



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessorato dei lavori pubblici

Ente acque della Sardegna

Servizio Progetti e Costruzioni



**“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”
CIG- 7291196547- CUP: I86B05000050002**

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO DELL'ELABORATO

Relazione geotecnica e sulle fondazioni
Casteldoria

ID ELABORATO

R.12

SCALA

-

CODIFICA ELAB

R.12-ENAS539Rrgt012R4

Responsabile dell'integrazione delle prestazioni specialistiche e coordinatore di progetto:
Ing. Damiano Galbo (H.E. s.s.)

Responsabile progettazione strutturale e geotecnica:

Ing. Pietro Diliberto (S.T.P. s.r.l.)

Collaboratori:

Ing. Ettore Galbo (H.E. s.s.)

Responsabile della progettazione idraulica:

Ing. Mariano Galbo (H.E. s.s.)

Collaboratori:

Ing. Damiano Galbo (H.E. s.s.)

Prof. Ing. Gabriele Freni

Ing. Fulvio Galbo (H.E. s.s.)

Ing. Piera De Luca (H.E. s.s.)

Il Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Stefano Serra

Responsabile della progettazione impianti elettrici e TLC:
Ing. Giovanni Gabellone (H.E. s.s.)

Responsabile rilievi GPS/LS:

Geom. Alberto Bianco

Collaboratori:

Geom. Lorenzo Verme (H.E. s.s.)

Responsabile coordinamento sicurezza in fase di progetto:

Ing. Mariano Galbo (H.E. s.s.)

Collaboratori:

Ing. Giampiero Pili (S.T.P. s.r.l.)

Ing. Giovambattista Lombardo (H.E. s.s.)



(Capogruppo Mandataria)



(Mandante)



Prof. Ing. Gabriele Freni
(Mandante)



Dott. Geol. Mario Strinna
(Mandante)



Società cooperativa
(Mandante)

4	Gennaio 2020	Controdeduzioni verifcatore	EG	PD	DG
3	Ottobre 2019	Controdeduzioni verifcatore	EG	PD	DG
2	Settembre 2019	Osservazioni verifcatore	EG	PD	DG
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	RED.	VER.	APPR.



Sommario

Sommario	1
1 Premessa	3
2 Normativa di riferimento	4
3 Aspetti geologici.....	5
3.1 Inquadramento geologico-geomorfologico	5
3.2 Litostratigrafia	6
4 Modellazione geotecnica.....	8
5 Caratterizzazione sismica del sito	10
5.1 Determinazione della categoria sismica di sottosuolo	12
6 Descrizione delle opere	14
6.1 Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento della derivazione dall'acquedotto di arrivo per il nuovo ingresso in vasca.....	14
6.1.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno	15
6.1.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche	16
6.2 Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento delle immissioni nelle due vasche a monte delle stesse	17
6.2.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno	18
6.2.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche	19
6.3 Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento del by-pass della vasca.....	20
6.3.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno	21
6.3.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche	22
7 Verifiche geotecniche delle opere di fondazione diretta	24
7.1 Generalità	24
7.2 Metodologia di calcolo del carico limite.....	24
7.3 Verifica allo scorrimento	28
7.4 Calcolo delle tensioni nel sottosuolo e dei cedimenti	28



8	Verifica di stabilità dei fronti di scavo	30
8.1	Metodologia di calcolo secondo le NTC 2018	30
8.2	Metodo di calcolo	30
8.3	Verifica fronti di scavo: Tabulati di calcolo	32



1 Premessa

Il presente progetto esecutivo si riferisce alla “Realizzazione della ristrutturazione della Vasca di carico a servizio della linea Coghinas 2° in località Casteldoria, più la realizzazione di ulteriori vasche integrative.” **Il presente progetto**, come definito dall’art. 23 del Codice degli Appalti, giusto D.Lgs **18 aprile 2016, n. 50**, e con i contenuti prescritti dalla sezione quarta del **D.P.R. 5 ottobre 2010 n.207**, vigente ai sensi dell’art. 217 del Codice in attesa dei decreti specifici attuativi.

A completamento di quanto contenuto nella relazione generale, il progetto esecutivo in argomento, contiene anche le relazioni specialistiche e tecniche che illustrano puntualmente le problematiche esaminate e le relative verifiche svolte.

La presente relazione specialistica definisce, alla luce di indagini geologiche, il modello geotecnico del volume del terreno influenzato direttamente o indirettamente, dalla costruzione dei manufatti e altresì i calcoli e le verifiche geotecniche seguite per il dimensionamento delle opere di progetto.

Nel corpo del presente elaborato saranno descritti:

- le opere di fondazione (e relativi tabulati di calcolo allegati) delle opere strutturali di progetto;
- le verifiche geotecniche realizzate;
- verifiche della stabilità dei fronti di scavo.

La modellazione della struttura di fondazione e la rielaborazione dei risultati del calcolo geotecnico sono stati effettuati **con: ModeSt ver. 8.20 di Maggio 2019 prodotto da Tecnisoft s.a.s. – Prato – Codice Licenza 7188**; nel rispetto della vigente normativa tecnica “D.M. 17/01/2018”. Per la caratterizzazione geologica dei terreni si è fatto riferimento alla relazione geologica parte integrante del progetto definitivo.



2 Normativa di riferimento

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo sono le “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17/01/2018. Si farà inoltre riferimento alle seguenti norme:

- Circolare esplicativa del 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale del 17 gennaio 2018”;
- Euro codice 2 “Design of concrete structures”.
- Euro codice 4 “Design of composite steel and concrete structures”.
- Euro codice 7 “Geotechnical design”.
- Euro codice 8 “Design of structures for earthquake resistance”.



3 Aspetti geologici

3.1 Inquadramento geologico-geomorfologico

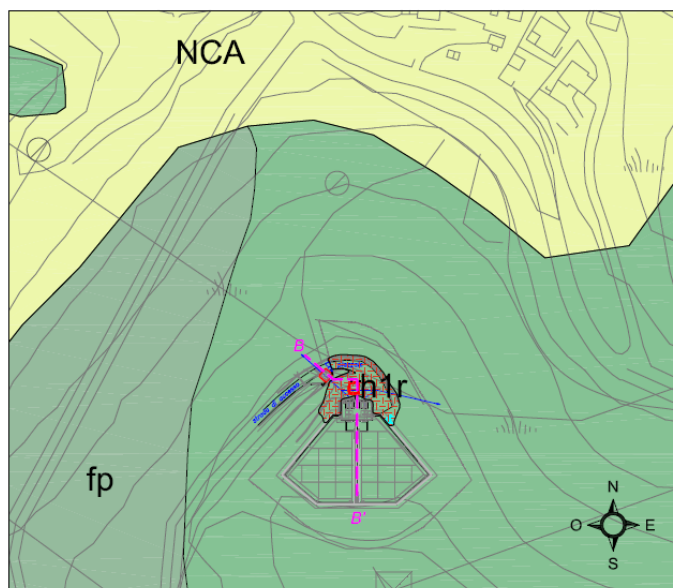
Il settore in studio abbraccia numerose formazioni riconducibili al basamento ercinico e precambriano, costituito da litotipi metamorfici e intrusivi: i primi, si ritrovano solo nel quadrante nord-orientale (Complesso metamorfico di alto grado, *Carmignani et Alii* – 1994) e da un imponente complesso granitoide (Batolite Sardo-Corso) che affiora senza soluzione di continuità a formare un vasto altopiano tra Nuoro e Alà dei Sardi, che si interrompe nella Sardegna centro-orientale in corrispondenza del complesso metamorfico di basso e medio grado (Falde Esterne) e riaffiora all'estremità sud-orientale. Il Complesso metamorfico di alto grado, i cui protoliti granitoidi sono riferibili al Precambriano, affiora in modo discontinuo e poco esteso, a nord della linea Posada Asinara, nella quale ricade la regione in studio: detta linea è interpretata come il limite del sovrascorrimento della falda cristallina sulle sottostanti metamorfiti di medio e basso grado. Gli affioramenti sono riferibili al complesso magmatico e suddivisi in prima istanza in metatessiti e diatessiti, originatesi in ambiente anatettico, caratterizzate da una distinzione abbastanza agevole tra leucosoma e paleosoma. La messa in posto dell'ammasso intrusivo è da ricondursi all'Orogenesi Ercinica, che ha interessato l'Europa meridionale nel Paleozoico, fra il Carbonifero superiore e il Permiano inferiore (307-275 M.a.), risultando pertanto contemporanea alla tettonica distensiva post-collisionale che ha interessato l'intera catena ercinica, della quale la Sardegna rappresenta un segmento. La massa magmatica ha subito un lento raffreddamento ipogeo, dando luogo alla cristallizzazione di magmi residuali granitoidi, diversificati in numerose litofacies, delle quali nell'area circostante a quella in studio affiora quella monzogranitica, differenziata in diverse unità.

Nell'area in studio risultano poco evidenti o addirittura assenti segni diretti dell'Orogenesi Caledoniana, mentre l'Orogenesi Alpina pare aver ringiovanito le lineazioni tettoniche erciniche dirette NNW-SSE e generato strutture dirette principalmente N-S e NNE-SSW. Il batolite, sotto il profilo geomorfologico, evidenzia un'ampia paleo-superficie (Carta Geomorfologica della Sardegna – Scala 1:500.000) denudata per erosione dei sedimenti epimetamorfici paleozoici costituenti la "roccia incassante" del magma. In entrambi i litotipi la permeabilità è apprezzabile quasi esclusivamente per fratturazione, soprattutto nelle porzioni più superficiali, dove la generale decompressione dell'ammasso amplia l'apertura delle diaclasi, favorendo l'infiltrazione delle acque meteoriche e dando origine a falde freatiche locali di modesta importanza.



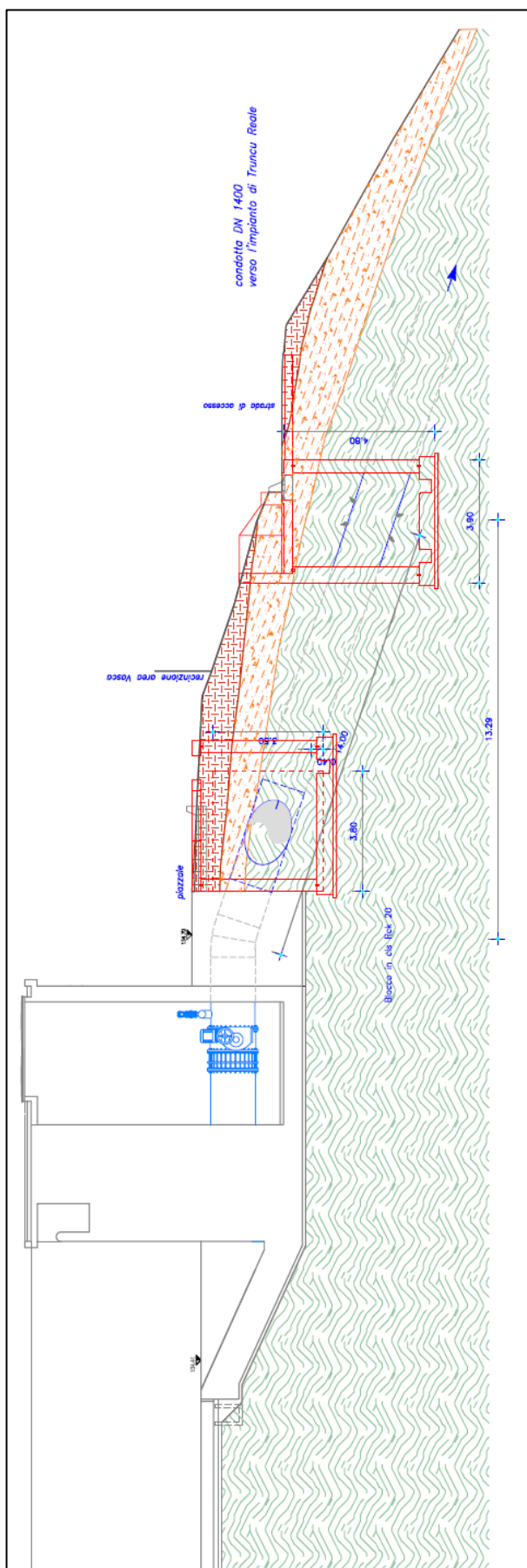
3.2 Litostratigrafia

La vasca di Casteldoria occupa un'area a mezza costa dello sperone roccioso modellato sulle metamorfiti di alto grado, in facies di micascisti. Data la modesta entità delle opere in progetto, la presenza di un substrato lapideo, a tratti sub-affiorante, e la disponibilità degli elementi stratigrafici ricavati dal pozzetto geognostico realizzato per le verifiche sulla fondazione della vasca, si è ritenuta chiara la stratigrafia del sedime. L'assetto litostratigrafico locale, come anticipato, è stato in parte ricavato da un pozzetto geognostico realizzato sul lato est della vasca (Tav.D3.1 – Tavola di progetto definitivo), durante la verifica delle dimensioni della fondazione: esso mostra uno spessore di riporto pari a circa 0.90 metri, poggiante sulla coltre di alterazione dei micascisti spessa circa 0.80 metri. Nel primo caso si tratta, come detto, di materiali che provengono probabilmente dallo sbancamento e si compongono di clasti metamorfici, caotici e immersi in abbondante matrice sabbioso-limosa debolmente addensata, di colore nocciola. La coltre di alterazione è rappresentata dall'orizzonte roccioso allentato e destrutturato, che passa senza evidenti soluzioni di continuità da una consistenza lapidea ad un livello sabbioso-ghiaioso con taluni clasti ancora ben conservati. Alla base di tale coltre, ossia all'incirca sul fondo del pozzetto (-2 metri), si ritrova la roccia sana, lapidea e tenace, sebbene fortemente fratturata. L'assetto litostratigrafico complessivo, esemplificato mediante il profilo riportato nella sezione nella Tavola D3.2, evidenzia uno spessore di riporto ovviamente crescente verso valle a regolarizzare l'originario profilo di versante: trattandosi di materiali sciolti o debolmente addensati, sono esposti al rischio di dilavamento lungo le scarpate del rilevato, nonostante siano ben vegetate.





"Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale"
Progetto esecutivo



Litotipo	Descrizione geologica - litologica	Descrizione geologica - litologica
Riparto 	Da sciolto a debolmente addensato e semicoerente. Mediamente attritivo e facilmente dilavabile. Scavabile con facilità.	Materiale di regolarizzazione del piazzale e dello stradello di accesso. Alla base presenza di suolo limoso rimaneggiato, con presenza di matrice vegetale nerastra.
Litotipo 1 	Litofacies sabbioso ghiaiosa. In matrice limoso-argillosa, da sciolta a semicoerente. Presenta una discreta resistenza al taglio, che migliora in profondità. Scavabile agevolmente.	Facies alterita dei micascisti: litotipo autoctono, con grado di alterazione crescente verso la superficie, e debole soluzione di continuità tra roccia sana e oltre localmente distrutturata in sabbione ghiaioso, con clasti accuminati e scaglioli.
Litotipo 2 	Parametri determinati a scala dell'ammasso. Elevata resistenza al taglio; comportamento rigido ed elastico, con compressibilità modesta. Scavabilità scarsa.	Micascisti intensamente fratturati, con evidenti piani di scistosità, talora a franapoggio che scompongono l'ammasso in blocchi assai appiattiti, alterati in superficie. Colore bruno.



4 Modellazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica è stata realizzata sulla base di dati disponibili da letteratura, evidenze legate all'esposizione di porzioni di roccia in aree adiacenti quelle di progetto e un pozzetto esplorativo realizzato in sito. In quest'ultima fase è stato prelevato un campione per l'esecuzione di prove di laboratorio.

Dallo studio geologico allegato al presente progetto è dunque possibile definire un quadro completo in merito alla caratterizzazione geotecnica dei siti coinvolti.

Quanto evidenziato ha portato alla definizione dei seguenti litotipi nell'area di progetto:

- Riporto e suolo: riporto eterogeneo ottenuto dai detriti di sbancamento, sciolti o debolmente addensati, caratterizzati da un buon angolo di resistenza al taglio. Facilmente dilavabile e compressibile se non adeguatamente costipato;
- Litotipo Cd1: coltre alteritica dei micascisti, composta dai prodotti di disfacimento della roccia madre, da sabbioso-ghiaiosi, sciolti a semilapidei. Perlopiù si tratta di sedimenti semicoerenti ed attritivi, ben addensati e scarsamente compressibili. Il colore varia da bruno a nocciola chiaro;
- Litotipo Cd2: Micascisti intensamente fratturati con evidenti piani di scistosità, da debolmente alterati a sani. A scala dell'ammasso i parametri di resistenza a taglio efficace sono stati attribuiti mediante criterio di Hoek e Brown, sulla base dei rilievi strutturali di superficie. Sia l'angolo di attrito che la coesione sono elevati in assoluto. La compressibilità è pressoché nulla.

Sul campione prelevato dal sondaggio esplorativo in sito, è stata applicata una caratterizzazione dell'ammasso mediante il criterio di Hoek Brown. A differenza di quanto avviene per le terre, negli ammassi rocciosi la resistenza al taglio non può generalmente essere descritta con il criterio di rottura di Coulomb.

Risultati indagini su roccia mediante criterio di Hoek-Brown

Litotipo	GSI	σ_c	m_i	D	c' [kPa]	φ [°]
Micascisti Casteldoria	45	75	29	0,8	273	45

Sintesi dei litotipi usati per il modello geotecnico del sito di Casteldoria

LITOTIPO	DESCRIZIONE LITOTIPO	
Suolo e riporto	Strato di riporto superficiale	
Cd1	Coltre alteritica dei micascisti composta dai prodotti di disfacimento della roccia madre, da sabbiosi-ghiaiosi sciolti a semi-lapidei.	
Cd2	Micascisti intensamente fratturati con evidenti piani di scistosità da debolmente alterati a sani.	



“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -
 Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -
 Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”
 Progetto esecutivo

A seguire il modello geotecnico di progetto i cui parametri meccanici sono sopra riportati.

Modellazione geotecnica di progetto

MODELLAZIONE GEOTECNICA									
LITOTIPO	γ_{NAT} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	E_i [Mpa]	ν [/]	ρ_h [kg/cm ³]	
Suolo e riporto	16,0	/	24,0	0,0	/	2,0	0,25	1,0	
Cd1	18,5	/	26-27	5,0	/	15,0	0,3	4,0	
Cd2	26,5	26,5	45,0	270,0	/	150,0	0,20	35,0	

A seguire il modello geotecnico utilizzato per la verifica geotecnica delle opere di progetto nel sito di Casteldoria.

Modello geotecnico di progetto relativo alle opere strutturali di Casteldoria.

Stratigrafia di progetto	
Quota sotto il p.c. [m]	Litotipo
0,0	Strato di riporto superficiale
0,5	
0,9	
1,0	Coltre alteritica dei micascisti
1,5	
1,7	
2,0	Micascisti intensamente fratturati con evidenti piani di scistosità da debolmente alterati a sani.
2,5	
3,0	
3,2	
3,5	
4,0	
4,5	
5,0	
5,5	
6,0	
6,5	
7,0	
7,1	
7,5	
8,0	
8,1	
8,5	
9,0	
9,5	
10,0	



5 Caratterizzazione sismica del sito

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento VR della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

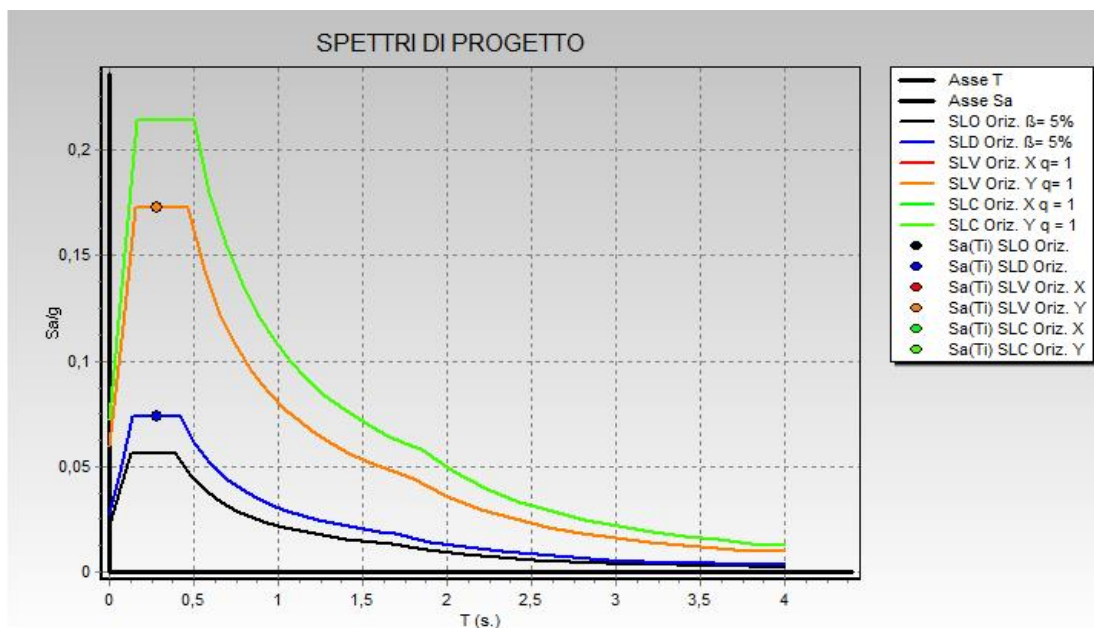
Nel presente progetto, l'azione sismica è stata valutata tenendo conto dei seguenti parametri:

- tabella di riferimento Tabella 2 per le isole: Sardegna
- classe d'uso: Seconda (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale 50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);



- categoria di suolo: B (Punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018);
- categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di condizione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

Considerando tali valori si ottengono i seguenti spettri di risposta elastici che nel caso in esame, visto l'uso del fattore di struttura q pari ad 1 coincidono con gli spettri di risposta di progetto:



Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che la struttura è di limitata altezza, approssimativamente simmetrica nelle due direzioni e che i modi superiori sono trascurabili, si è optato per l'analisi statica lineare equivalente con spettro elastico di progetto e fattore di struttura. Nell'analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma

L'analisi sismica statica è stata svolta imponendo, come da normativa, un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate come ingresso del sisma. Tali forze, applicate in corrispondenza dei nodi, sono calcolate mediante l'espressione:

$$F_i = S_d(T_1) \times W \times \frac{L}{g} \times \frac{z_i \times W_i}{\sum z_j \times W_j}$$

dove:

F_i è la forza da applicare al nodo i



$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso sismico complessivo della costruzione

L è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha meno di tre piani e se $T_1 < T_c$,
pari ad 1,0 negli altri casi

g è l'accelerazione di gravità

W_i e W_j sono i pesi delle masse sismiche ai nodi i e j

z_i e z_j sono le altezze dei nodi i e j rispetto alle fondazioni.

5.1 Determinazione della categoria sismica di sottosuolo

Per il presente progetto, così come previsto dalle NTC 2018 (normativa tecnica nazionale in vigore – Paragrafo 3.2.2 “categorie di sottosuolo e condizioni topografiche”) per valutare l'effetto della risposta sismica locale si è fatto riferimento all'approccio semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo attraverso la misura della $V_{s,30}$:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

determinata a partire da prova sismica tipo MASW, condotta in corrispondenza delle aree di progetto. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale e delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo di cui al 6.2.2. In tal senso, l'esito della prova ha restituito una $V_{s,30}$ pari a 366 m/s per cui la categoria sismica di progetto è stata considerata la categoria B:

“Rocce Tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.” Per tutti i dettagli della prova si faccia riferimento all'elaborato progettuale R.21-ENAS539Rsge174R1 “Relazione Geologica”: paragrafo 2.5.1 ed allegato tecnico.



*“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”*
Progetto esecutivo



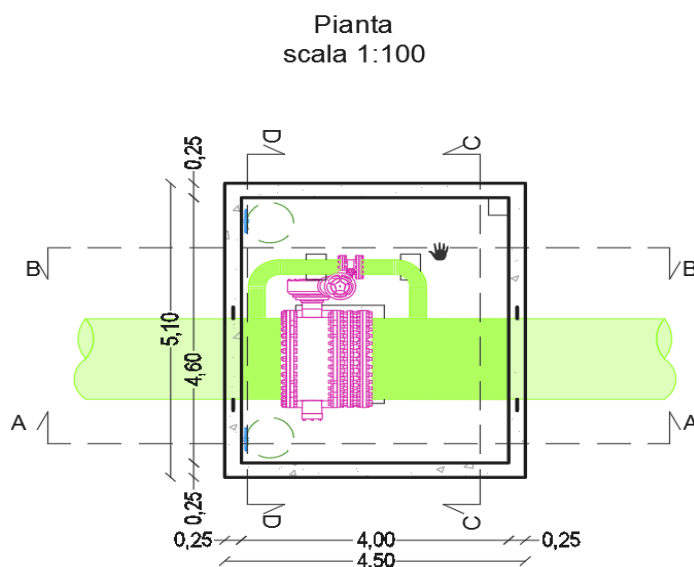
6 Descrizione delle opere

6.1 Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento della derivazione dall'acquedotto di arrivo per il nuovo ingresso in vasca

Il presente progetto prevede il rifacimento dello schema idraulico della vasca di Casteldoria. In particolare, si prevede la realizzazione di un nuovo tratto di condotta in arrivo dal sollevamento di S.M. Coghinas fino all'estremità sud delle vasche cioè sul lato opposto rispetto alle prese previste all'interno della camera di manovra. Al fine di poter sezionare la condotta in acciaio DN 1400, in arrivo dal sollevamento di S.M. Coghinas, si prevede la realizzazione di un pozzetto per l'alloggio di una valvola di sezionamento a farfalla DN1400.

Il pozzetto è realizzato in c.a. ed ha dimensioni interne in pianta di 4,00 m x 4,60 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,25 m e l'altezza interna netta del pozzetto è pari a 3,45m.

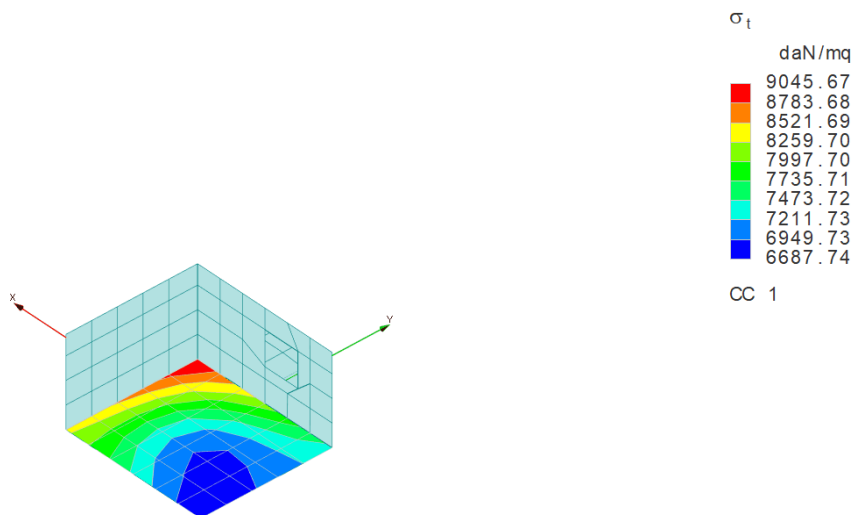
La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle dimensioni 4.50 m x 5.10 m e spessore pari a 0.50 m. **Nell'ALLEGATO A - ELABORATO R.11.2-ENAS539Rst011R2 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio** che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto ed in fondazione e il dimensionamento delle armature. In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.



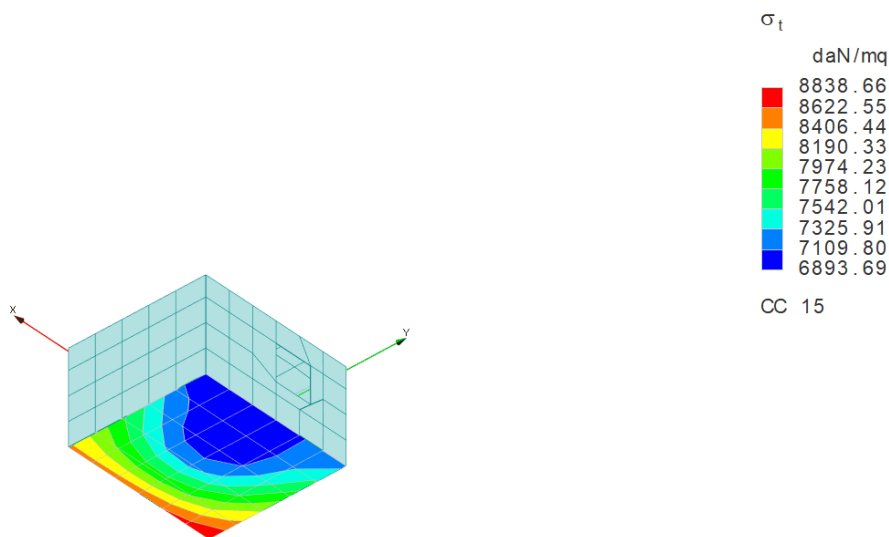


6.1.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto per l'alloggiamento della derivazione dell'acquedotto di arrivo per il nuovo ingresso in vasca. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC 1 SLV



Tensioni sul terreno nella CC 15 delle SLV



6.1.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche
Verifiche in condizioni drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _q	s _c	s _g	d _q	d _c	i _q	i _c	i _g	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
17	222433	0.00	123.03	3287.01	-923.61	4.47	5.09	1.51	2.02	0.49	1.12	1.12	1.00	1.00	1.00	10439100.00	103311000.0	464.46

Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento
Verifiche in condizioni drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R _d <daN>	Sic.
17	222433.0	0.00	123.03	760919.00	6184.72

Cedimenti

CC	N <daN>	q _{es} <daN/m> q>	Ced <cm>
1	189979.00	8277.96	0.16
1	172708.00	7525.42	0.14
2	172708.00	7525.42	0.14
3	189979.00	8277.96	0.16
3	172708.00	7525.42	0.14
4	172708.00	7525.42	0.14
5	189979.00	8277.96	0.16
5	172708.00	7525.42	0.14
6	172708.00	7525.42	0.14
7	189979.00	8277.96	0.16
7	172708.00	7525.42	0.14
8	172708.00	7525.42	0.14
9	189979.00	8277.96	0.16
9	172708.00	7525.42	0.14
10	172708.00	7525.42	0.14
11	189979.00	8277.96	0.16
11	172708.00	7525.42	0.14
12	172708.00	7525.42	0.14
13	189979.00	8277.96	0.16
13	172708.00	7525.42	0.14
14	172708.00	7525.42	0.14



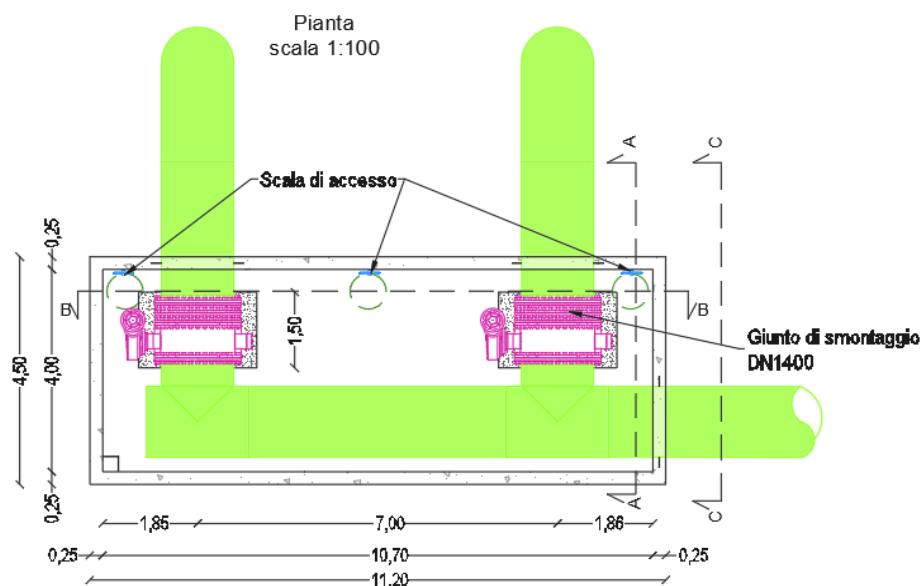
15	189979.00	8277.96	0.16
15	172708.00	7525.42	0.14
16	172708.00	7525.42	0.14
17	222433.00	9692.07	0.18
18	183781.00	8007.90	0.15
19	175872.00	7663.27	0.15
20	172708.00	7525.42	0.14

6.2 Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento delle immissioni nelle due vasche a monte delle stesse

Il presente progetto prevede che l'ingresso della portata avvenga su entrambe le vasche. A tale scopo, la nuova condotta di arrivo, si dirama in due distinti tratti prima dell'ingresso nelle vasche. Ciascuno dei due tratti di ingresso è dotato di valvola di sezionamento a farfalla DN1400 che, in caso di necessità, permette di sezionare l'uno o l'altro tratto.

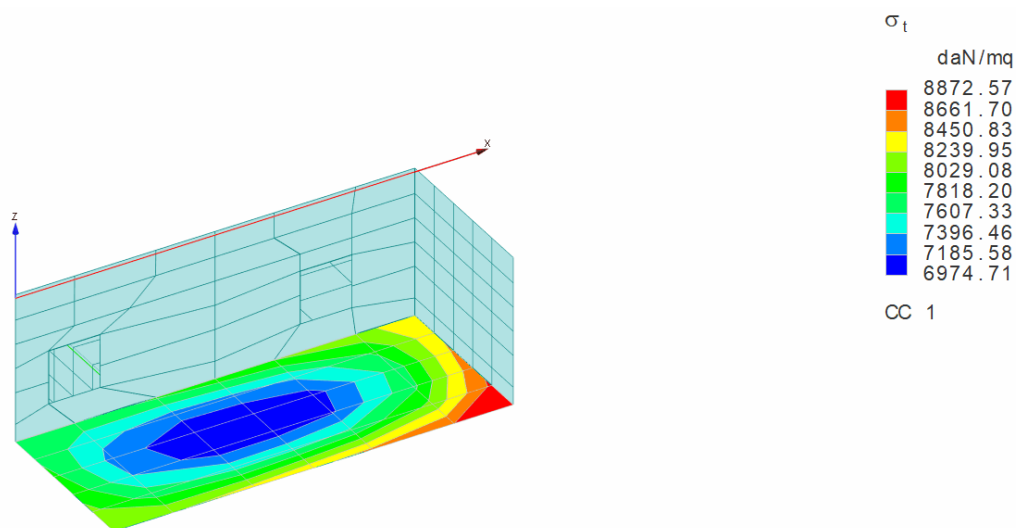
Le valvole di sezionamento sono ubicate all'interno di un pozzetto in c.a. avente dimensioni interne in pianta di 4,00 m x 10,70 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,25 m e l'altezza interna netta del pozzetto è pari a 2,60 m.

La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle dimensioni 11.2 m x 4.50 m e spessore pari a 0.50 m. **Nell'ALLEGATO A - ELABORATO R.11.3-ENAS539Rst011R2 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio** che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto e in fondazione e il dimensionamento delle armature. In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.

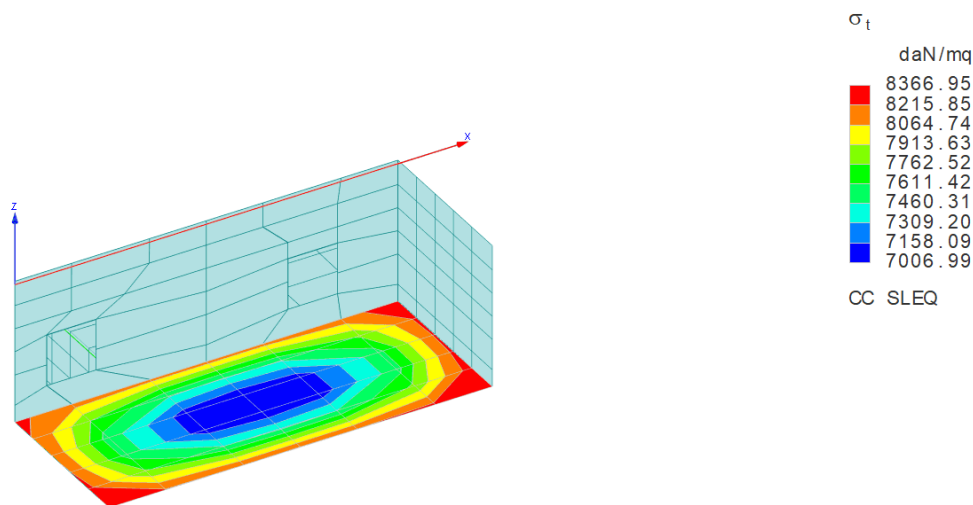


6.2.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto in c.a. per l'alloggiamento delle immissioni nelle due vasche a monte delle stesse. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC 1 SLV



Tensioni sul terreno nella CC delle SLEQ

6.2.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche
Verifiche in condizioni drenate

CC	N <daN>	T _x <daN>	T _y <daN>	M _x <daNm>	M _y <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _q	s _c	s _g	d _q	d _c	i _q	i _c	i _g	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
17	422172	-0.00	8.16	1609.57	-1119.35	4.49	10.79	1.24	1.49	0.76	1.16	1.16	1.00	1.00	1.00	9236310	194741000	461.28

Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento

CC	N <daN>	T _x <daN>	T _y <daN>	R _d <daN>	Sic.
1	401074.00	-7757.76	-2318.35	1531320.00	189.13
3	401074.00	-7757.76	2336.31	1534440.00	189.39
5	401074.00	7757.75	-2318.35	1532520.00	189.28
7	401074.00	7757.75	2336.31	1535640.00	189.54
9	401074.00	-2327.33	-7748.77	1517730.00	187.59
11	401074.00	2327.32	-7748.77	1518890.00	187.73
13	401074.00	-2327.33	7766.74	1520870.00	187.58
15	401074.00	2327.32	7766.74	1522040.00	187.72



Cedimenti

CC	N <daN>	q _{es} <daN/m q>	Ced <cm >
1	401074.00	8252.55	0.20
1	364613.00	7502.32	0.18
2	364613.00	7502.32	0.18
3	401074.00	8252.55	0.20
3	364613.00	7502.32	0.18
4	364613.00	7502.32	0.18
5	401074.00	8252.55	0.20
5	364613.00	7502.32	0.18
6	364613.00	7502.32	0.18
7	401074.00	8252.55	0.20
7	364613.00	7502.32	0.18
8	364613.00	7502.32	0.18
9	401074.00	8252.55	0.20
9	364613.00	7502.32	0.18
10	364613.00	7502.32	0.18
11	401074.00	8252.55	0.20
11	364613.00	7502.32	0.18
12	364613.00	7502.32	0.18
13	401074.00	8252.55	0.20
13	364613.00	7502.32	0.18
14	364613.00	7502.32	0.18
15	401074.00	8252.55	0.20
15	364613.00	7502.32	0.18
16	364613.00	7502.32	0.18
17	422172.00	8686.66	0.21
18	367946.00	7570.91	0.18
19	365565.00	7521.92	0.18
20	364613.00	7502.32	0.18

6.3 Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento del by-pass della vasca

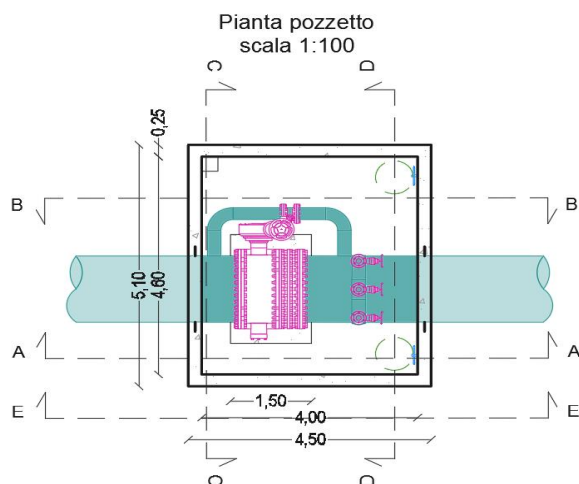
Qualora vi sia la necessità di by-passare l'ingresso delle portate alla vasca di Casteldoria è prevista una condotta in acciaio DN1400 di by-pass dotata di valvola di sezionamento a farfalla.

La valvola è ubicata all'interno di un pozzetto realizzato in c.a. ed ha dimensioni interne in pianta di 5.10 m x 4,50 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,25 m e l'altezza interna netta del pozzetto è pari a 3,65 m.

La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle dimensioni 4.50 m x 5.10 m e spessore pari a 0.50 m. **Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.11.1-**

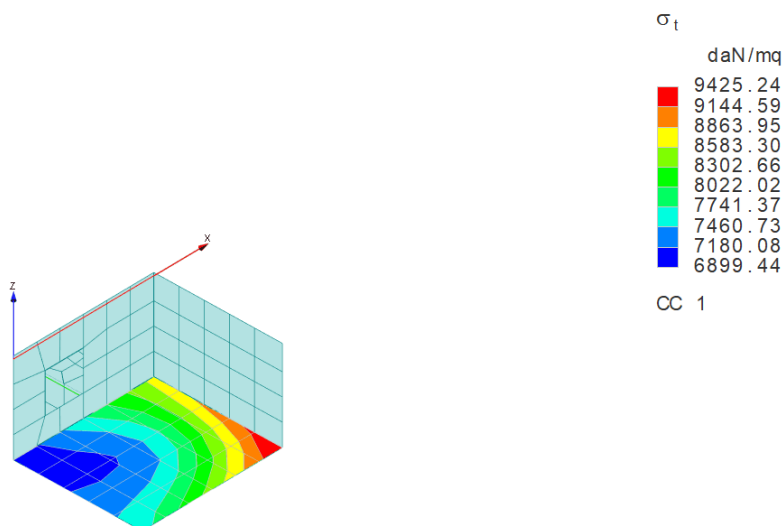


ENAS539Rrst011R2 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto e in fondazione e il dimensionamento delle armature della platea. In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.

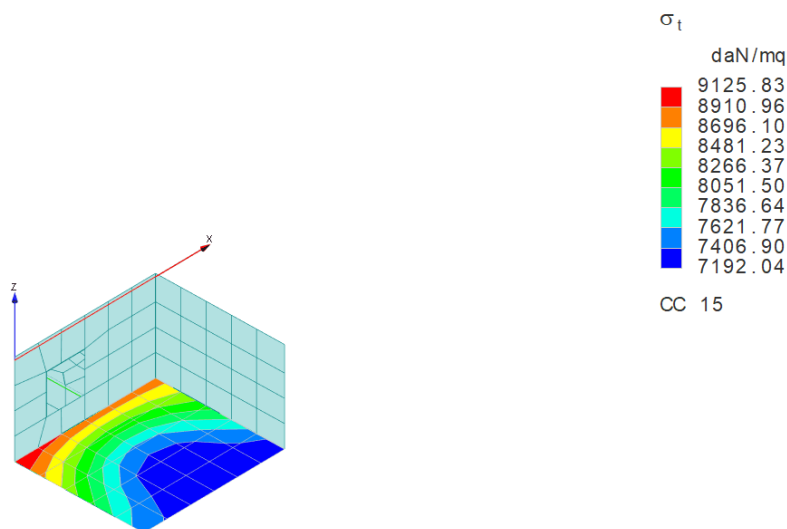


6.3.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate da pozzetto in c.a per l'alloggiamento del by-pass della vasca principale. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC 1 SLV



Tensioni sul terreno nella CC 15 delle SLV

6.3.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

A seguire la sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche relative alla peggiore combinazione di carico agli SLU.

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche
Verifiche in condizioni drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _q	s _c	s _g	d _q	d _c	i _q	i _c	i _g	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
17	229849.0	-0.00	0.00	3235.59	-2279.51	4.47	5.08	1.51	2.03	0.49	1.13	1.13	1.00	1.00	1.00	10674400.00	105434000.0	458.71

Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento
Verifiche in condizioni drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R _d <daN>	Sic.
17	229849.0	-0.00	0.00	766571.00	163508000.0

Cedimenti

CC	N <daN>	q _{es} <daN/m>	Ced <cm>
1	197521.00	8606.60	0.18
1	179565.00	7824.18	0.16
2	179565.00	7824.18	0.16



*“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”*
Progetto esecutivo

3	197521.00	8606.60	0.18
3	179565.00	7824.18	0.16
4	179565.00	7824.18	0.16
5	197521.00	8606.60	0.18
5	179565.00	7824.18	0.16
6	179565.00	7824.18	0.16
7	197521.00	8606.60	0.18
7	179565.00	7824.18	0.16
8	179565.00	7824.18	0.16
9	197521.00	8606.60	0.18
9	179565.00	7824.18	0.16
10	179565.00	7824.18	0.16
11	197521.00	8606.60	0.18
11	179565.00	7824.18	0.16
12	179565.00	7824.18	0.16
13	197521.00	8606.60	0.18
13	179565.00	7824.18	0.16
14	179565.00	7824.18	0.16
15	197521.00	8606.60	0.18
15	179565.00	7824.18	0.16
16	179565.00	7824.18	0.16
17	229849.00	10015.20	0.21
18	190638.00	8306.66	0.17
19	182729.00	7962.03	0.17
20	179565.00	7824.18	0.16



7 Verifiche geotecniche delle opere di fondazione diretta

7.1 Generalità

Nel presente paragrafo vengono riportate le teorie di calcolo e i risultati delle verifiche geotecniche delle fondazioni di progetto. Si riporta pertanto quanto prescritto in merito dalla nuova NTC 2018.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni dirette devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1 – $E_D < R_D$] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Nel caso specifico la NTC 17/01/2018 prescrive che:

- la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 ($A_2 + M_2 + R_2$) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e parametri geotecnici, e nella tabella 6.8.I per le resistenze globali.
- Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione ($A_1 + M_1 + R_3$), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Per la nuova normativa inoltre, nelle verifiche nei confronti degli SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere tenuto in conto.

7.2 Metodologia di calcolo del carico limite

Tra le verifiche allo stato limite di tipo geotecnico rientra la verifica del carico limite del terreno di fondazione.

La resistenza offerta dal terreno nei confronti dei carichi trasmessi da una sovrastruttura dipende da una serie di fattori sia interni, facenti parte cioè della natura costitutiva del terreno, che esterni, quali ad esempio le caratteristiche



geometriche della fondazione, il livello della falda idrica e le condizioni di stress al contorno.

Nella sostanza il modello reologico del terreno di fondazione influenza in maniera determinante il suo comportamento sotto carico statico e/o dinamico.

Nella pratica geotecnica, così come nel presente studio, si adotta l'ipotesi di comportamento rigido-plastico; si assume, cioè, che prima della rottura, il terreno, non subisca alcuna deformazione apprezzabile, deformazione che si manifesta contemporaneamente lungo tutti i punti della superficie.

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno. Le verifiche sono state condotte secondo la seguente teoria:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove:

Caratteristiche geometriche della fondazione:

- q = carico sul piano di fondazione
- B = lato minore della fondazione
- L = lato maggiore della fondazione
- D = profondità della fondazione
- α = inclinazione base della fondazione
- γ = peso specifico del terreno
- B' = larghezza di fondazione ridotta = B - 2 eB
- L' = lunghezza di fondazione ridotta = L - 2 eL

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

- H = risultante delle forze orizzontali
- N = risultante delle forze verticali
- eB = eccentricità del carico verticale lungo B
- eL = eccentricità del carico verticale lungo L
- F_{hB} = forza orizzontale lungo B
- F_{hL} = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

- β = inclinazione terreno a valle
- c = Cu = coesione non drenata (condizioni non drenate)
- c = c' = coesione drenata (condizioni drenate)
- γ = peso specifico apparente (condizioni non drenate)
- $\gamma = \gamma'$ = peso specifico sommerso (condizioni drenate)
- $\phi = 0$ = angolo di attrito interno (condizioni non drenate)
- $\phi = \phi'$ = angolo di attrito interno (condizioni drenate)



Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi + \tan \phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchy-Meyerhof})$$

$$Ng = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'} \quad \text{in condizioni drenate} \quad (\text{Reissner-Meyerhoff})$$

$$N_c = 5,14 \quad \text{in condizioni non drenate}$$

Indici di rigidezza (condizioni drenate):

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan \phi'} \quad \text{indice di rigidezza}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad \text{modulo elastico tangenziale}$$

E = modulo elastico normale

μ = coefficiente di Poisson

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp \left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)} \right] \quad \text{indice di rigidezza critico}$$

coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Yq = Yg = \exp \left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2Ir)}{1 + \sin \phi'} \right]$$

In condizioni drenate, per $I_r \leq I_{cr}$

$$Yc = Yq - \frac{1 - Yq}{Nq \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$ig = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'} \right)^{m+1}$$

$$iq = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c * \tan \phi'} \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$ic = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc} \quad \text{in condizioni non drenate}$$

essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$



$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$dc = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni non drenate}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni non drenate}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7 \alpha \tan \phi)$$

$$b_c = b_q = \exp(-2 \alpha g \phi') \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$b_c = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni non drenate}$$

$$b_q = 1 \quad \text{in condizioni non drenate}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni non drenate}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni non drenate}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$sc = 1 + \frac{B'}{L'} \frac{Nq}{Nc}$$

La verifica di sicurezza è condotta verificando che la sollecitazione instabilizzante sia minore o al più uguale a quella stabilizzante.



7.3 Verifica allo scorrimento

Tra le verifiche agli SLU di tipo geotecnico rientra anche quella allo scorrimento sul piano di posa. La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di fondazione, che, a seconda della direzione, ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Un'ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione. Le forze destabilizzanti sono costituite dalle componenti di sforzo di taglio lungo il piano di scorrimento, nelle direzioni x ed y, mentre le forze stabilizzanti sono costituite dal peso proprio del manufatto e dal risultante delle forze verticali esterne in fondazione, moltiplicate per un coefficiente di attrito lungo il piano di scorrimento f. La verifica allo scorrimento delle fondazioni superficiali è stata condotta calcolando la resistenza limite secondo la seguente relazione, che tiene in conto sia il contributo ad attrito che quello coesivo:

$$V_{res} = N \cdot (\tan(\varphi_l) / G_f / G_r)$$

Dove

$V_{res} =$	Resistenza allo scorrimento dell' elemento strutturale
$N =$	Scarico verticale
$\tan(\varphi_l) / G_f / G_r =$	Coeff. Attrito di progetto

Come detto in precedenza, la verifica è stata condotta secondo l'Approccio 2:

Combinazione 2: (A1+M1+R3)

Per quanto riguarda i coefficienti moltiplicativi delle sollecitazioni valgono le considerazioni riportate nel precedente paragrafo.

La verifica di sicurezza è condotta verificando che la sollecitazione instabilizzante sia minore o al più uguale a quella stabilizzante.

7.4 Calcolo delle tensioni nel sottosuolo e dei cedimenti

Alla base del calcolo delle tensioni (e quindi dei cedimenti) c'è l'ipotesi di carattere cinematico in cui si afferma che un elemento al di sotto della fondazione si deforma solo in direzione verticale, senza contrarsi o espandersi lateralmente.

Definito quindi il modello di calcolo, il primo step della trattazione del modello è il calcolo delle tensioni per il quale si assimila in genere il sottosuolo ad un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo delimitato superiormente da un piano orizzontale che contiene in genere gli assi coordinati x, y assumendo l'asse z verticale ed orientato verso il basso, sottoposto ad una distribuzione nota di carichi e quindi trovare, per un generico punto P di coordinate x, y, z, le tensioni indotte dal carico applicato. La teoria, basata essenzialmente su un vecchio lavoro di



Boussinesq (1885), dà la distribuzione delle tensioni di un semispazio per azione di una forza applicata alla frontiera del semispazio stesso.

Si vede che l'incremento di tensione verticale σ_z per un elemento piano orizzontale passante per il punto P è funzione dell'intensità dei carichi, della legge di distribuzione del carico ed è funzione ovviamente delle coordinate del punto che consideriamo, nel senso che un sistema di carico applicato in superficie produce uno stato tensionale in tutto il sottosuolo, variabile da punto a punto, e della forma e della rigidezza della fondazione.

Avendo una forza concentrata l'incremento in direzione verticale della $\Delta\sigma_z$ in un generico punto è direttamente proporzionale alla forza e funzione delle sole coordinate del punto, quindi della geometria.

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata come segue:

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)}{V(V+V1)} + \left| \arctan \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V}}{V-V1} \right| \right]$$

con:

$$M = B / z$$

$$N = L / z$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V1 = (M \times N)^2$$

Note le tensioni nel sottosuolo è possibile procedere al calcolo dei cedimenti:

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

E = modulo elastico o edometrico (in funzione dei quali si ottengono i cedimenti immediati o i cedimenti a lungo termine);

$\sigma(z)$ = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q.



8 Verifica di stabilità dei fronti di scavo

8.1 Metodologia di calcolo secondo le NTC 2018

Nel caso di realizzazione di opere che coinvolgono pendii e fronti di scavo o rilevati è necessario condurre le verifiche di stabilità globale dello stesso secondo quanto riportato nelle NTC2018. In particolare, sono state condotte le opportune verifiche di stabilità globale secondo quanto stabilito al punto 6.2 e 6.8. del D. M. 17/01/2018.

Secondo quanto definito dalla normativa le verifiche devono accertare che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici. Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.II e 6.8.I.

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

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

Tabella 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

8.2 Metodo di calcolo

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:

- Si usano leggi costitutive semplificate: 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.

Nella presente relazione si riportano i tabulati di calcolo relativi alle sezioni più critiche per ciascuna zona di intervento.

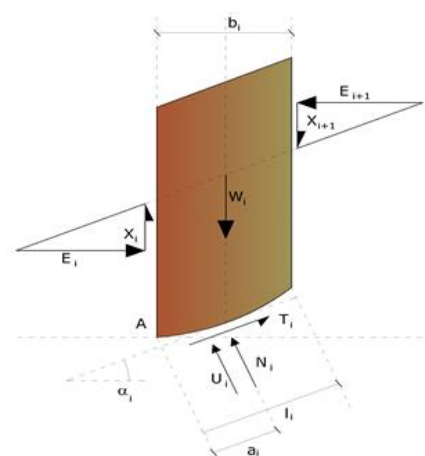
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la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

Il metodo di calcolo adottato è quello di Bishop; in tale metodo 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: 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.

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



Le equazioni usate per risolvere il problema sono:



SFv = 0, SM0 = 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 %.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

8.3 Verifica fronti di scavo: Tabulati di calcolo

MacStARS W – Rel. 4.0

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls

Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)

Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Proposta....: Pozzetto di alloggio del misuratore di portata

Sezione.....:

Località.....: Porto Torres

Pratica.....: Enas

File.....: Pozzetto di alloggio misuratore portata in uscita 8.00m

Data.....: 26/02/2019

Verifiche condotte in accordo alla normativa : NTC 2018

Verifiche di sicurezza (SLU)



CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : CAM Descrizione : Coltre alteritica dei micascisti

Coesione.....[kN/m²].....: 5.00
Angolo d'attrito.....[°].....: 26.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 18.50
Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 18.50

Terreno : MF Descrizione : Micascisti intensamente fratturati

Coesione.....[kN/m²].....: 270.00
Angolo d'attrito.....[°].....: 45.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 26.50
Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 26.50

Terreno : TR Descrizione : Terreno di riporto

Coesione.....[kN/m²].....: 0.00
Angolo d'attrito.....[°].....: 24.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 16.00
Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 16.00

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: STRATO 1

Descrizione:

Terreno : TR

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	8.00	0.00	8.20	-1.00		

Strato: STRATO 2

Descrizione:

Terreno : CAM

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-1.00	8.20	-1.00	8.40	-1.80		

Strato: STRATO 3

Descrizione:

Terreno : MF

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-1.80	8.40	-1.80	9.00	-4.60	14.10	-4.60
14.70	-1.80	25.00	-1.80				

Strato: STRATO 4

Descrizione:

Terreno : CAM

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
14.70	-1.80	14.90	-1.00	25.00	-1.00		



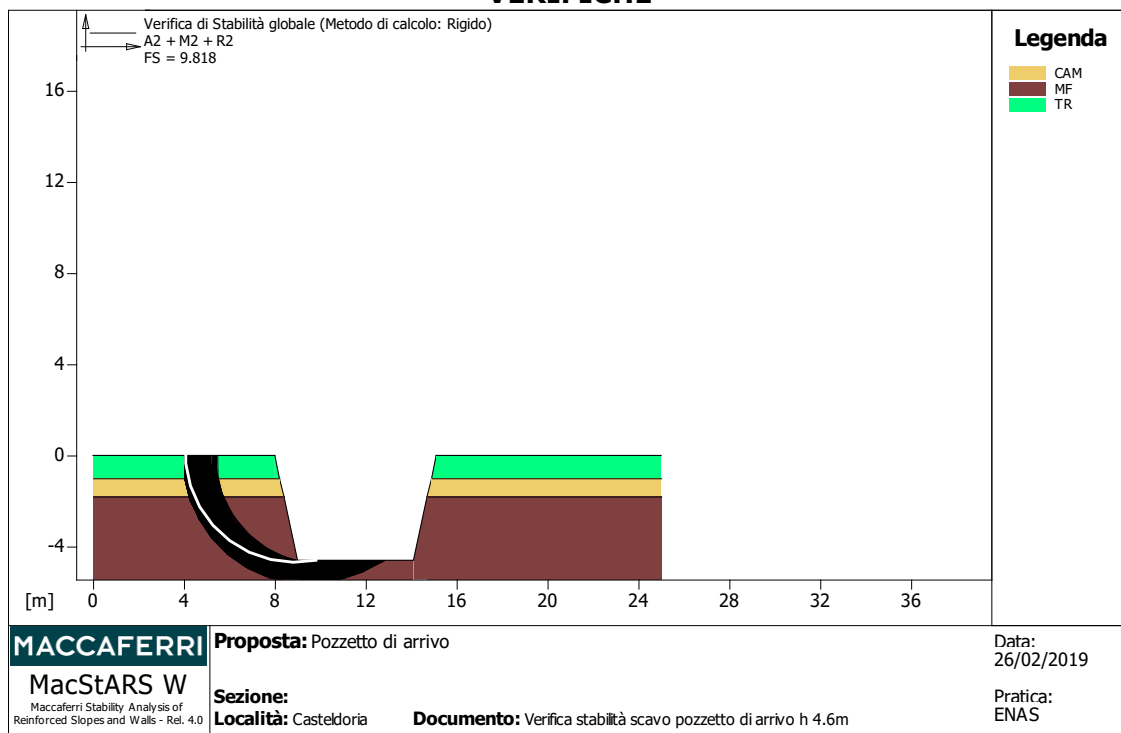
Strato: STRATO 5

Descrizione:

Terreno : TR

X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
14.90	-1.00	15.10	0.00	25.00	0.00		

VERIFICHE



Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 9.818

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]

Segmento di arrivo, ascisse [m]

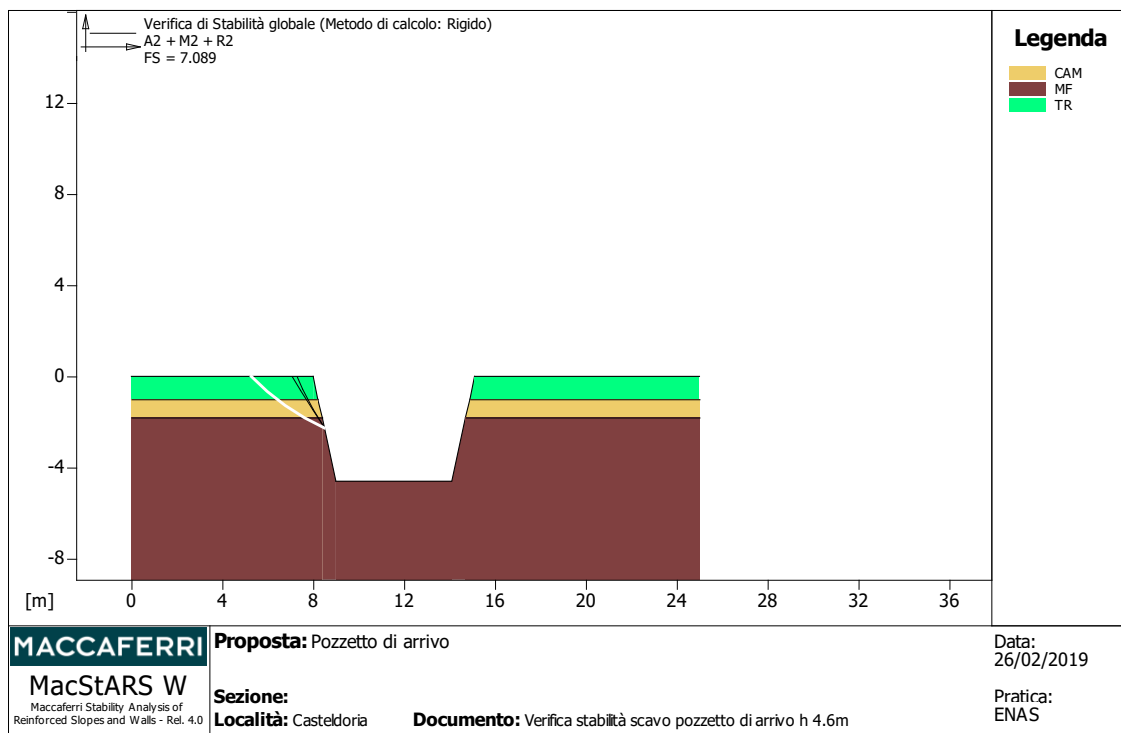
Primo punto Secondo punto Primo punto Secondo punto

4.00 8.00 9.00 13.80

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 250

Numero totale superfici di prova.....: 2500

Lunghezza segmenti delle superfici [m].....: 1.00



Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato..... : 7.089

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
4.00	8.50	8.50	13.80

La verifica è stata condotta sul pozzetto più svantaggiato, per il quale la combinazione tra profondità di scavo e i parametri geotecnici dei litotipi presenti lungo la stratigrafia, potevano indurre il coefficiente di sicurezza più basso.

Le verifiche condotte in fase esecutiva e sopra riportate, in merito alla stabilità dello scavo, sono risultate positive.