamente impermeabili, laddove il coefficiente di permeabilità K deve essere $< 10^{-9}$ m/s.

Pertanto, si ritiene che una delle concause delle emergenze possa essere ricondotta alla tipologia di materiale utilizzato durante la formazione del nucleo in argilla, il quale è da intendersi scarsamente permeabile ma non abbastanza come al contrario ci si sarebbe aspettati. A tal fine, su questo livello argilloso sono state eseguite due prove di laboratorio fondamentali, ossia una prova taglio diretto su campione indisturbato con determinazione della coesione (c), dell'angolo di attrito interno di picco ϕ e dell'angolo di attrito interno residuo ϕ' e una prova di compressibilità edometrica con la quale è stato determinato oltre che il modulo edometrico del materiale argilloso, anche il coefficiente di permeabilità relativo in funzione del carico litostatico applicato.

10. Analisi geotecnica del sito – Analisi di laboratorio

A completamento delle indagini in sito sono state eseguite due prove di laboratorio: una prova di taglio per la determinazione dell'angolo di attrito interno di picco (ϕ) e residuo (ϕ'), così come del valore di coesione di picco (c) e residua (c'). e una prova edometrica per la determinazione del modulo di compressibilità e del coefficiente di permeabilità relativo in funzione del carico litostatico applicato.



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7818/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7818/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-AND-REG-02, IND. CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 4656-1 DEL 08/02/2019

COMMITTENTE Ditta Dott. Antonello Angius

CANTIERE Diga Mura-Cabonis - Milis

CAMPIONE S3 (9,00-9,30)m

UBICAZIONE \

DATA PRELIEVO 06/02/2019 DATA PROVA 08/02/2019

CERTIFICATO N. 037640 DEL 12 FEB. 2019

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Apparecchio di Casagrande) ASTM D3080-98

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE : Argilla marnosa consistente con concrezioni e qualche ciottolo

STATO DEL CAMPIONE Indisturbato

POCKET PENETROMETER 175 kPa

VELOCITA'DI PROVA: 0,02 mm/min

CARATTERISTICHE INIZIALI

Provini	N.	1	2	3
Altezza	mm	20,50	20,50	20,50
Lato	mm	59,50	59,50	59,50
Umidita' naturale	W %	18,79	18,79	18,79
Umidita' di prova	W %	18,79	18,79	18,79
Massa campione secco	gr	118,60	118,44	118,61
Densità di prova	kg/m ³	1941,3	1938,8	1941,6
Densità secca	kg/m ³	1634,2	1632,1	1634,5

FASE DI CONSOLIDAZIONE

Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza dopo consolidazione	mm	19,67	19,28	19,17

FASE DI ROTTURA

Carico verticale	kPa	98,1	196,1	294,2
Altezza finale provino	mm	19,54	18,57	18,31
Umidita' di prova finale	W %	18,55	18,55	18,55
Densità umida finale	kg/m ³	2032,5	2136,0	2169,4
Densità secca finale	kg/m ³	1714,5	1801,8	1830,0

Scorrimento orizzontale	mm	3,63	7,80	8,75
Sforzo al taglio (massimo) t	kPa	94,00	133,00	191,00

Scorrimento orizzontale (Res.) s	mm	3,50	7,10	4,90
Sforzo al taglio (Res.) t	kPa	70,00	122,00	173,00

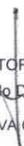
NOTE:

LO SPERIMENTATORE

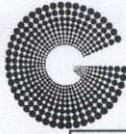


IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



C. C.I.A.A. CAGLIARI 52034 - CODICE FISCALE DMN GNN 64D15 B354K - PARTITA IVA 01588890929



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

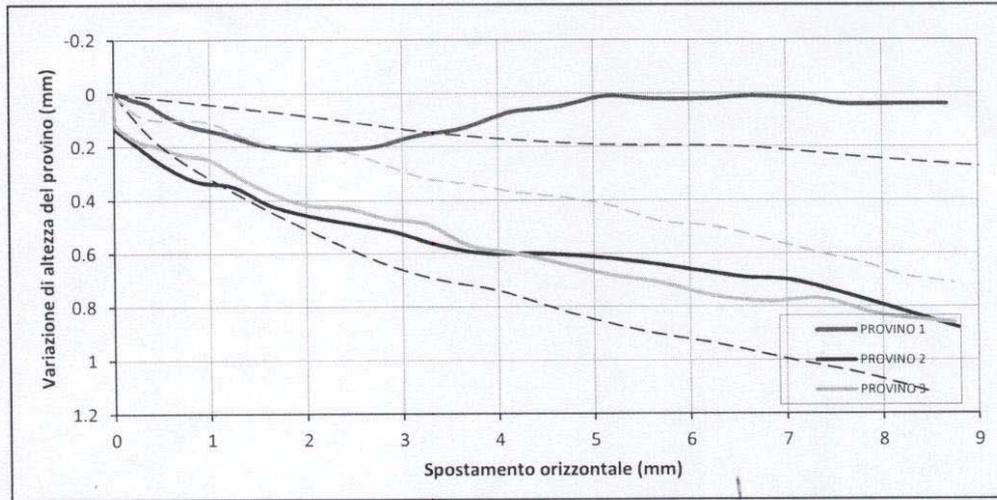
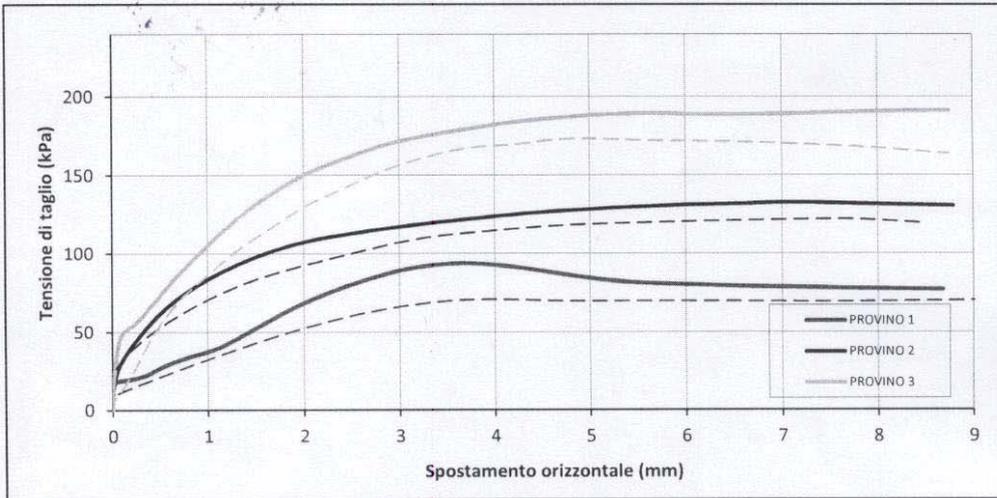
ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852505-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI/EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02, NIT CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. NIT 11/03995 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DI PROVA
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	4656-1	DEL	08/02/2019
Committente	Ditta Dott. A. Angius	CERTIFICATO N.	037640
Cantiere	Millis		
Campione	S3 (9.00-9.30)m	DEL	12 FEB. 2019



Il Tecnico Il Direttore

MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MEDIANTE APPARECCHIATURA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D 3080-98
CERTIFICATO DI PROVA - FASE DI TAGLIO

V.D.A. n.	4656-1	DEL	08/02/2019
Committente	Ditta Dott. A. Angius	CERTIFICATO N.	
Cantiere	Milis		
Campione	S3 (9.00-9.30)m	DEL	

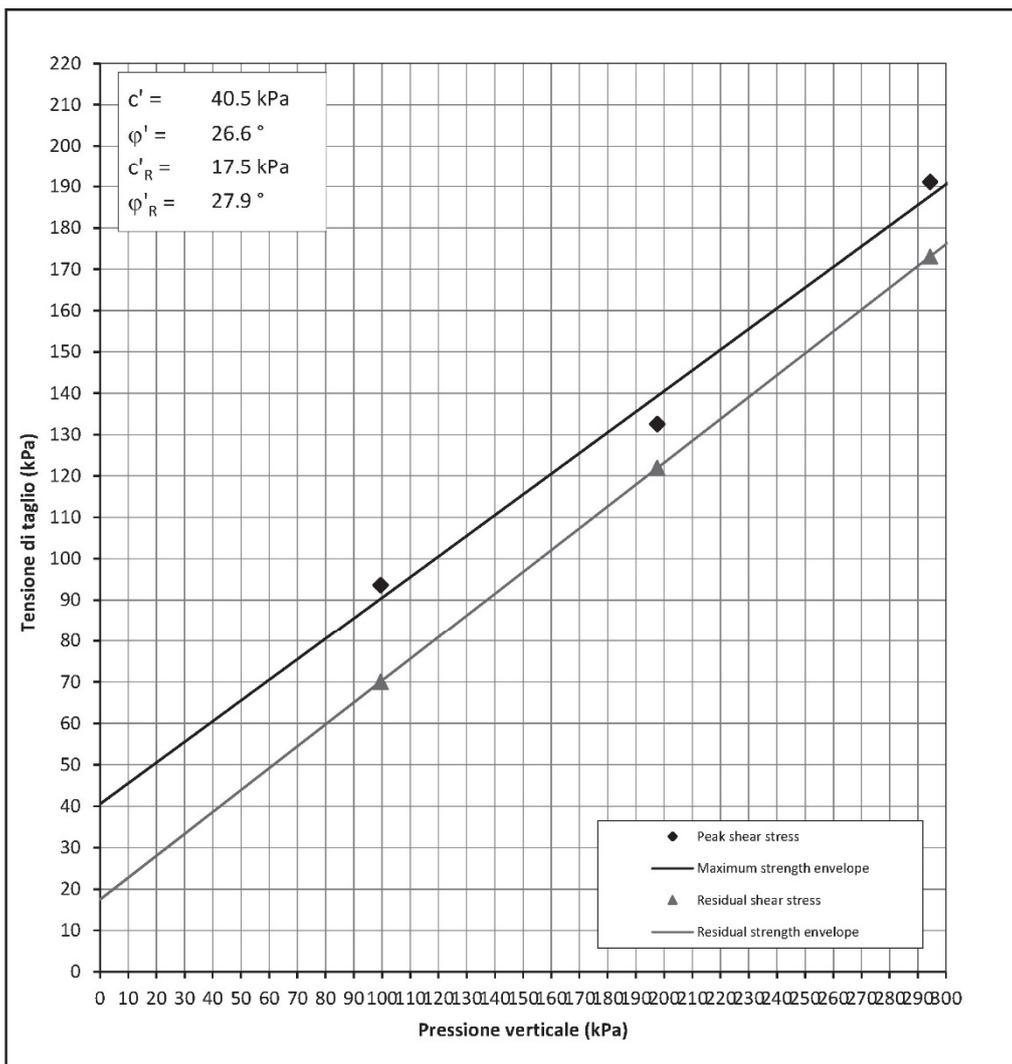


Fig. 38: Diagramma risultati deformazione di taglio sul campione argilloso

Come si evince dal diagramma di fig. 38 il campione presenta un angolo di attrito interno (di picco) di 26.6° e una coesione (picco) di 0.41 Kg/cm^2 , mentre i valori residui risultano decisamente inferiori, pari a 0.18 Kg/cm^2 , mentre il valore dell'angolo di attrito interno residuo è da ritenersi uguale.



GEOSYSTEM

Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9112
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N° 4656-1 DEL 08/02/2019
 COMMITTENTE Ditta Dott. Antonello Angius
 CANTIERE Diga Mura-Cabonis - Milis
 CAMPIONE S3 (9,00-9,30)m
 UBICAZIONE /
 DATA PROVA 06/02/2019 DATA PRELIEVO 06/02/2019
 CERTIFICATO N. 037700 DEL 19 FEB. 2019

PROVA EDOMETRICA (ASTM D2435)

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE: Argilla marnosa consistente con concrezioni e qualche ciottolo

CARATTERISTICHE DEL PROVINO

Altezza provino	cm	2,000
Area provino	cm ²	40,00
Umidità 'iniziale	%	18,79
Densità naturale	kg/m ³	1942,13
Densità secca	kg/m ³	1634,93
Massa volumica reale dei grani	kg/m ³	2611,10
Grado di saturazione	%	82,17
Indice dei vuoti	e	0,597
Pocket Penetrometer	kPa	175

CICLI DI CARICO

Pressione kPa	Cedimento mm	Indice dei vuoti e	Modulo Edometrico kPa	Coeff. di consolidazione cm ² /sec	Coeff. di Permeabilità cm/sec
0,00	0,000	0,597	\	\	\
24,52	0,100	0,589	5421	\	\
49,04	0,190	0,582	5113	\	\
98,07	0,380	0,567	5200	\	\
196,14	0,750	0,537	8581	\	\
392,28	1,190	0,502	13664	\	\
784,56	1,730	0,459	23890	\	\
1569,12	2,330	0,411	\	\	\
\	\	\	\	\	\
\	\	\	\	\	\

NOTE:

LO SPERIMENTATORE



IL DIRETTORE

Dott. Geol. G. B. Demontis

Pagina 1 di 2

C.C.I.A.A. CAGLIARI 52034 - CODICE FISCALE DMN GNN 64D15 B354K - PARTITA IVA 01588890929



GEOSYSTEM

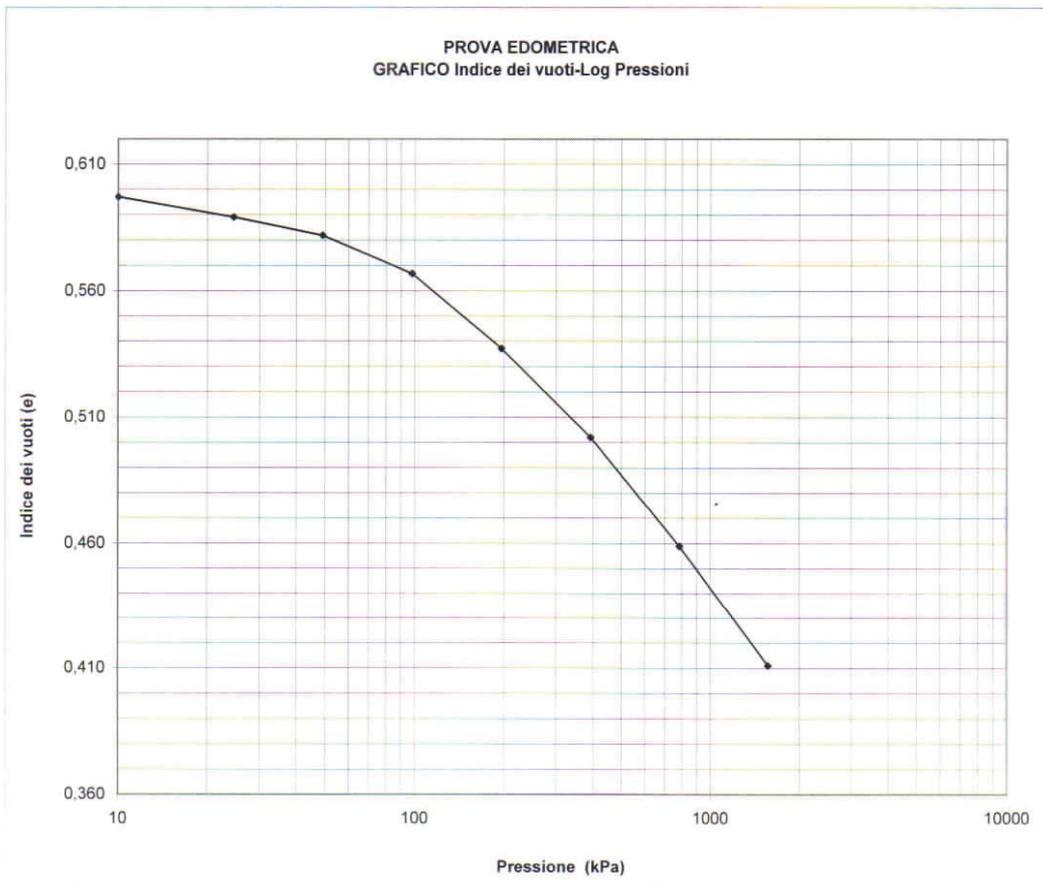
Del Dott. Geol. G.B. Demontis

ZONA INDUSTRIALE LOC. "PILL'E MATTA"
09044 QUARTUCCIU (CA)

TEL/FAX 070852509-070852424 - www.geosystem.ca.it
email: geosystemca@yahoo.it - pec: geosystem@pec.it

LABORATORIO AUTORIZZATO ALL'ESECUZIONE DI:
PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7617/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.54313 DEL 19/12/2005
PROVE SUI TERRENI SETTORE A
DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N.380/2001
CIRCOLARE N.7618/STC DEL 08/09/2010
AUT. MINISTERO N.52487 DEL 11/10/2004
CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SU CALCESTRUZZO
CERTIFICAZIONE UNI EN ISO 9712
REGOLAMENTO IT-IND-REG-02_NDT_CIV
LABORATORIO CERTIFICATO ISO 9001
CERT. N.IT 11/0996 ISO 9001/UNI EN ISO 9001:2008

V.D.A. N°	4656-1	DEL	08/02/2019
COMMITTENTE	Ditta Dott. Antonello Angius		
CANTIERE	Diga Mura-Cabonis - Milis		
CAMPIONE	S3 (9,00-9,30)m		
UBICAZIONE	/		
DATA PROVA	06/02/2019	DATA PRELIEVO	06/02/2019
CERTIFICATO N.	037709	DEL	19 FEB. 2019



NOTE: \

LO SPERIMENTATORE



IL DIRETTORE

Dott. Geol. Guido Demontis



Pagina 2 di 2

C. C. I. A. A. CAGLIARI 52034 - CODICE FISCALE DMN GNN 64D15 B354K - PARTITA IVA 01588890929

Come si evince dalla prova di laboratorio, l'indice dei vuoti del campione tende a diminuire con la forma di un'iperbole in ragione di un incremento di pressione, il che sta a significare che il materiale argilloso estratto dal sondaggio ha un comportamento plastico.

Considerato che il campione estratto dal sondaggio S3 ad una profondità compresa tra 9.00 m e 9.30 m dalla quota del coronamento è sottoposto ad una pressione dovuta al carico litostatico di 171 kPa, il relativo coefficiente di permeabilità per tale pressione è pari a $1.6 \cdot 10^{-8}$ cm/sec, anche uguale a $1.6 \cdot 10^{-10}$ m/sec.

Pertanto, dalla prova di laboratorio si evince che il materiale argilloso prelevato all'interno del corpo del rilevato ad una profondità di 9.00 m dalla quota del coronamento presenta i connotati tipici dei materiali argillosi che possono essere considerati soddisfacenti per la realizzazione dei nuclei degli sbarramenti in materiali sciolti.

Dalle prove di laboratorio, tuttavia i tecnici riferiscono che il materiale analizzato non è riferibile ad un'argilla pura ma precisamente ad una "Argilla marnosa consistente con concrezioni e qualche ciottolo", pertanto riferibile ad un materiale non esattamente "ideale" proprio per la presenza di elementi estranei come ad esempio i ciottoli.

11. Analisi geotecnica del sito – Analisi dei parametri sismici del sito

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto della sicurezza nei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito.

In assenza di specifici studi sismotettonici e di pericolosità sismica, si fa riferimento a quanto definito nelle NTC. Le azioni sono definite in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR, come definiti nelle NTC.

Le norme consentono l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito, nei limiti e con le prescrizioni di cui alle stesse NTC.

Per le dighe ubicate in aree per le quali l'azione sismica di progetto per un TR = 475 anni deve essere riferita ad un valore $a_g > 0.15$ g (come definito nelle NTC), è necessario lo studio sismotettonico del sito, da cui fare derivare l'azione sismica di progetto, i cui effetti non devono comunque risultare meno gravosi di quelli corrispondenti all'azione sismica definita nelle NTC, relativamente a sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Il periodo di riferimento, VR, per l'azione sismica è definito in funzione della vita nominale, VN, e del coefficiente d'uso, CU, dalla relazione:

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

Per quanto concerne la classe d'uso, vengono dette "Dighe di dimensioni contenute": le dighe

che non superano i 15 metri di altezza e che determinano un volume di invaso non superiore a 1.000.000 di metri cubi, “grandi dighe”: le dighe che superano i 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore a 1.000.000 di metri cubi.

Ai fini della determinazione del periodo di riferimento per l’azione sismica si definiscono:

- A. “Dighe di importanza strategica” o “strategiche”, le dighe la cui funzionalità durante e a seguito di eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile: le dighe così classificate in base ai Decreti del Dipartimento della protezione civile; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali; per queste ultime, in assenza di specifica individuazione o classificazione si definiscono strategiche le dighe che realizzano serbatoi a prevalente utilizzazione idroelettrica o potabile;
- B. “Dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso”: tutte le grandi dighe; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali;
- C. “Dighe di importanza normale”: tutte le dighe non appartenenti alle fattispecie A e B (si tratta solo di dighe di dimensioni contenute).

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa che contiene i valori della vita nominale e dei coefficienti d’uso da adottare nelle verifiche, come definiti nelle NTC.

Dighe:	V_N (anni)		C_U	V_R (anni)	
<i>strategiche</i>	≥ 100		2,0	200	
<i>rilevanti</i>	$\geq 50^{(1)}$	$\geq 100^{(2)}$	1,5	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾
<i>Imp. normale</i>	≥ 50		1	50	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute

⁽²⁾ grandi dighe

Fig. 39: Tabella C2 – D.M. 26.06.2014

I periodi di ritorno, possono pertanto essere così rappresentati:

Dighe:	V_R (anni)	
<i>strategiche</i>	200	
<i>rilevanti</i>	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾
<i>Imp. normale</i>	50	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute

⁽²⁾ grandi dighe

Fig. 40: Tabella C3 – D.M. 26.06.2014

Facendo riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} definite dalle cogenti NTC, i

periodi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite precedentemente indicati possono essere così rappresentate:

<i>Dighe:</i>	SLO		SLD		SLV		SLC	
	P _{VR} (%)=81		P _{VR} (%)=63		P _{VR} (%)=10		P _{VR} (%)=5	
<i>Strategiche</i>	120		200		1900		2475	
<i>Rilevanti</i>	45 ⁽¹⁾	90 ⁽²⁾	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾	710 ⁽¹⁾	1425 ⁽²⁾	1460 ⁽¹⁾	2475 ⁽²⁾
<i>Imp. normale</i>	30		50		475		975	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute

⁽²⁾ grandi dighe

Fig. 41: Tabella C4 – D.M. 26.06.2014

Trattandosi di un sito che ricade in zona sismica 4 (la Sardegna attualmente è considerata un territorio a basso grado di sismicità), relativamente a quanto disciplinato dalle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 2018), si è provveduto alla determinazione dei parametri sismici in considerazione del fatto che la struttura in oggetto ricade in **classe di utilizzo II (Diga di importanza normale)**, la cui definizione fa riferimento a:

“Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti”.

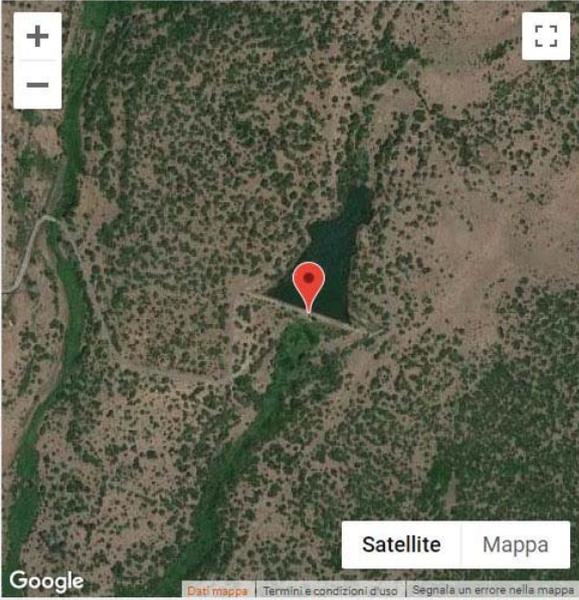
Pertanto, data la vita nominale di progetto $V_R = 50$ Anni (Dighe di importanza normale) e una classe d'uso $CU=II$, il periodo di riferimento per l'azione sismica sarà:

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

$$V_r = 50 \text{ Anni} \cdot 1.0 = 50 \text{ Anni}$$

La norma stabilisce che in assenza di azione sismica è sufficiente prendere in considerazione un solo stato limite di esercizio (SLE), coincidente con SLD e un solo stato limite ultimo (SLU), coincidente con SLV. Per le dighe non strategiche, in presenza di azioni sismiche, può essere omessa la verifica allo stato limite di immediata Operatività (SLO).

CERCA



VITA NOMINALE: (anni)

VITA DI RIFERIMENTO:

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: %

LATITUDINE:

CLASSE DI UTILIZZO: Classe II ▾

SPETTRO: SLD 63% ▾

PERIODO DI RITORNO: (anni)

LONGITUDINE:

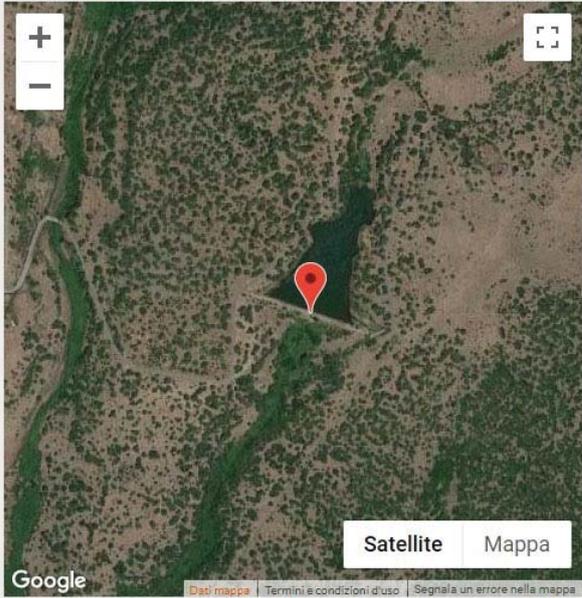
RISULTATI:

AG/G:	FO:	TC:
0.0235	2.67	0.3

Fig. 42: Tabella parametri sismici SLE per il Sito d'indagine

Regione	R =	Sardegna
Comune	C =	Milis
Zona Sismica	Zs =	4
Spettro Sismico		SLD
Vita nominale	Vn =	50 anni
Vita di riferimento	VR =	50 anni
Classe di utilizzo	Cu =	II
Tempo di ritorno	Tr =	50 anni
Latitudine	N =	40.05839
Longitudine	E =	8.66709
Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.0235
Fattore di amplificazione spettrale massima		FO= 2.67
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.		TC = 0,30

CERCA



VITA NOMINALE: (anni)

VITA DI RIFERIMENTO:

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: %

LATITUDINE:

CLASSE DI UTILIZZO: Classe II ▾

SPETTRO: SLV 10% ▾

PERIODO DI RITORNO: (anni)

LONGITUDINE:

RISULTATI:

AG/G:	FO:	TC:
0.05	2.88	0.34

Fig. 43: Tabella parametri sismici SLU per il Sito d'indagine

▪ Regione	R =	Sardegna
▪ Comune	C =	Milis
▪ Zona Sismica	Zs =	4
▪ Spettro Sismico		SLV
▪ Vita nominale	Vn =	50 anni
▪ Vita di riferimento	VR =	50 anni
▪ Classe di utilizzo	Cu =	II
▪ Tempo di ritorno	Tr =	475 anni
▪ Latitudine	N =	40.05839
▪ Longitudine	E =	8.66709
▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.05
▪ Fattore di amplificazione spettrale massima		FO= 2.88
▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.		TC = 0,34

Per quanto concerne l'analisi geotecnica del sottosuolo, nel paragrafo successivo si avrà modo di analizzare nel dettaglio lo stato deformativo del sottosuolo.

In particolare verrà eseguita la verifica di sicurezza della diga e in base al quadro di riferimento progettuale verrà eseguita un'analisi di stabilità del rilevato arginale in condizioni statiche e dinamiche considerando l'accelerazione sismica attesa per il sito.

12. Analisi geotecnica del sito - Verifiche di sicurezza Diga Mura Cabonis

Nell'ambito dell'analisi geotecnica dell'invaso, in riferimento a quanto stabilito dal D.M. 26.06.2014 (Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta), e dal D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le costruzioni) sono state eseguite le verifiche di stabilità del rilevato arginale dell'invaso di Mura Cabonis. Per la verifica di sicurezza sono stati utilizzati diversi software specifici dedicati (EDS *Geostru*, SLOPE *Gestru*, LOADCAP *Geostru*).

Relativamente a quanto stabilito dal punto C.6 del D.M. 26.06.2014, la valutazione della sicurezza dei serbatoi deve essere effettuata con riferimento alle seguenti condizioni caratteristiche:

1. normale funzionamento;
2. danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
3. danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
4. danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua, o comunque rischio di perdite di vite umane;
5. collasso della struttura.

L'uscita o l'entrata nelle varie condizioni caratteristiche definiscono quattro stati limite, due di esercizio (Stato Limite di immediata Operatività, SLO, e Stato Limite di danno, SLD) e due ultimi (Stato Limite di Salvaguardia della Vita, SLV, e Stato Limite di Collasso, SLC).

In particolare, la norma specifica che:

- Lo stato limite SLO è definito dall'uscita dalla condizione 1;
- Lo stato limite SLD è definito dal passaggio dalla condizione 2 alla condizione 3;
- Lo stato limite SLV è definito dal raggiungimento della condizione 4;
- Lo stato limite SLC è definito dal raggiungimento della condizione 5.

In particolare, la norma stabilisce che *“In assenza di azione sismica è sufficiente prendere in considerazione un solo stato limite di esercizio (SLE), coincidente con SLD e un solo stato limite ultimo (SLU), coincidente con SLV”*. Per le dighe non strategiche, in presenza di azioni sismiche, può essere omessa la verifica allo stato limite di immediata Operatività (SLO).

Ogni componente del serbatoio, critico ai fini della sicurezza, deve essere preso in considerazione nei riguardi di ciascun stato limite.

In linea generale, la norma impone che debbano essere prese in considerazione almeno le seguenti situazioni, corrispondenti al raggiungimento di stati limite ultimi con perdita non controllata dell'acqua invasata:

1. instabilità del corpo diga e dei terreni o ammassi rocciosi di imposta;
2. instabilità per scorrimento, anche parziale, del corpo diga o meccanismi di rottura locali;
3. rottura per erosione interna; fessurazioni nel corpo diga, nei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, negli elementi di tenuta o nelle superfici di contatto manufatto-terreno, tali da provocare una filtrazione incontrollata;
4. deformazioni del corpo diga e/o dei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, tali da provocare danni strutturali allo sbarramento o la tracimazione;
5. instabilità dei pendii che possano provocare la tracimazione della diga o danni strutturali;
6. rottura o danno degli organi di scarico e in generale delle opere accessorie, che impediscano il deflusso controllato dal serbatoio;
7. condizione di piena che porti alla tracimazione del coronamento con conseguenti danni gravi fino alla possibilità di collasso dello sbarramento.

Gli stati limite di esercizio saranno precisati in progetto, nelle particolari situazioni, con stretto riferimento alle prestazioni richieste dall'opera e saranno oggetto di specifiche analisi per dimostrare che le soluzioni progettuali sono studiate in modo da contenerne gli effetti entro limiti ammissibili.

A riguardo, la norma stabilisce che l'ammissibilità sarà fissata dal progettista, secondo il tipo di opera nelle differenti situazioni progettuali, in termini di sforzi, spostamenti, gradienti piezometrici, portate filtranti, stato di fessurazione nel corpo diga, nei terreni ed in corrispondenza dei principali contatti tra materiali diversi.

Saranno considerati altresì i possibili effetti reversibili e irreversibili delle temute anomalie sul funzionamento degli scarichi e dei sistemi di misura e controllo, anche in presenza di frane ed interrimento.

In particolare, i principali stati limite di esercizio da considerare sono

1. eccesso di tensioni o deformazioni del corpo diga e/o nei terreni di fondazione;
2. danneggiamento degli organi di scarico superficiali o profondi;
3. danneggiamento delle opere di derivazione;
4. danneggiamento dei sistemi di misura e controllo.

Relativamente a quanto stabilito dal punto C.7 del D.M. 26.06.2014, le azioni da considerare nelle verifiche sono:

1. Il peso proprio;
2. La spinta idrostatica;
3. Le coazioni di origine termica e di ritiro
4. Le sottospinte
5. La spinta del ghiaccio
6. La spinta dovuta all'interrimento
7. L'azione sismica

Le azioni di progetto devono essere valutate come di seguito indicato e tra loro combinate con i criteri esposti al cap.C.8.

Nel caso in esame, trattandosi di uno sbarramento in materiali sciolti, le forze **destabilizzanti (Ed)** agenti sullo sbarramento possono essere così individuate:

- 1) **Peso proprio:** L'azione dovuta al peso proprio è data dal peso dello sbarramento e delle opere accessorie che gravano sulla diga medesima.
- 2) **Spinta idrostatica:** La spinta idrostatica rappresenta l'azione destabilizzante principale. Essa agisce direttamente sul paramento di monte (Spinta Attiva) e deve essere valutata facendo riferimento alle situazioni progettuali indicate per le combinazioni delle azioni. La spinta idrostatica sul paramento a valle, sarà trascurata o corrisponderà alla condizione più sfavorevole.
- 3) **Coazioni di origine termica e da ritiro:** Come stabilito dalla norma quest'azione destabilizzante si applica alle dighe murarie conseguenti alle variazioni termiche ambientali, pertanto non si ritiene applicabile al caso in specie trattandosi di uno sbarramento realizzato in materiali sciolti.
- 4) **Sottospinte:** Le sottospinte idrauliche sono dovute alle pressioni interstiziali. Esse devono essere valutate, in corrispondenza delle discontinuità e in particolare di ogni altra superficie tracciata nel corpo diga e/o nel terreno di fondazione. Nel caso in esame, verrà eseguita una verifica dovuta alla sotto-spinta in corrispondenza della linea di saturazione. A riguardo, verranno utilizzati i valori caratteristici indicati al cap. D.2.2. del D.M. 2014, secondo le combinazioni SLU e SLE.
- 5) **Spinta del ghiaccio:** Per le dighe realizzate in zone in cui è possibile la formazione sulla superficie del serbatoio di uno strato di ghiaccio con spessore superiore a 20 cm, deve essere considerata tra le azioni di progetto (Ed) la relativa spinta orizzontale, il cui valore caratteristico può essere assunto corrispondente alla pressione di 150 kPa, applicata sulla proiezione

verticale della superficie di contatto tra ghiaccio e paramento della diga. Considerato che lo sbarramento di Mura Cabonis risulta ubicata in una zona termica laddove non risulta possibile la formazione di lastre di ghiaccio aventi spessore di 20 cm, la verifica è da ritenersi non percorribile per il caso in specie.

- 6) **Spinta dovuta all'interrimento:** Il valore caratteristico della spinta dovuta all'interrimento è quello massimo stabilito in progetto in funzione del fenomeno del trasporto solido, del volume morto del serbatoio e del progetto di gestione dell'invaso e, comunque, nel rispetto della funzionalità degli organi di scarico e di presa.

Relativamente a quanto stabilito dal punto C.8 del D.M. 26.06.2014, le azioni di progetto devono essere combinate in modo da comprendere tutte le situazioni che possano ragionevolmente essere previste durante l'esecuzione e l'esercizio del serbatoio.

In particolare, la norma stabilisce che nelle verifiche, debbano essere considerate le seguenti situazioni:

1. in fase costruttiva
2. a termine costruzione e a serbatoio vuoto;
3. a serbatoio pieno con il livello alla massima regolazione e, quando sia significativo, anche a livelli intermedi;
4. a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso;
5. a seguito di rapida vuotatura del serbatoio dal livello massimo di regolazione al livello di minimo invaso e quando sia significativo, anche a livelli intermedi;
6. in presenza di sisma, con il livello alla quota massima di regolazione e, quando sia significativo, anche a livelli intermedi, nonché a serbatoio vuoto.

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle vigenti NTC cui le seguenti espressioni fanno riferimento.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazioni fondamentali (esercizio normale - fase costruttiva - fine costruzione – rapida vuotatura (SLU)

$$(\gamma_{G1} \times G_1) + (\gamma_{G2} \times G_2) + (\gamma_{Q1} \times Q_{K1}) + (\gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{K2}) \dots$$

- Combinazione eccezionale (massimo invaso) (SLU)

$$G_1 + G_2 + A_d + (\psi_{21} \times Q_{K1}) + (\psi_{22} \times Q_{K2}) \dots$$

- Combinazione sismica (SLU e SLE)

$$E + G_1 + G_2 + (\psi_{21} \times Q_{K1}) + (\psi_{22} \times Q_{K2}) \dots$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} \times Q_{K2} + \dots$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE reversibili)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{K1} + \psi_{22} \times Q_{K2} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine)

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{K1} + \psi_{22} \times Q_{K2} + \dots$$

Nelle precedenti espressioni, si definiscono con il termine:

- Permanenti (G)*: le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo: peso proprio della diga; spinte dell'acqua; eventuali spinte degli interrimenti (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali, ove rilevanti (G2);
 - ritiro e viscosità.
- Variabili (Q)*: le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - *di lunga durata*: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica dovute alle variazioni di temperatura esterna;
 - *di breve durata*: agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica determinate dallo sviluppo del calore di idratazione durante il processo di presa del calcestruzzo, la spinta del ghiaccio;
- eccezionali (A)*: le azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura ed in particolare l'incremento di spinta dell'acqua in condizioni di massimo invaso;
- sismiche (E)*: azioni derivanti dai terremoti. Per la combinazione tra azioni sismiche nelle direzioni orizzontali (parallela al piano della sezione maestra della diga x e ad essa ortogonale e nella direzione verticale z si assumeranno i seguenti coefficienti di concomitanza:

direzione	x	y	z
coefficienti di concomitanza	1	0.3	0.3
	0.3	1	0.3
	0.3	0.3	1

Fig. 44: Tabella C5 – D.M. 26.06.2014

Le combinazioni di carico possono pertanto essere così definite:

<i>combinazione</i> <i>azioni</i>	fondamentale				eccezionale	sismica	
	fase costruttiva	fine costruzione o serbatoio vuoto	rapida vuotatura	esercizio normale	massima piena	SLE	SLU
peso proprio	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
spinta idrostatica				SI ⁽¹⁾	SI ⁽²⁾	SI ⁽¹⁾	SI ⁽¹⁾
sottospinta			SI	SI	SI	SI	SI
coazioni termiche e da ritiro	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
coazione da calore di idratazione	SI	SI					
spinta del ghiaccio				se applicabile			
spinta dell'interrimento				se applicabile	se applicabile	se applicabile	se applicabile
azione sismica						SI	SI

⁽¹⁾ quota massima regolazione e livelli inferiori nonché serbatoio vuoto

⁽²⁾ quota di massimo invaso

Fig. 45: Tabella C6 – D.M. 26.06.2014

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente le azioni variabili vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ di cui alla seguente tabella:

<i>azioni</i>	coefficienti di combinazione delle azioni variabili		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
coazione da calore di idratazione	0.6	0.6	0.5
coazioni da variazioni termiche esterne	0.6	0.6	0.5
spinta del ghiaccio	0.7	0.5	0.2

Fig. 46: Tabella C7 – D.M. 26.06.2014

Per ciascun stato limite calcolato (SLE + SLU), conformemente alle prescrizioni delle NTC, deve essere rispettata la condizione per cui le azioni di progetto (E_d) devono essere minori o al più uguali alla resistenza di progetto, secondo la nota formula:

$$E_d \leq R_d$$

Oppure:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni seguenti:

$$E_d = E \cdot \left[\gamma_f F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \cdot \left[F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \cdot \left[\gamma_f F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle formule sopra riportate, rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto x_k/γ_m e dei parametri geometrici di progetto a_d .

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con $\gamma_E = \gamma_F$.

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

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi, nell'ambito della progettazione geotecnica si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2).

I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

APPROCCIO 1 (DA1)

Combinazione 1 (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2 (A2+M2+R2) (GEO)

Le *Combinazioni* sono formate da gruppi di coefficienti parziali con:

A = Azioni y F

M = resistenza dei materiali (terreno) y M

R = Resistenza globale del sistema y R

	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

-Tabella 6.2.1 - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni -

γ_{G1} = coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Per quanto concerne il valore della resistenza R_d può essere calcolato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

-Tabella 6.2.II - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio γ_R un coefficiente parziale $\gamma_{tr} = 1,0$ (M1) e $\gamma_{tr} = 1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

Le opere geotecniche devono anche essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche. Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Dove:

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

-Tabella 6.2.III - coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti degli stati limite al sollevamento

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico ic diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi, devono essere valutati gli effetti delle forze di filtrazione e garantire gli adeguati livelli di sicurezza da prefissare e giustificare esplicitamente

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata obbligatoriamente secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.I - coefficienti parziali γ_r per le verifiche agli stati limite di fondazioni superficiali

Le caratteristiche generali dello sbarramento, ridefinite in funzione dei dati altimetrici possono essere così rappresentate nella condizione ex-ante:

▪ Latitudine N	40.05839
▪ Longitudine E	8.66709
▪ Altitudine	116.85 m. slm (coronamento)
▪ Franco di sicurezza	1.5 m
▪ Inclinazione del paramento di monte	16°
▪ Inclinazione del paramento di valle	25°
▪ Larghezza del coronamento	5.30 m

Le caratteristiche generali dello sbarramento, nella condizione ex-posto, possono essere così rappresentate:

▪ Latitudine N	40.05839
▪ Longitudine E	8.66709
▪ Altitudine	117.25 m. slm (coronamento)
▪ Franco di sicurezza	1.5 m
▪ Inclinazione del paramento di monte	16°
▪ Inclinazione del paramento di valle	25°
▪ Larghezza del coronamento	4.00 m (dopo ricarico di 40 cm)

Le caratteristiche geotecniche del corpo del rilevato possono essere così riassunte in riferimento ai dati desunti dalle prove di laboratorio:

▪ Peso unità di volume saturo	19.00 kN/mc
▪ Peso unità di volume asciutto	16.00 kN/mc
▪ Peso unità di volume acqua	10.00 kN/mc
▪ Angolo di resistenza al taglio di picco	26.6°
▪ Angolo di resistenza al taglio residuo	26.6°
▪ Coesione efficace di picco	40.5 kN/mq
▪ Coesione efficace residua	17.5 Kn/mq

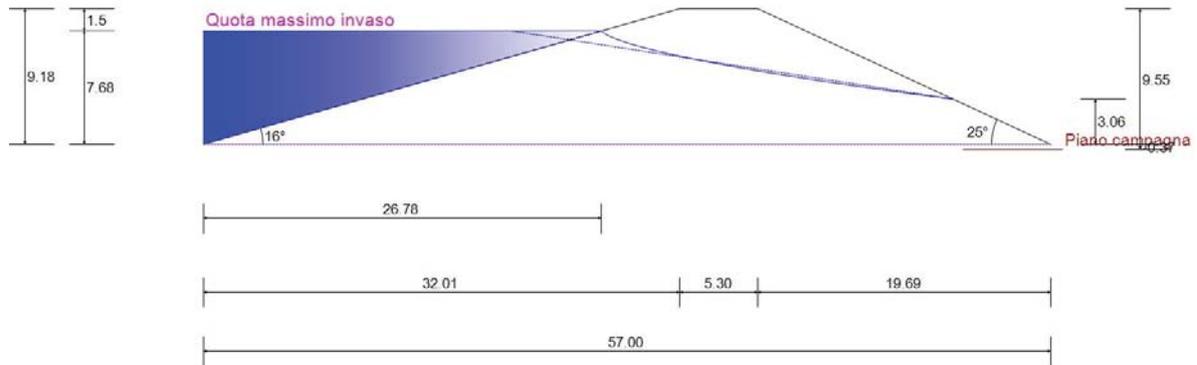


Fig. 48: Rappresentazione schematica del rilevato arginale – condizione ex-ante

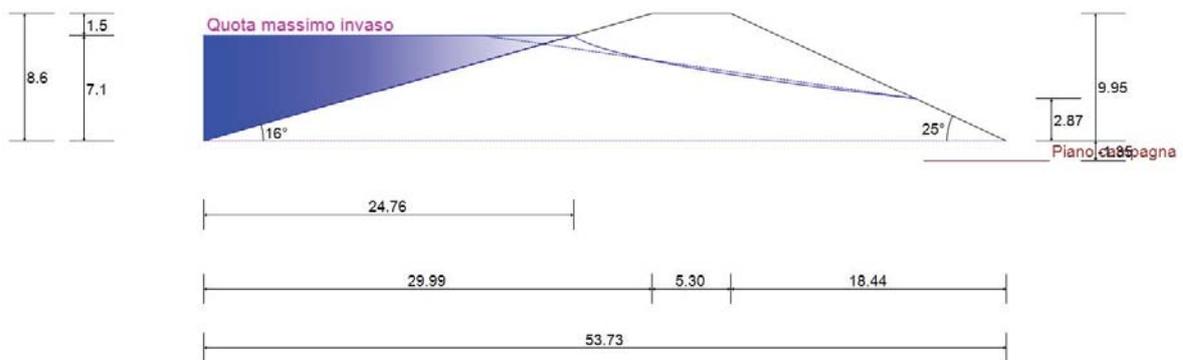


Fig. 49: Rappresentazione schematica del rilevato arginale – condizione ex-post

Relativamente alla spinta dovuta all'interrimento, si considera un carico uniformemente distribuito prodotto dall'arrivo di materiale argilloso ($\gamma=1.930 \text{ Kg/mc}$) su di una superficie inclinata considerando un'altezza di interrimento pari alla differenza tra la quota di minima regolazione (108.65 m.s.l.m.) e la quota del piano dell'invaso \cong quota del piano di campagna (107.30 m.s.l.m.).

Angolo di resistenza al taglio materiale di interrimento (argille torbide) = 0.00°

Peso unità di volume argille torbide	= 13 KN/m ³
Altezza interrimento (108.65-107.30)	= 1.35 m
Inclinazione paramento di monte rispetto a verticale	= 71.57°
Spinta attiva interrimento in condizioni statiche	= 38 KN/m

Relativamente alle condizioni di serbatoio pieno, l'azione di progetto può essere così rappresentata:

$$E = T_V = S + F_O + F_V + F_S + F_T$$

$$F_O = k_h \cdot W_{(RTMSR)}$$

$$F_V = k_v \cdot F_O$$

$$F_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma_m \cdot H_1^2 \cdot K_A$$

$$K_A = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\gamma_m = \sqrt{\gamma_g \cdot \gamma_a} = \sqrt{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot \gamma_a}$$

Dove:

- S spinta idrostatica dell'acqua invasata
- F_O azione sismica orizzontale della massa strutturale
- F_V azione sismica verticale della massa strutturale
- F_S azione inerziale dell'acqua invasata (DM 26 giugno 2014)
- F_T spinta del terreno a monte della sezione MN,
- k_v coefficiente sismico verticale

- k_h coefficiente sismico orizzontale,
- W (RTMSR) volume del corpo del rilevato.
- g_w peso di volume dell'acqua invasata
- g_s peso di volume del terreno saturo
- g_a peso di volume del terreno asciutto
- H₁ altezza totale del rilevato
- H altezza della quota di massimo invaso

Relativamente alle condizioni di serbatoio pieno, la resistenza di progetto può essere così rappresentata:

$$R = P_V \cdot \operatorname{tg}\varphi = \gamma_s \cdot A_{(SMNS)} \cdot \operatorname{tg}\varphi + c' \cdot b_v$$

Dove

A (SMNS) area del terreno resistente di valle

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO PIENO (Ex-Ante)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	54.33 kN/m
Azione sismica verticale della massa strutturale	0.27 kN/m
Azione inerziale dell'acqua invasata	7.46 kN/m
Spinta idrostatica dell'acqua invasata	294.41 kN/m
Spinta del terrapieno	192.87 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	587.34 kN/m
Azione Resistente	2516.79 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	4.28

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO PIENO (Ex-Post)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	46.11 kN/m
Azione sismica verticale della massa strutturale	0.23 kN/m
Azione inerziale dell'acqua invasata	6.46 kN/m
Spinta idrostatica dell'acqua invasata	252.05 kN/m
Spinta del terrapieno	169.27 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	512.11 kN/m
Azione Resistente	2256.00 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	4.40

Come si evince dalla verifica di sicurezza dello sbarramento a serbatoio pieno è stato dimostrato come l'intervento di progetto avvantaggia ulteriormente il fattore di sicurezza a scorrimento (4.40 > 4.28).

Relativamente alle condizioni di serbatoio vuoto, l'azione di progetto può essere così rappresentata

$$E = T_m = F_o + F_V + F_T$$

$$F_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot H_1^2 \cdot K_A$$

$$R_m = \gamma_a \cdot A_{(RTMNR)} \cdot \operatorname{tg}\varphi + c' \cdot b_m$$

A (RTMNR) area del terreno resistente di monte del rilevato

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO VUOTO (Ex-Ante)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	45.75 kN/m
Azione sismica verticale della massa strutturale	0.23 kN/m
Spinta del terrapieno	257.16 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	341.14 kN/m
Azione Resistente	2651.92 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	7.77

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO A SERBATOIO VUOTO (Ex-Post)	
Azione sismica orizzontale della massa strutturale	38.83 kN/m
Azione sismica verticale della massa strutturale	0.19 kN/m
Spinta del terrapieno	225.69 kN/m
Spinta dovuta all'interrimento	38 kN/m
Totale delle forze agenti	302.71 kN/m
Azione Resistente	2385.35 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	7.88

Come si evince dalla verifica di sicurezza dello sbarramento a serbatoio pieno è stato dimostrato come l'intervento di progetto avvantaggia ulteriormente il fattore di sicurezza a scorrimento (7.88 > 7.77).

Relativamente alle condizioni di **serbatoio rapidamente svuotato**, si considera a vantaggio della sicurezza la porzione di ammasso RTMNR. Lo sforzo totale di taglio T_m agente sulla base RN approssimativamente, assume il valore:

$$E = T_m = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_1^2 \cdot K_A + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot H \right)^2 + k_h \cdot A_{(RTMNR)} \cdot \gamma_g \right]$$

La resistenza offerta dall'ammasso è:

$$R_m = \gamma_g \cdot A_{(RTMNR)} \cdot \operatorname{tg}\varphi + c' \cdot b_m$$

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO RAPIDAMENTE SVUOTATO (Ex-Ante)	
Totale delle forze agenti	492.06 kN/m
Azione Resistente	881.54 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	1.79

VERIFICA DI SICUREZZA DELLO SBARRAMENTO RAPIDAMENTE SVUOTATO (Ex-post)	
Totale delle forze agenti	394.74 kN/m
Azione Resistente	736.26 kN/m
Fattore sicurezza a scorrimento	1.87

Come si evince dalla verifica di sicurezza dello sbarramento a serbatoio rapidamente svuotato è stato dimostrato come l'intervento di progetto avvantaggia ulteriormente il fattore di sicurezza a scorrimento ($1.87 > 1.79$).

Le verifiche idrauliche (verifica a sifonamento), viene effettuata utilizzando la relazione empirica di Bligh nella forma:

Dove:

$L_a = b_2$ sviluppo planimetrico del profilo di fondazione

$c_m =$ rapporto critico di trascinamento, dipende dalla natura del terreno.

La portata di filtrazione per unità di spessore d'argine può essere determinata dalla seguente espressione:

$$Q = \frac{4}{9} \cdot K \cdot \left(\frac{H^2}{L_f} \right)$$

$$K = \sqrt{k_v \cdot k_o}$$

$$L_f = (1.13H + 2f) \cdot \text{ctg}\beta + b_1$$

Dove:

H altezza della quota di massimo invaso

F franco

k_v permeabilità verticale

k_o permeabilità orizzontale

VERIFICA IDRAULICA A SIFONAMENTO (Ex-Ante)	
Portata di filtrazione	0.0000 mc/s
Lunghezza di filtrazione	30.34 m
Fattore sicurezza a sifonamento	1.48

VERIFICA IDRAULICA A SIFONAMENTO (Ex-Post)	
Portata di filtrazione	0.0000 mc/s
Lunghezza di filtrazione	27.64 m
Fattore sicurezza a sifonamento	1.48

Come si evince dalla verifica di sicurezza, è stato dimostrato come l'intervento di progetto non peggiori il fattore di sicurezza a sifonamento (1.48=1.48).

Relativamente alle verifiche degli stati limite ultimi idraulici, le opere geotecniche in materiali sciolti devono necessariamente essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento oltre che di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{inst,d} = G_{stb,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M_2).

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente

idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;

- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Fig. 48: Tabella coefficienti parziali per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

A riguardo, si specifica che attualmente nel paramento di valle della diga sono presenti delle emergenze. Tali risorgive si sviluppano lungo una linea di saturazione avente andamento sub-inclinato verso il paramento di valle, confermata dalle indagini geognostiche e dalle quote piezometriche.

Pertanto, è lecito considerare come il regime delle pressioni del fluido passi da una condizione di fluido in quiete (regime idrostatico), ad una con moto di filtrazione (in regime stazionario).

Considerato che nel caso in esame non si può prendere come riferimento una condizione di flusso verticale, si è comunque cercato di modellare la presenza di un flusso in regime stazionario nella verifica di stabilità globale del rilevato arginale, secondo il metodo del 2° approccio combinazione unica (A1+M1+R3).

13. Analisi geotecnica del sito – Analisi di stabilità del corpo del rilevato arginale

Come stabilito dalle Norme tecniche sulle costruzioni, nel caso di sbarramenti di ritenuta deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del corpo del rilevato.

Nella verifica di stabilità devono essere eseguite le simulazioni considerando le azioni destabilizzanti (spinta dell'acqua) e le forze resistenti (caratteristiche geotecniche del rilevato).

Per la simulazione dello stato di equilibrio del versante (LEM), sono state estratte le quote del rilievo plano-altimetrico dell'area d'intervento.

In questo modo è stato possibile importare i dati altimetrici nel modello geotecnico di riferimento (così detti file di profilo xz) e procedere quindi alla simulazione dello stato di equilibrio del versante con il Software Slope della Geostru.

Nel contesto dell'analisi di stabilità, si può quindi classificare il pendio come quella porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende invece una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata.

Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale.

A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative, cioè si usano leggi costitutive semplificate rappresentate dal modello rigido perfettamente plastico.

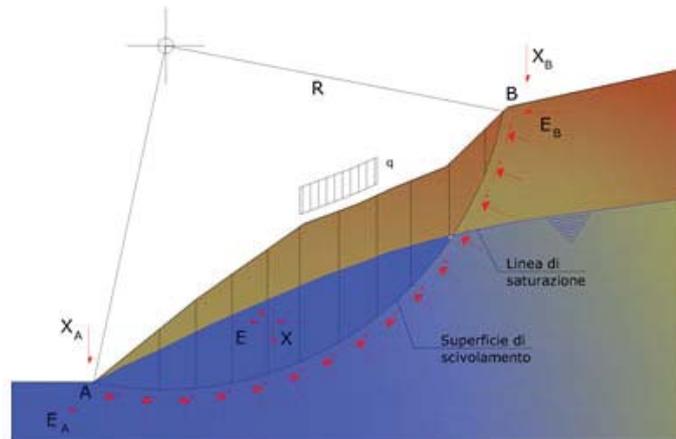
Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico, quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb; In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (T_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

- Equazioni di equilibrio dei momenti n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
- Equazioni relative al criterio di rottura n
- Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2) - (4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di FELLENIUS (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di inter-striscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- 1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

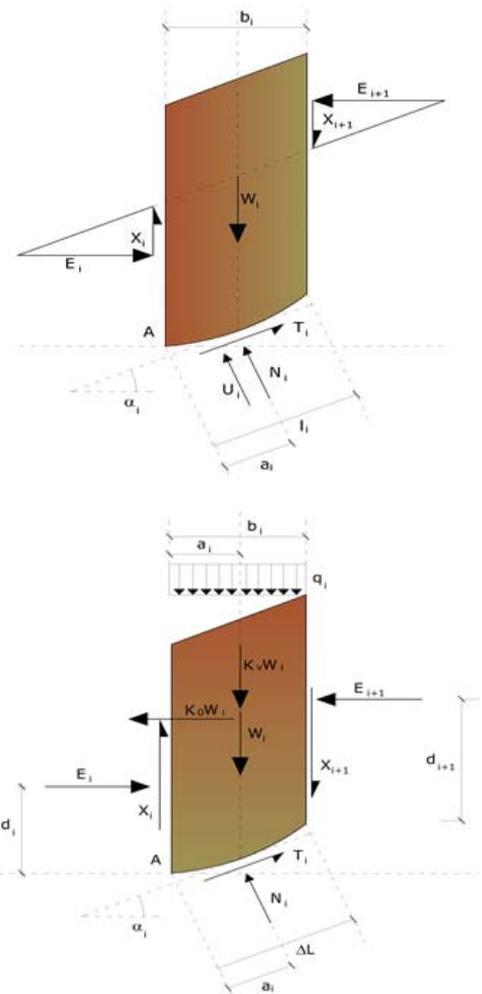
Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\sum F_v = 0, \sum M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

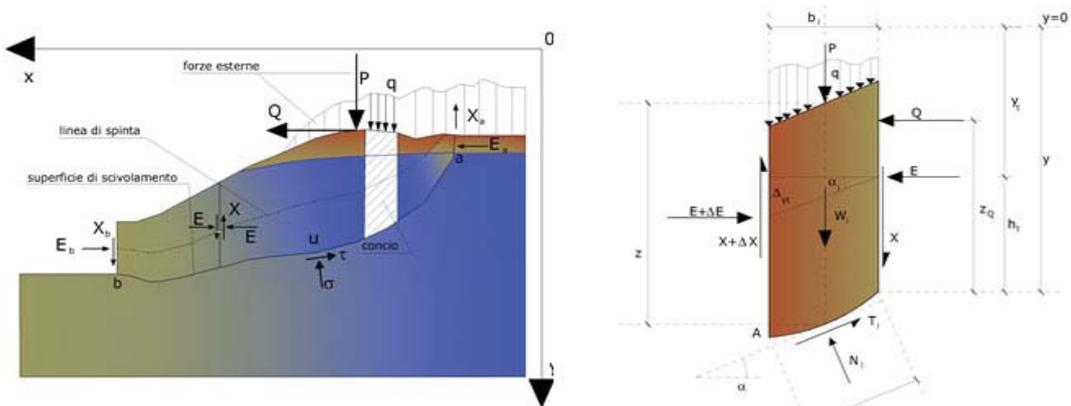


I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di *Bishop ordinario*, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$



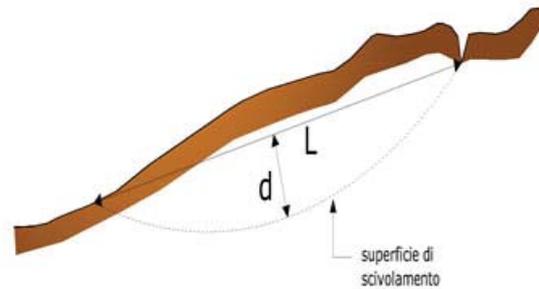
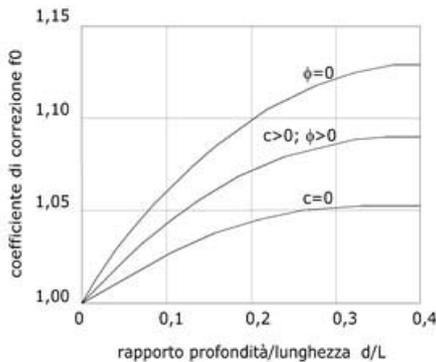
Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso. Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = fo F$$

dove fo è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di BELL (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudo-statiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio δ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \phi_i}{F}$$

in cui

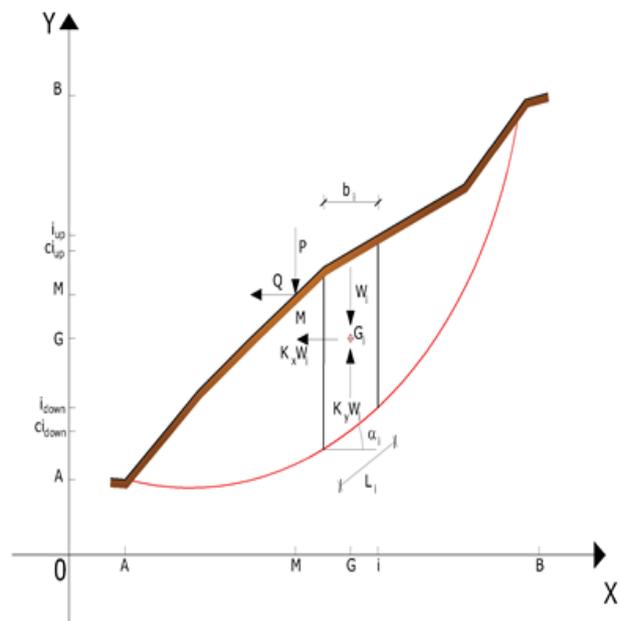
F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.



L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1(1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci.

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i -esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno $K_z g$ può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza F . Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C_3 .

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di SARMA (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

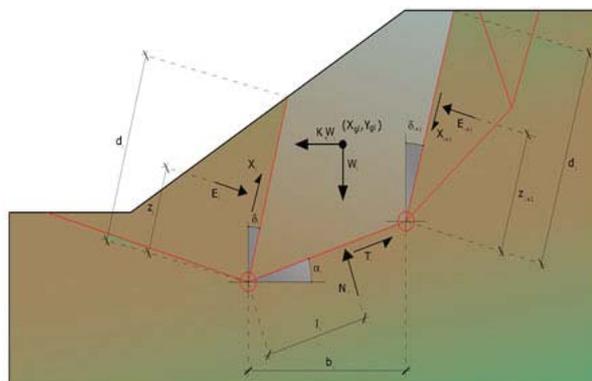
$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = K W_i + \Delta E_i$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di Sarma la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$* \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$** \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$K = K_c$ *accelerazione critica* se $F = 1$

$F = F_s$ *fattore di sicurezza in condizioni statiche* se $K = 0$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

È stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita. La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di inter-striscia.

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

Le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ . tutti i momenti sono nulli

$$M_i = 0 \quad i=1 \dots n$$