



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
Porto Torres

ID ELABORATO

R.6

SCALA

-

CODIFICA ELAB

R.6-ENAS539Rgt006R4

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.



1 Sommario

1	Sommario	1
2	Premessa	3
3	Normativa di riferimento	4
4	Aspetti geologici.....	5
4.1	Inquadramento geologico-geomorfologico	5
4.2	Litostratigrafia	6
5	Modellazione geotecnica.....	8
6	Caratterizzazione sismica del sito	11
6.1	Determinazione della categoria sismica di sottosuolo	13
7	Descrizione delle opere	14
7.1	Pozzetto di alloggio del nodo idraulico in uscita	14
7.1.1	Distribuzione delle pressioni sul terreno	15
7.1.2	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche	16
7.2	Pozzetto di alloggio del misuratore di portata in uscita	17
7.2.1	Distribuzione delle pressioni sul terreno	19
7.2.2	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche	20
7.3	Pozzetto di alloggio del nodo idraulico per il sollevamento di Porto Torres 21	
7.3.1	Distribuzione delle pressioni sul terreno	22
7.3.2	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche	23
7.4	Pozzetto di sezionamento e misura in ingresso	25
7.4.1	Distribuzione delle pressioni sul terreno	26
7.4.2	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche	27
7.5	Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento della valvola anticipatrice del colpo d'ariete	28
7.5.1	Distribuzione delle pressioni sul terreno (POZZETTO 1).....	30



7.5.2	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche Pozzetto 1	31
7.5.3	Distribuzione delle pressioni sul terreno (POZZETTO 2).....	32
7.5.4	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche Pozzetto 2.....	33
7.6	Pozzetto per l'alimentazione delle vasche dell'area del consorzio industriale	35
7.6.1	Distribuzione delle pressioni sul terreno	35
7.6.2	Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche Pozzetto 2.....	37
8	Verifiche geotecniche delle opere di fondazione diretta	39
8.1	Generalità	39
8.2	Metodologia di calcolo del carico limite.....	39
8.3	Verifica allo scorrimento	43
8.4	Calcolo delle tensioni nel sottosuolo e dei cedimenti	43
9	Verifica di stabilità dei fronti di scavo.....	45
9.1	Metodologia di calcolo secondo le NTC2018	45
9.2	Metodo di calcolo	45
9.3	Verifica fronti di scavo: Tabulati di calcolo	47



2 Premessa

Il presente progetto esecutivo si riferisce alla “Realizzazione della ristrutturazione della Vasca terminale della linea Coghinas 1° in località Porto Torres, 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.



3 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".



4 Aspetti geologici

4.1 Inquadramento geologico-geomorfologico

L'intervento ricade entro il bacino del Riu Mannu di Porto Torres il quale, allungato da SE a NW per un'area complessiva di circa 666.8 km², cinge in prevalenza i litotipi terziari della Successione Sedimentaria Oligo-Miocenica del Logudoro-Sassarese. Essi sono riconducibili alla colmata del bacino di sedimentazione, costituito dal "graben" con andamento meridiano che unisce il Golfo di Cagliari con quello dell'Asinara. Le unità litostratigrafiche del Logudoro sulle quali ricade l'estremità nord-occidentale dei territori di Porto Torres e Sassari, sono riconducibili a due cicli sedimentari marini miocenici (Mazzei e Oggiano, 1990) che giacciono sulle vulcaniti calco-alcaline oligo-mioceniche intercalate ai depositi continentali Eocenici e Oligocenici, affioranti esclusivamente alle estremità settentrionale e meridionale del settore orientale del bacino (Distretti vulcanici di Osilo-Castelsardo a N, e di Capo Marargiu a S). Il bacino sedimentario è stato fortemente condizionato dalle oscillazioni eustatiche e dall'instabilità tettonica connessa all'ambiente geodinamico terziario, e si caratterizza, a partire dal Burdigaliano superiore, per un episodio trasgressivo (in parte sui depositi delle sabbie e dei conglomerati continentali dell'Unità di Biddisari) col passaggio dal contesto continentale ad uno schiettamente marino (Unità di Monte Arana Auct.), caratterizzato da paleobatimetrie oscillanti tra i 15 e i 20 metri. *A tale unità sono attribuibili i Calcarei Inferiori Autoctoni, facies della Formazione di Mores, composta da biocalcarei detritico-organogene, da biohermali a biostromali, di colore biancastro, a tratti compatte e massive, passanti in profondità a strati più schiettamente calcarenitici, giallo-ocra, friabili e meno competenti, con livelli basali conglomeratici ricchi in clasti di quarzo e vulcaniti.* Si presentano in bancate di dimensioni talora metriche e con una giacitura prevalentemente sub-orizzontale. Il secondo ciclo sedimentario, nell'area studiata, si chiude in concomitanza con la deposizione di ambiente fluviale dell'Unità di Florinas del Langhiano superiore. Tra il Burdigaliano superiore ed il Langhiano inferiore, si registra un netto incremento delle batimetrie, con profondità comprese tra 100 e 150 metri, alle quali si depositano, in ambiente circalitorale-epibatiale, le marne siltoso-arenacee dell'Unità di Monte Lachesos, cui appartengono le Marne di Borutta (Funedda, Oggiano & Pasci, 2000) che affiorano estesamente su tutto il settore centro-orientale del bacino in studio. Si tratta di sedimenti da marnoso-arenacei a marnosi, massivi e ben cementati, di colore grigio giallastro con livelli riccamente fossiliferi.

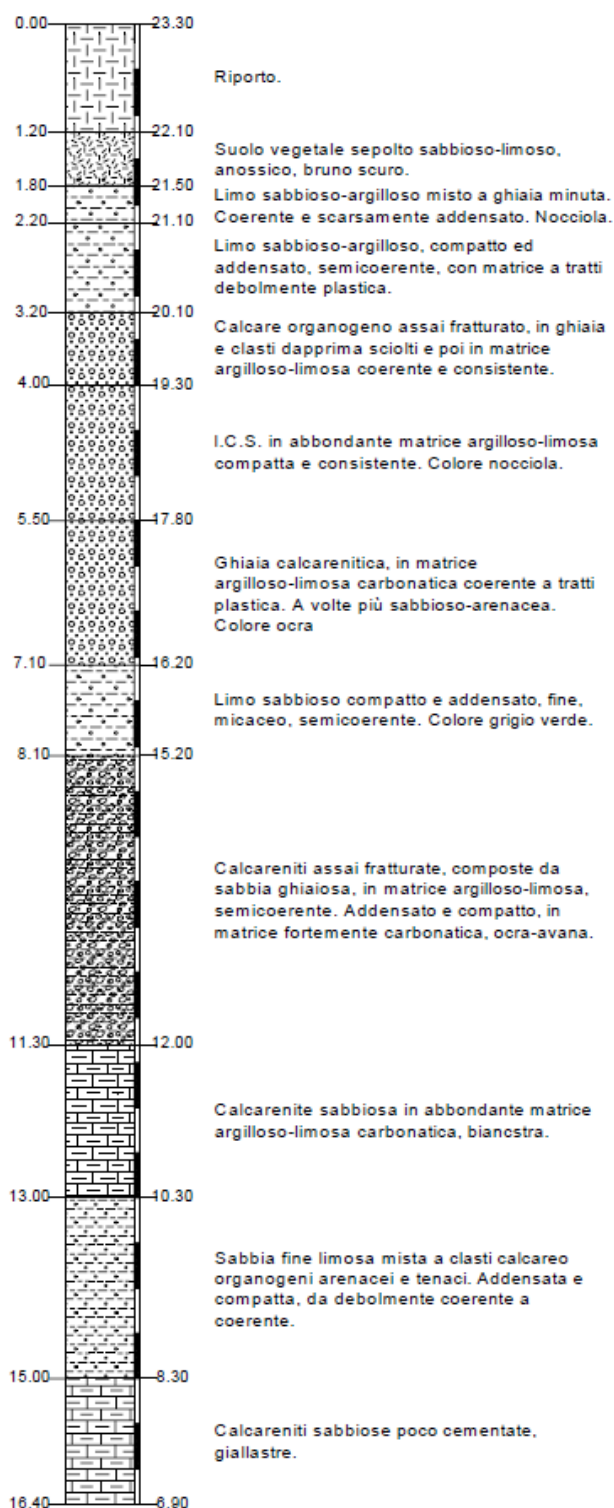


4.2 Litostratigrafia

La campagna di indagini è consistita nella realizzazione di un sondaggio a carotaggio continuo (SPT1), spinto sino alla profondità di 16,40 metri, di cui 15,00 campionati in cassetta. L'ubicazione della perforazione, riportata nella Tavola D3.1 in allegato al progetto definitivo a base di gara, è scaturita dall'ipotesi progettuale iniziale che prevedeva in quel punto la realizzazione di una struttura interrata, in aderenza all'attuale camera di manovra posta tra la vasca ed il torrino piezometrico. Il sondaggio evidenzia la presenza, nei primi 1,20 metri, del tout venant utilizzato per regolarizzare il piazzale, e ripristinare le quote originarie, alterate dallo "svaso" necessario alla realizzazione della vasca, steso su 2,30 metri di sabbie e limi, debolmente clastici, da semicoerenti a coerenti, con matrice argillosa mediamente consistente, a tratti plastica. In profondità, invece, sono ben individuabili alcune facies di alterazione dei calcari bioclastici, inizialmente limoso-sabbiose, con abbondanti clasti calcarei, talora prevalenti, debolmente legati dalla matrice. Tale alternanza si ritrova da 3,50 a 7,10 metri di profondità, con variazioni contenute che interessano esclusivamente la matrice, variabile da limoso-sabbiosa a limoso-argillosa, talvolta spiccatamente carbonatica e pulverulenta, con piccoli straterelli argillosi e compatti, di colore ocre-avana. Il passaggio alle calcareniti sottostanti è segnato, tra 7,10 e 8,10 metri di profondità, da uno strato di limi ben addensati, debolmente argillosi di colore grigio-verde. Le calcareniti, di colore ocre-avana, sono state campionate inizialmente in clasti spigolosi, da ben cementati a friabili, immersi in matrice argilloso-limosa, fortemente carbonatica compatta e consistente. In profondità la facies si fa più spiccatamente arenacea e arenaceo-sabbiosa, da debolmente cementata a semilapidea, con livelli incoerenti e ben addensati tra 13 e 15 metri di profondità. Benché la verticale di sondaggio abbia attraversato formazioni acquifere, non è stata intercettata alcuna falda né riscontrate apprezzabili venute d'acqua: ciò può considerarsi congruente con la fisiografia del sito (un alto morfologico) e con l'assetto idrogeologico locale che vede l'acquifero produttivo, rappresentato dai termini più arenaceo-sabbiosi, ubicato a profondità leggermente superiori a quelle indagate. A seguire la stratigrafia ricostruita in virtù del sondaggio SPT1.



*“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





5 Modellazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica è stata realizzata sulla base dei risultati delle prove geotecniche in situ e di laboratorio condotte durante la fase di progetto definitivo. Nell'area di interesse di Porto Torres sono stati ottenuti, nell'unico sondaggio condotto mediante perforazione (SPt1), due campioni di cui uno disturbato e uno indisturbato.

Le prove condotte sono di seguito riassunte:

- N. 1 sondaggio a carotaggio continuo;
- Prove di taglio diretto sui due campioni prelevati C1 e C2 rispettivamente alle profondità di 7.2m e 15m;
- Prove penetrometriche in foro a tre profondità: 3.00m; 7.3m e 10.8m.

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

L'analisi e l'interpretazione dei risultati sperimentali delle prove eseguite sia in situ che in laboratorio hanno consentito di individuare e caratterizzare i litotipi che ricadono nel volume significativo interessato dalle opere:

- Riporto e suolo: materiale di riempimento e regolarizzazione degli scavi per le opere esistenti poggiante su suolo sepolto sabbioso limoso, bruno scuro, con abbondante frazione organica. Materiali da sciolti a debolmente coerenti, da mediamente a scarsamente attritivi, scavabili con facilità;
- Litotipo Pt1: limo sabbioso-argilloso, in matrice carbonatica, con ghiaia calcarea minuta e colorazione oca. Il litotipo si presenta semicoerente in matrice argillosa compatta e consistente;
- Litotipo Pt2: detrito ghiaioso di calcari bioclastici e calcareniti, a tratti completamente destrutturati, in matrice argilloso-limosa. La colorazione è oca-nocciola. Si tratta di un detrito eterometrico, debolmente coerente in matrice limo-argillosa a luoghi plastica e poco consistente e mediamente addensato;
- Litotipo Pt3: limo debolmente sabbioso di colore verde grigio. Si tratta di un litotipo coerente, compatto e addensato, scarsamente attritivo;
- Litotipo Pt4: calcareniti assai fratturate, composte da sabbia ghiaiosa in matrice argilloso-limosa fortemente carbonatica con colorazione oca-avana. Si tratta di clasti e ghiaia calcarenitica mista a sabbia, semicoerente in matrice argilloso-limosa consistente;
- Litotipo Pt5: calcareniti e arenarie fossilifere scarsamente competenti miste a sabbie sciolte, cementate e semilapidee in profondità. Colorazione tipicamente oca. Il litotipo si presenta da incoerente a semilapideo, granulare ed attritivo, a luoghi cementato e scarsamente compressibile.



La campagna di indagini geognostiche condotta nel sito di Porto Torres ha permesso uno studio geotecnico dei litotipi in questione. Sono state effettuate delle prove penetrometriche in foro a varie profondità (i cui risultati sono stati empiricamente correlati a parametri meccanici dei litotipi stessi) in uno con il prelievo di due campioni (1 disturbato e 1 indisturbato) sui quali realizzare prove di taglio diretto in laboratorio e analisi granulometriche per la definizione rispettivamente di parametri fisici e meccanici.

Risultati prove penetrometriche

Prova Penetrometrica						
Profondità	N _{SPT}	N ₆₀	φ [°]	Cu [kg/cm ³]	Ei [MPa]	Ed [Mpa]
3,00m/3,45m	17	25	31	1,65	26	9,3
7,30m/7,75m	27	26	31	1,75	32	
10,8m/12,0m	27	21	31	/	24	14,8

Risultati prove taglio diretto

Prova di Taglio Diretto			
	Profondità	c' [kPa]	φ' [°]
Spt ₁ - C1	7,2m/7,75m	24,5	23
Spt ₁ - C2	15,0m/16,0m	8,4	22

Sintesi dei litotipi usati per il modello geotecnico del sito di Porto Torres

LITOTIPO	DESCRIZIONE LITOTIPO	
Suolo e riporto	Strato di riporto superficiale	
Lpt1	Limo sabbioso argilloso, carbonatico misto a ghiaia calcarea	
Lpt2	Detrito ghiaioso eterometrico di calcari bioclastici alternati a calcareniti	
Lpt3	Limo Grigio Verde debolmente sabbioso	
Lpt4	Calcareniti assai fratturate, sabbioso-ghiaiose in matrice argilloso-limosa consistente e fortemente carbonatica	
Lpt5	Calcareniti e arenarie fossilifere	

Risultati indagini su roccia mediante criterio di Hoek-Brown

Litotipo	Sondaggio	GSI	σ _c	m _i	D	c' [kPa]	φ [°]
Calcareniti Truncu Reale	STr2	33	3,5	9	0,8	79	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

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 [/]	k_h [kg/cm ³]	
Suolo e riporto	14,5	/	25,0	0,0	/	2,0	0,35	1,0	
Lpt1	19,5	/	22,0	10,0	60,0	5,0	0,35	3,0	
Lpt2	17,5	17,9	22,0	8,4	165,0	25,6	0,30	4,5	
Lpt3	16,5	17,3	23,0	24,5	175,0	32,0	0,35	3,0	
Lpt4	20,5	/	28,0	10,0	/	31,0	0,28	8,0	
Lpt5	21,5	/	31,0	10,0	/	70,0	0,25	12,0	

Modello geotecnico di progetto relativo alle opere strutturali di Porto Torres.

Modello stratigrafico di progetto	
Profondità [m]	Litotipo
0,0	Strato di riporto superficiale
0,5	
1,0	
1,5	
1,8	
2,0	Limo sabbioso argilloso, carbonatico misto a ghiaia calcarea
2,5	
3,0	
3,2	
3,5	Detrito ghiaioso eterometrico di calcari bioclastici alternati a calcareniti
4,0	
4,5	
5,0	
5,5	
6,0	
6,5	
7,0	
7,1	
7,5	
8,0	Calcareniti assai fratturate, sabbioso-ghiaiose in matrice argilloso-limosa consistente e fortemente carbonatica
8,1	
8,5	
9,0	
9,5	
10,0	
10,5	
11,0	
11,3	
11,5	
12,0	Calcareniti e arenarie fossilifere
12,5	
13,0	
13,5	
14,0	
14,5	
15,0	
15,5	
16,0	



6 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.

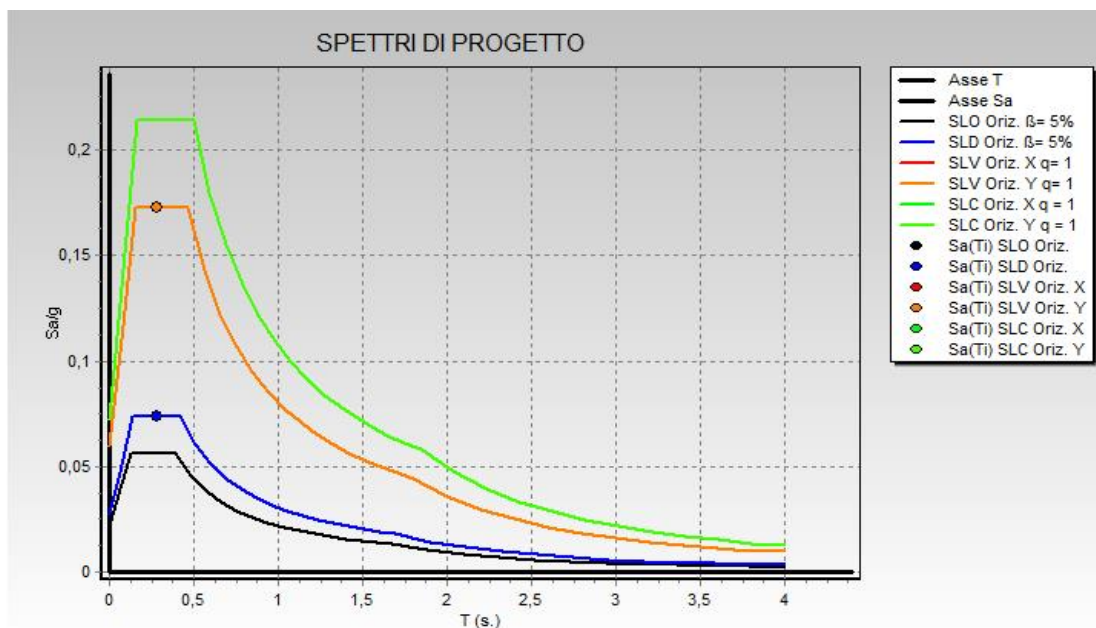
Nel presente progetto, l'azione sismica è stata valutata tenendo conto dei seguenti parametri:

- 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.

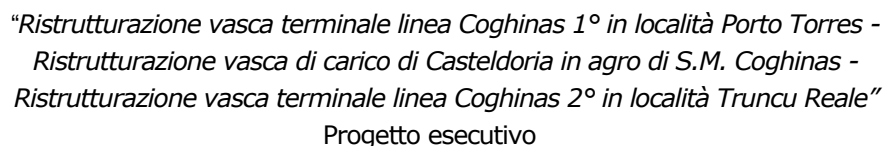
6.1 Determinazione della categoria sismica di sottosuolo

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 364 m/s per cui la categoria sismica di progetto è stata considerata la categoria B:

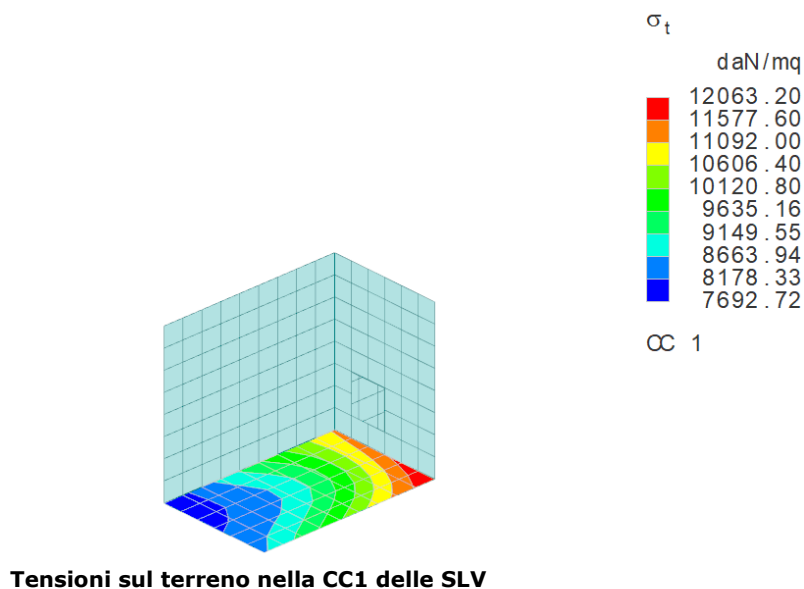
“Rocce Tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.” Per tutti i dettagli della prova si faccia riferimento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



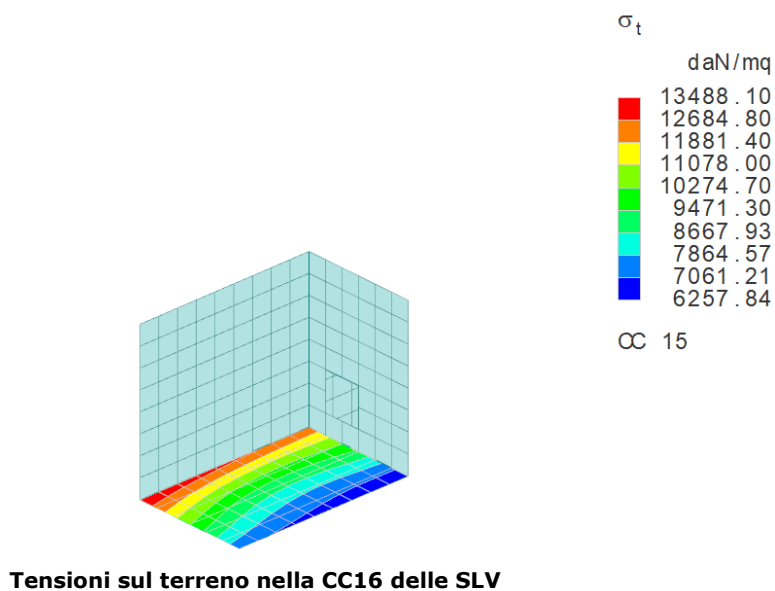


7.1.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto di alloggio del nodo idraulico in uscita. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV



Tensioni sul terreno nella CC16 delle SLV



7.1.2 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

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/m q>	R _d <daN>	Sic.
17	753351	0.00	-16410.9 9630.46	-0.10	5.36	8.60	1.1	1.2	0.86	1.30	1.34	0.98	0.98	0.97	199141.0	3988480.0	5.29	

Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	Tx <daN> >	Ty <daN>	Mx <daNm> >	My <daNm> >	B' <m> >	L' <m> >	s _c	d _c	i _q	i _c	q _{lim} <daN/m q>	R _d <daN>	Sic.
17	753351.00	0.00	-16410.9 9630.46	-0.10	5.36	8.60	1.1	1.38	0.00	1.00	144166.0	2887420.0	3.83	

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

CC	N <daN>	Tx <daN> >	Ty <daN>	R _d <daN>	Sic.
17	753351.00	0.00	-16410.9 9630.46	311880.00	32.38

Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	Tx <daN> >	Ty <daN>	R _d <daN>	Sic.
17	753351.00	0.00	-16410.9 9630.46	690980.0	71.75

Cedimenti

CC	N <daN>	q _{es} <daN/m q>	Ced <cm> >
1	691170.0	14883.10	1.36
1	628336.0	13530.10	1.24
2	628336.0	13530.10	1.24
3	691170.0	14883.10	1.36
3	628336.0	13530.10	1.24



4	628336.0	13530.10	1.24
5	691170.0	14883.10	1.36
5	628336.0	13530.10	1.24
6	628336.0	13530.10	1.24
7	691170.0	14883.10	1.36
7	628336.0	13530.10	1.24
8	628336.0	13530.10	1.24
9	691170.0	14883.10	1.36
9	628336.0	13530.10	1.24
10	628336.0	13530.10	1.24
11	691170.0	14883.10	1.36
11	628336.0	13530.10	1.24
12	628336.0	13530.10	1.24
13	691170.0	14883.10	1.36
13	628336.0	13530.10	1.24
14	628336.0	13530.10	1.24
15	691170.0	14883.10	1.36
15	628336.0	13530.10	1.24
16	628336.0	13530.10	1.24
17	753351.0	16222.00	1.49
18	649575.0	13987.40	1.28
19	634404.0	13660.70	1.25
20	628336.0	13530.10	1.24

7.2 Pozzetto di alloggio del misuratore di portata in uscita

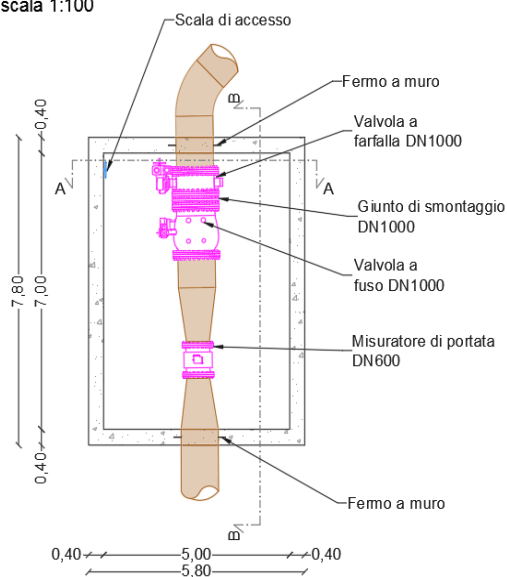
Il pozzetto di alloggio del misuratore di portata in uscita è realizzato in c.a. ed ha dimensioni interne in pianta di 7,00 m x 5,00 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,40 m e l'altezza interna netta del pozzetto è pari a 6,80 m.

La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle dimensioni 7.80 m x 5.80 m e h pari a 0.50 m. **Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.5.6-ENAS539Rrst005R2 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.

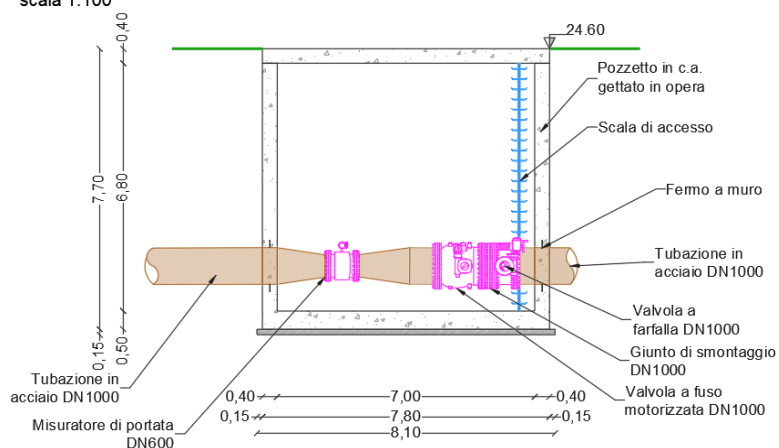


*“Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 1° in località Porto Torres -
Ristrutturazione vasca di carico di Casteldoria in agro di S.M. Coghinas -
Ristrutturazione vasca terminale linea Coghinas 2° in località Truncu Reale”*
Progetto esecutivo

Pianta
scala 1:100



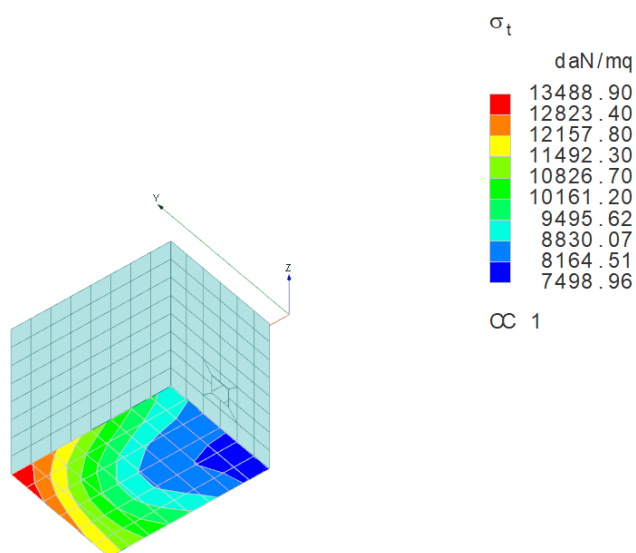
SEzione BB
scala 1:100



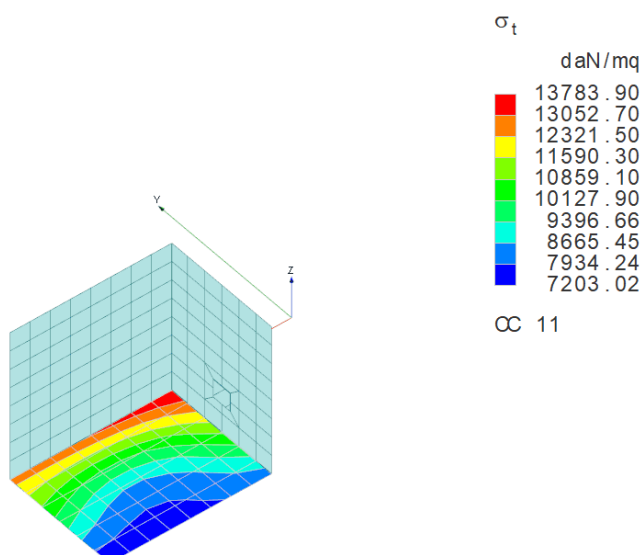


7.2.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto di alloggio del misuratore di portata in uscita. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV



Tensioni sul terreno nella CC11 delle SLV



7.2.2 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

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/m q>	R _d <daN>	Sic.
17	55854	0.01	-0.01	1042.37	7933.84	5.8	7.62	1.2	1.3	0.83	1.29	1.3	1.0	1.0	1.0	207449	398163	7.13

Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	Tx <daN> >	Ty <daN> >	Mx <daNm> >	My <daNm> >	B' <m> >	L' <m> >	s _c	d _c	i _q	i _c	q _{lim} <daN/m q>	R _d <daN>	Sic.
17	558541. 00	0.01	-0.01	1042.37	- 7933.84	5.80	7.62	1.1	1.3	0.00	1.00	146375.0	2809420.0	5.03

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

CC	N <daN>	Tx <daN> >	Ty <daN> >	R _d <daN>	Sic.
17	558541. 00	0.01	-0.01	238861. 00	21476200. 00

Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	Tx <daN> >	Ty <daN> >	R _d <daN>	Sic.
17	558541. 00	0.01	-0.01	662169.0	59536200. 00

Cedimenti

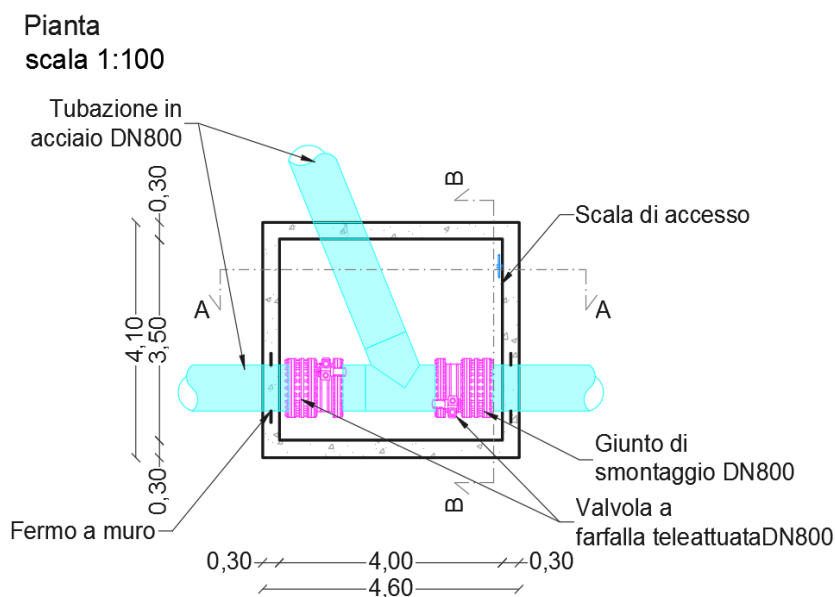
CC	N <daN>	q _{es} <daN/m q>	Ced <cm> >
1	477584.	10771.50	1.55
1	434167.	9792.27	1.41
2	434167.	9792.27	1.41
3	477584.	10771.50	1.55
3	434167.	9792.27	1.41
4	434167.	9792.27	1.41
5	477584.	10771.50	1.55



5	434167.	9792.27	1.41
6	434167.	9792.27	1.41
7	477584.	10771.50	1.55
7	434167.	9792.27	1.41
8	434167.	9792.27	1.41
9	477584.	10771.50	1.55
9	434167.	9792.27	1.41
10	434167.	9792.27	1.41
11	477584.	10771.50	1.55
11	434167.	9792.27	1.41
12	434167.	9792.27	1.41
13	477584.	10771.50	1.55
13	434167.	9792.27	1.41
14	434167.	9792.27	1.41
15	477584.	10771.50	1.55
15	434167.	9792.27	1.41
16	434167.	9792.27	1.41
17	558541.	12597.40	1.81
18	454954.	10261.10	1.48
19	440107.	9926.22	1.43
20	434167.	9792.27	1.41

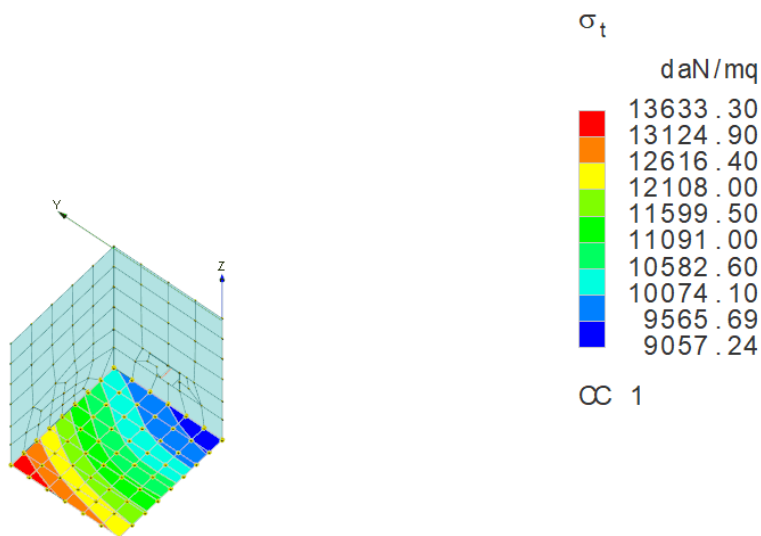
7.3 Pozzetto di alloggio del nodo idraulico per il sollevamento di Porto Torres

Il presente progetto prevede la realizzazione di un nodo idraulico che consenta di scindere le portate che arrivano a Porto Torres da Truncu Reale o che invece vengono sollevate a Truncu Reale. Tale nodo è ubicato all'interno di un pozzetto in c.a. gettato in opera avente dimensioni interne in pianta di 4,00 m x 3,50 m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,30 m e l'altezza interna netta del pozzetto è pari a 5,00 m. La fondazione è costituita da una piastra in c.a. dalle dimensioni 4.60 m x 4.10 m e altezza pari a 0.40 m. **Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.5.4-ENAS539Rrst005R2 è riportato il tabulato di calcolo di dettaglio** che riporta nello specifico l'analisi dei carichi sul pozzetto e i relativi scarichi in fondazione. 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.

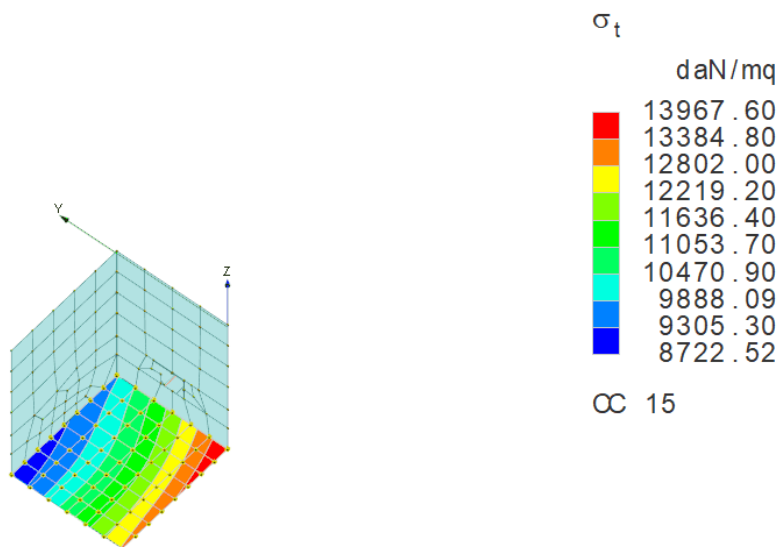


7.3.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto per alloggio nodo idraulico di sollevamento a Porto Torres. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV



Tensioni sul terreno nella CC15 delle SLV

7.3.2 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

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	Sq	Sc	Sg	dq	dc	iq	ic	ig	qlim <daN/m>	Rd <daN>	Sic.
17	222775.00	121.83	0.	1362.75	1076.25	3.79	4.29	1.2	1.39	0.81	1.30	1.35	1.0	1.00	1.00	159344.0	1125860.	5.05

Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	sc	dc	iq	ic	qlim <daN/m>	Rd <daN>	Sic.
17	222775.00	121.83	0.	1362.75	1076.25	3.79	4.29	1.2	1.39	0.00	1.00	147611.0	1042960.	4.68

Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento

Verifiche in condizioni drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Rd <daN>	Sic.
17	222775.00	121.83	0.00	94234.30	773.48



Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	Tx <daN> >	Ty <daN> >	R _d <daN>	Sic.
17	222775. 00	121.8 3	0.00	243762. 00	2000.8 0

Cedimenti

CC	N <daN>	q _{es} <daN/m q>	Ced <cm >
1	200197	12252.00	1.05
1	181997	11138.10	0.95
2	181997	11138.10	0.95
3	200197	12252.00	1.05
3	181997	11138.10	0.95
4	181997	11138.10	0.95
5	200197	12252.00	1.05
5	181997	11138.10	0.95
6	181997	11138.10	0.95
7	200197	12252.00	1.05
7	181997	11138.10	0.95
8	181997	11138.10	0.95
9	200197	12252.00	1.05
9	181997	11138.10	0.95
10	181997	11138.10	0.95
11	200197	12252.00	1.05
11	181997	11138.10	0.95
12	181997	11138.10	0.95
13	200197	12252.00	1.05
13	181997	11138.10	0.95
14	181997	11138.10	0.95
15	200197	12252.00	1.05
15	181997	11138.10	0.95
16	181997	11138.10	0.95
17	222775	13633.70	1.17
18	189259	11582.50	0.99
19	184072	11265.10	0.96
20	181997	11138.10	0.95



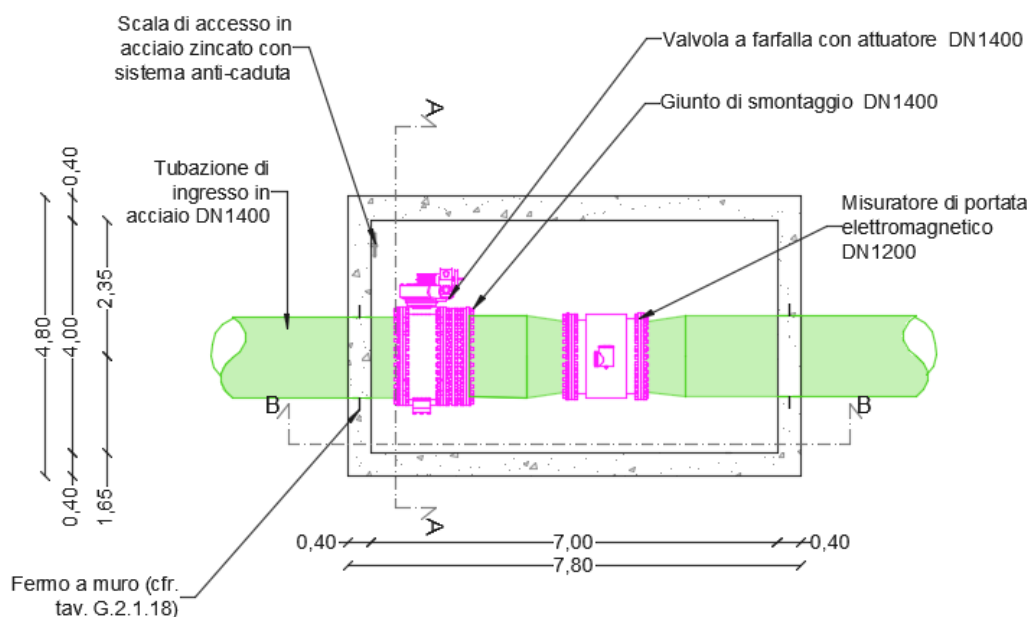
7.4 Pozzetto di sezionamento e misura in ingresso

Il pozzetto di sezionamento e misura in ingresso ha pianta rettangolare ed è realizzato in c.a. gettato in opera. Le dimensioni interne in pianta sono (7,00x4,00) m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,40 m. Pertanto, le dimensioni esterne in pianta sono pari a (7,80x4,80) m². Il pozzetto avrà una fondazione realizzata mediante piastra di fondazione di spessore pari a 0.40 m e dimensioni planimetriche pari a 7.80 m x 4.80 m.

Il pozzetto è posato al di sopra di uno strato di calcestruzzo magro avente spessore pari a 0.15 m.

Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.5.1-ENAS539Rrst005R2 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.

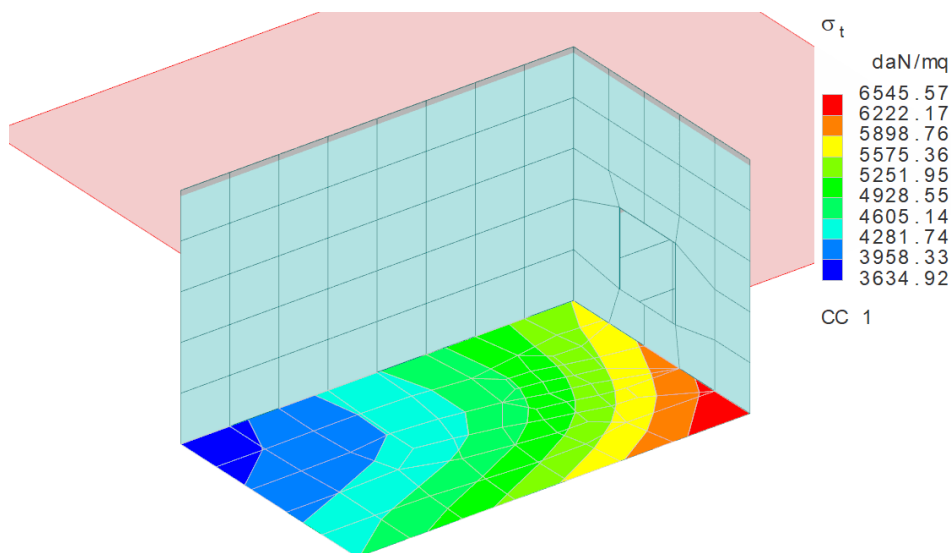
Pianta - Scala 1:100



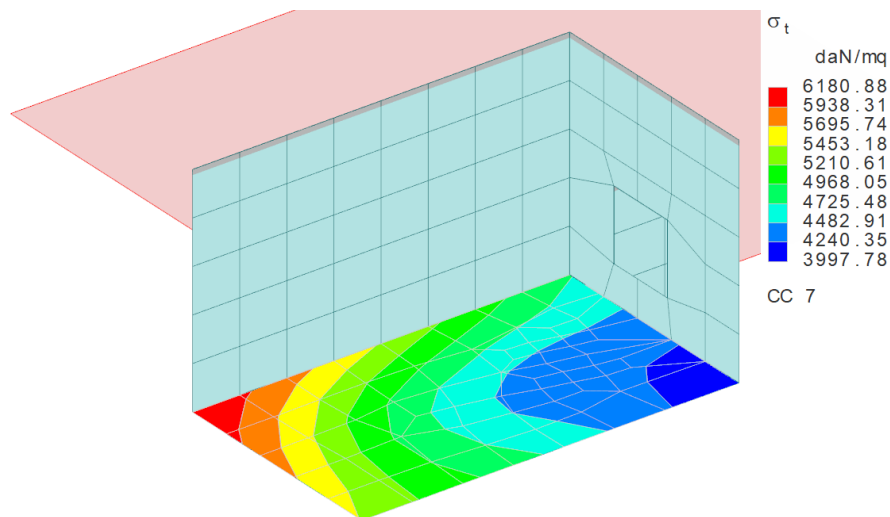


7.4.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal pozzetto di sezionamento e misura in ingresso Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV



Tensioni sul terreno nella CC7 delle SLV



7.4.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche

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/m q>	R _d <daN>	Sic.
17	229109.	-0.00	-0.00	1685.00	-10069.9	4.39	7.31	1.1	1.26	0.87	1.2	1.29	1.00	1.00	1.00	130917.0	1825190.	7.97

Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _c	d _c	i _q	i _c	q _{lim} <daN/m q>	R _d <daN>	Sic.
17	229109.	-0.00	-0.00	1685.00	-10069.9	4.39	7.31	1.1	1.3	0.00	1.00	132737.0	1850560.	8.08

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

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R _d <daN>	Sic.
17	229109. 00	-0.00	-0.00	108637. 00	59621900. 00

Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R _d <daN>	Sic.
17	229109. 00	-0.00	-0.00	480985.0 0	263972000. 00

Cedimenti

CC	N <daN>	q _{es} <daN/m q>	Ced <cm>
1	174785	5368.08	0.45
1	158847	4878.60	0.41
2	158891	4879.95	0.41
3	174813	5368.95	0.45
3	158915	4880.67	0.41
4	158921	4880.85	0.41



5	174822	5369.22	0.45
5	158935	4881.31	0.41
6	158929	4881.13	0.41
7	174850	5370.10	0.45
7	159003	4883.38	0.41
8	158959	4882.03	0.41
9	174764	5367.45	0.45
9	158799	4877.12	0.41
10	158870	4879.30	0.41
11	174775	5367.80	0.45
11	158826	4877.93	0.41
12	158882	4879.66	0.41
13	174860	5370.38	0.45
13	159024	4884.04	0.41
14	158968	4882.32	0.41
15	174871	5370.72	0.45
15	159051	4884.86	0.41
16	158980	4882.67	0.41
17	229109	7036.50	0.59
18	173039	5314.47	0.45
19	162958	5004.84	0.42
20	158925	4880.99	0.41

7.5 Pozzetto in c.a. per l'alloggiamento della valvola anticipatrice del colpo d'ariete

Lo schema di funzionamento idraulico esistente prevedeva la presenza di un torrino piezometrico per la dissipazione delle sovra-pressioni da colpo d'ariete. Il presente progetto prevede che la dissipazione di tali sovrappressioni venga affidato al funzionamento di un sistema costituito da due valvole di regolazione a fuso.

Tali valvole verranno installate ciascuna su una condotta in acciaio con diametro pari a DN 600 in derivazione alla condotta in ingresso. I due sistemi sono in parallelo. Le valvole verranno ubicate all'interno di un pozzetto realizzato in c.a. avente dimensioni interne in pianta di (3,50x4,50) m² (POZZETTO 1 -valvola a servizio del sistema anti colpo d'ariete). Lo spessore delle pareti è pari a 0,25 m. Pertanto, le dimensioni esterne in pianta sono pari a (4,00x5,00) m². L'altezza interna netta del pozzetto è pari a 1,70 m.

La fondazione sarà realizzata mediante piastra di fondazione dallo spessore pari a 0.25 m. Il pozzetto è posato al di sopra di uno strato di calcestruzzo magro avente spessore pari a 0.15 m.

A fianco di tale pozzetto è ubicato un secondo pozzetto (POZZETTO 2 – valvola anticipatrice del colpo d'ariete) anch'esso in c.a. avente dimensioni interne in

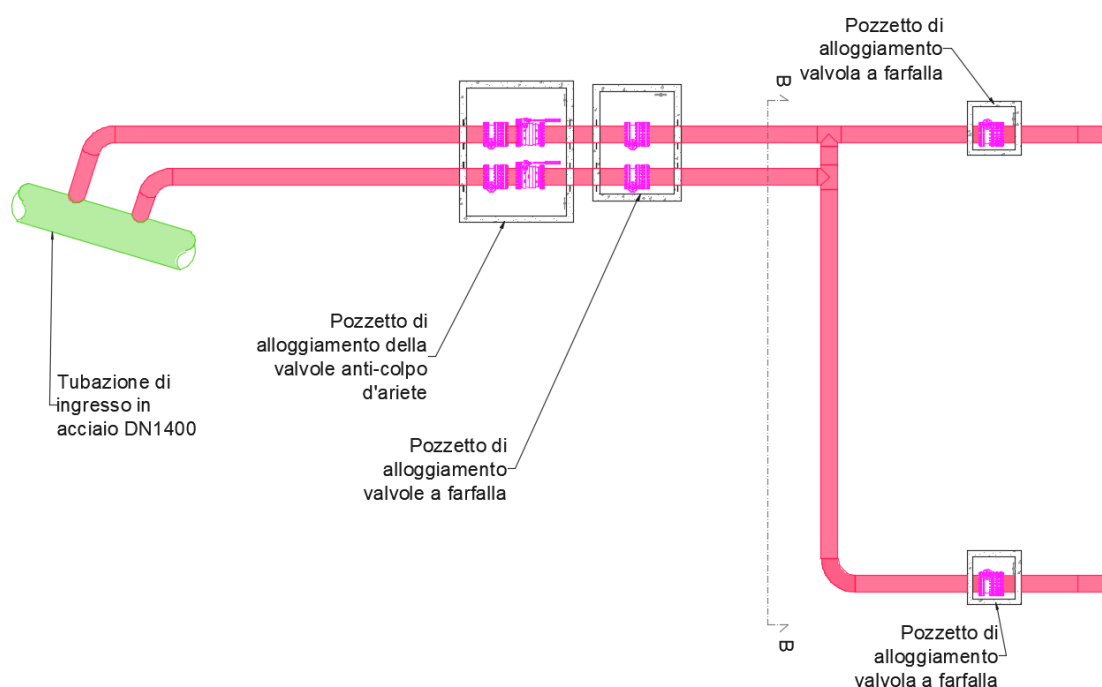


pianta di (3,60x2,60) m². Lo spessore delle pareti è pari a 0,25 m. Pertanto, le dimensioni esterne in pianta sono pari a (4,10x3,10) m². La fondazione sarà realizzata mediante piastra di fondazione dallo spessore pari a 0.25 m. Il pozzetto è posato al di sopra di uno strato di calcestruzzo magro avente spessore pari a 0.15 m. All'interno del pozzetto sono ubicate due valvole a farfalla manuali per il sezionamento.

Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.5.2-ENAS539Rst005R2 e nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.5.3-ENAS539Rst005R2 sono riportati i tabulati di calcolo di dettaglio che riportano nello specifico l'analisi dei carichi sui pozzetti e in fondazione e il dimensionamento delle rispettive armature.

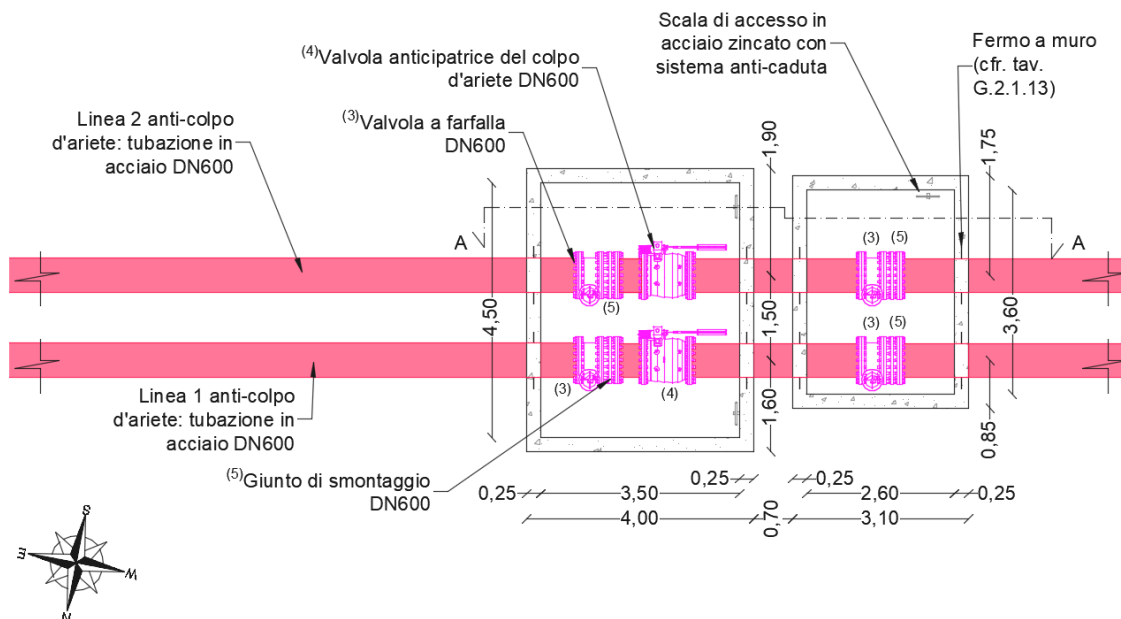
In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.

Planimetria linea anti-colpo d'ariete - Scala 1:200





Pianta - Scala 1:100



7.5.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno (POZZETTO 1)

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal Pozzetto 1 (valvola a servizio del sistema anti colpo d'ariete) Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.

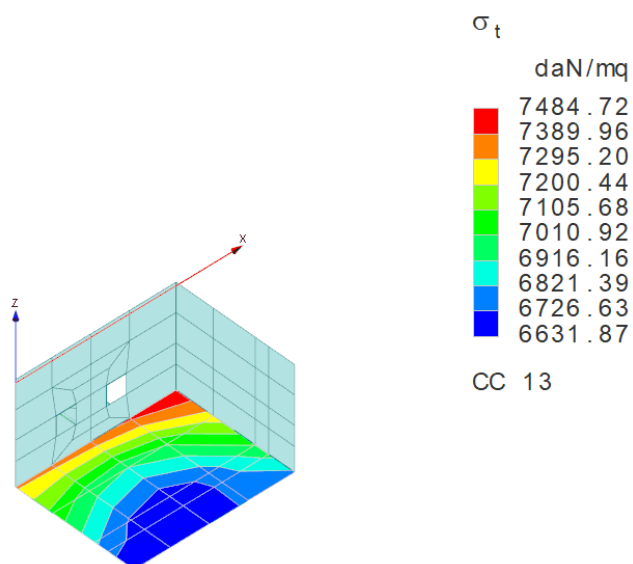


Figura numero 8: tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV

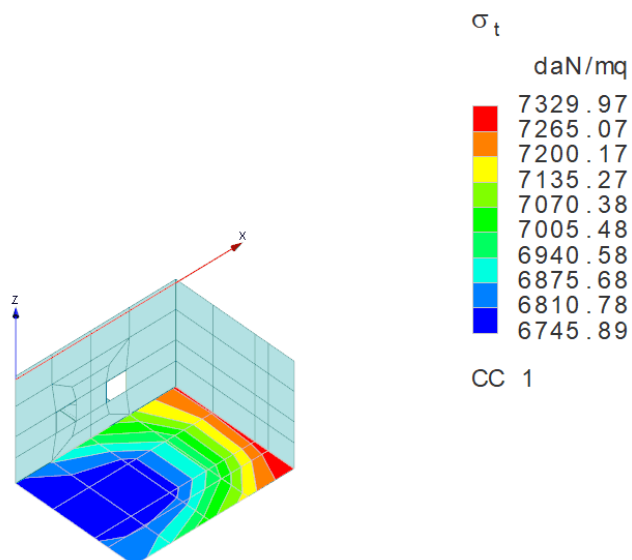


Figura numero 9: tensioni sul terreno nella CC15 delle SLV

7.5.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche Pozzetto 1

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

Verifiche di capacità portante per rottura generale

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/m > q>	R _d <daN>	Sic.
17	156383.	-0.00	0.00	-1273.33	-676.5	3.74	4.74	1.17	1.35	0.83	1.27	1.3	1.0	1.00	1.00	106178.0	818334.	5.23

Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento

CC	N <daN>	Tx <daN> >	Ty <daN> >	R _d <daN>	Sic.
17	156383.00	-0.00	0.00	73554.00	23132100.00

Cedimenti

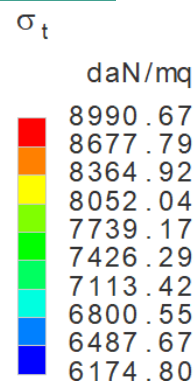
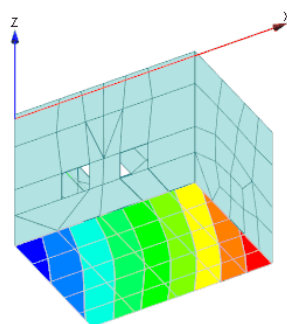
CC	N <daN>	q _{es} <daN/mq>	Ced <cm>
1	136127.00	7632.02	0.50
1	123751.00	6938.20	0.46



2	123751.00	6938.20	0.46
3	136127.00	7632.02	0.50
3	123751.00	6938.20	0.46
4	123751.00	6938.20	0.46
5	136127.00	7632.02	0.50
5	123751.00	6938.20	0.46
6	123751.00	6938.20	0.46
7	136127.00	7632.02	0.50
7	123751.00	6938.20	0.46
8	123751.00	6938.20	0.46
9	136127.00	7632.02	0.50
9	123751.00	6938.20	0.46
10	123751.00	6938.20	0.46
11	136127.00	7632.02	0.50
11	123751.00	6938.20	0.46
12	123751.00	6938.20	0.46
13	136127.00	7632.02	0.50
13	123751.00	6938.20	0.46
14	123751.00	6938.20	0.46
15	136127.00	7632.02	0.50
15	123751.00	6938.20	0.46
16	123751.00	6938.20	0.46
17	156383.00	8767.72	0.58
18	130569.00	7320.45	0.48
19	125699.00	7047.41	0.46
20	123751.00	6938.20	0.46

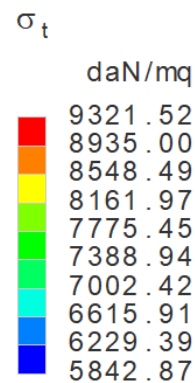
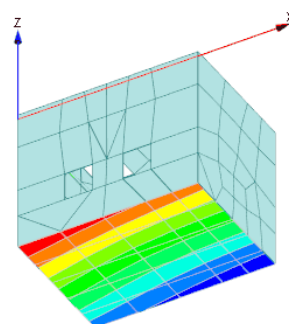
7.5.3 Distribuzione delle pressioni sul terreno (POZZETTO 2)

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal Pozzetto 2 (valvola anticipatrice del colpo d'ariete) Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



CC 1

Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV



CC 15

Tensioni sul terreno nella CC15 delle SLV

7.5.4 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche Pozzetto 2

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

Verifica 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/m q>	R _d <daN>	Sic.
17	104698.0	0.00	-38.96	-563.90	-443.89	2.84	3.84	1.1	1.3	0.84	1.26	1.30	1.00	1.00	1.00	100616.0	477137.	4.56



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

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R _d <daN>	Sic.
17	104698.00	0.00	-38.96	48370.70	1241.47

Cedimenti

CC	N <daN>	q _{es} <daN/m q>	Ced <cm >
1	90730.50	8268.90	0.40
1	82482.20	7517.18	0.36
2	82482.20	7517.18	0.36
3	90730.50	8268.90	0.40
3	82482.20	7517.18	0.36
4	82482.20	7517.18	0.36
5	90730.50	8268.90	0.40
5	82482.20	7517.18	0.36
6	82482.20	7517.18	0.36
7	90730.50	8268.90	0.40
7	82482.20	7517.18	0.36
8	82482.20	7517.18	0.36
9	90730.50	8268.90	0.40
9	82482.20	7517.18	0.36
10	82482.20	7517.18	0.36
11	90730.50	8268.90	0.40
11	82482.20	7517.18	0.36
12	82482.20	7517.18	0.36
13	90730.50	8268.90	0.40
13	82482.20	7517.18	0.36
14	82482.20	7517.18	0.36
15	90730.50	8268.90	0.40
15	82482.20	7517.18	0.36
16	82482.20	7517.18	0.36
17	104698.0	9541.88	0.46
18	86860.10	7916.16	0.38
19	83733.00	7631.17	0.37
20	82482.20	7517.18	0.36



7.6 Pozzetto per l'alimentazione delle vasche dell'area del consorzio industriale

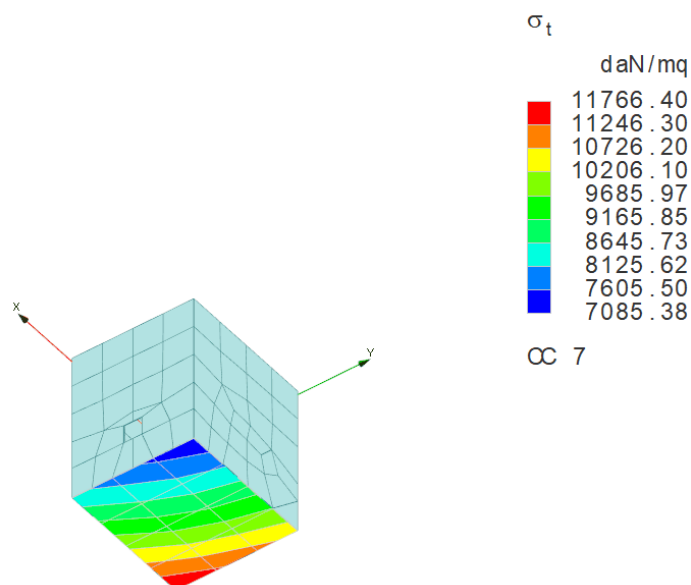
Il pozzetto per l'alimentazione delle vasche del consorzio industriale ha pianta rettangolare ed è realizzato in c.a. gettato in opera. Le dimensioni interne in pianta sono (3,00x4,50) m. Lo spessore delle pareti è pari a 0,30 m. Pertanto, le dimensioni esterne in pianta sono pari a (3,60x4,10) m. L'altezza interna netta del pozzetto è pari a 3,70 m. **La piastra di base ha spessore pari a 0.4 m mentre la soletta di copertura ha uno spessore di 0.3 m.** L'altezza totale del pozzetto è pertanto pari a 4,40 m. Il pozzetto è posato al di sopra di uno strato di calcestruzzo magro avente spessore pari a 0.15 m. All'interno del pozzetto, sulla condotta in acciaio DN500, sono ubicate una valvola a farfalla DN500 ed una valvola a fuso teleattuatori DN500. In un pozzetto in cls prefabbricato, posto a fianco, avente dimensioni interne in pianta pari a (1,50x1,50) m, è invece ubicato un misuratore di portata DN500. Il pozzetto è munito di umidostato per il rilievo dell'umidità e di estrattore d'aria. Inoltre, è prevista l'installazione di una pompa di aggottaggio il cui funzionamento è asservito ad un interruttore di livello.

Nell'ALLEGATO A – ELABORATO R.5.7-ENAS539Rst005R2 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 rispettive armature.

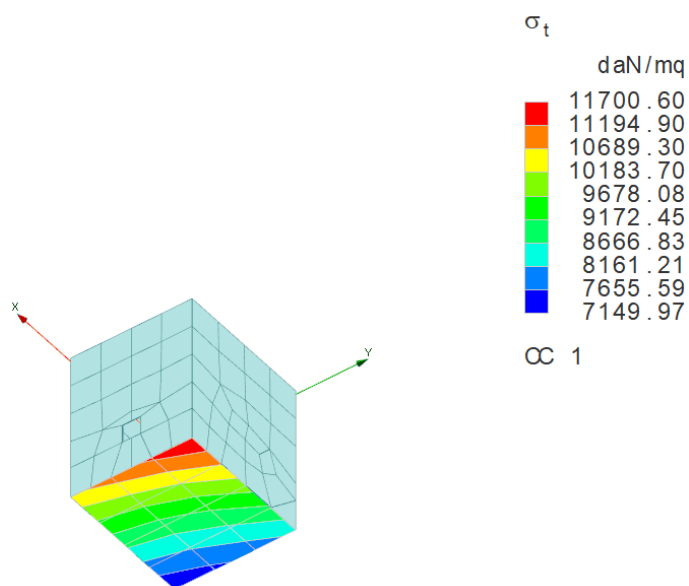
In uno con le analisi strutturali sono state condotte le verifiche geotecniche a scorrimento e a carico limite. In tutte le circostanze e per le combinazioni di carico analizzate, le verifiche sono risultate positive.

7.6.1 Distribuzione delle pressioni sul terreno

A seguire i grafici che riportano la distribuzione delle pressioni esercitate dal Pozzetto per l'alimentazione delle vasche dell'area del consorzio industriale. Le distribuzioni sono relative alle due combinazioni di carico maggiormente gravose.



Tensioni sul terreno nella CC1 delle SLV



Tensioni sul terreno nella CC15 delle SLV



7.6.2 Sintesi dei risultati delle verifiche geotecniche Pozzetto 2

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

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

C	N	Tx	Ty	Mx	My	B'	L'	s _q	s _c	s _g	d _q	d _c	i _q	i _c	i _g	q _{lim}	R _d	Sic.
C	<daN>	<daN>	<daN>	<daNm>	<daNm>	<m>	<m>									<daN/m>	<daN>	
17	146058.00	4.47	-0.00	-311.74	78.36	3.30	3.80	1.19	1.38	0.81	1.28	1.33	1.00	1.00	1.00	127195.00	692395.00	4.74

Verifiche in condizioni statiche per rottura locale.

C	N	Tx	Ty	Mx	My	B'	L'	s _q	s _c	s _g	d _q	d _c	i _q	i _c	i _g	q _{lim}	R _d	Sic.
C	<daN>	<daN>	<daN>	<daNm>	<daNm>	<m>	<m>									<daN/m>	<daN>	
17	146058.00	4.47	-0.00	-311.74	78.36	3.30	3.80	1.28	1.35	0.65	1.40	1.36	1.00	1.00	1.00	94514.10	514496.00	3.52

Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento

C	N	Tx	Ty	R _d	Sic.
C	<daN>	<daN>	<daN>	<daN>	
17	146058.00	4.47	-0.00	63207.70	14133.50

Cedimenti

CC	N	q _{es}	Ced
	<daN>	<daN/m>	<cm>
1	128702.00	10263.40	0.51
1	117002.00	9330.33	0.46
2	117002.00	9330.33	0.46
3	128702.00	10263.40	0.51
3	117002.00	9330.33	0.46
4	117002.00	9330.33	0.46
5	128702.00	10263.40	0.51
5	117002.00	9330.33	0.46
6	117002.00	9330.33	0.46
7	128702.00	10263.40	0.51
7	117002.00	9330.33	0.46
8	117002.00	9330.33	0.46
9	128702.00	10263.40	0.51



*“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

9	117002.00	9330.33	0.46
1	117002.00	9330.33	0.46
11	128702.00	10263.40	0.51
11	117002.00	9330.33	0.46
12	117002.00	9330.33	0.46
13	128702.00	10263.40	0.51
13	117002.00	9330.33	0.46
14	117002.00	9330.33	0.46
15	128702.00	10263.40	0.51
15	117002.00	9330.33	0.46
16	117002.00	9330.33	0.46
17	146058.00	11647.40	0.58
18	122309.00	9753.53	0.49
19	118519.00	9451.24	0.47
20	117002.00	9330.33	0.46



8 Verifiche geotecniche delle opere di fondazione diretta

8.1 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] 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, in merito alle fondazioni superficiali, prescrive che:

- la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) 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 (A1+M1+R3), 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.

8.2 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 = $B - 2 e_B$

L' = lunghezza di fondazione ridotta = $L - 2 e_L$

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = risultante delle forze orizzontali

N = risultante delle forze verticali

e_B = eccentricità del carico verticale lungo B

e_L = eccentricità del carico verticale lungo L

$F_H B$ = forza orizzontale lungo B

$F_H L$ = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

β = inclinazione terreno a valle

$c = C_u$ = 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 $Ir \leq I_{cr}$

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

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

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

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

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

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

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):

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

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

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

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

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

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

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

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

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

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

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.



8.3 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 genera 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:

$$V_{res} = N \cdot (\tan(f_i) / G_{fi} / G_r)$$

Dove

$V_{res} =$	Resistenza allo scorrimento dell' elemento strutturale
$N =$	Scarico verticale
$\tan(f_i) / G_{fi} / G_r =$	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.

8.4 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.



9 Verifica di stabilità dei fronti di scavo

9.1 Metodologia di calcolo secondo le NTC2018

Nel caso di realizzazione di opere che coinvolgono pendii e fronti di scavo o rilevati è necessario condurre le verifiche di stabilità globale 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. citato.

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	$\gamma_{c'}$	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

9.2 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.

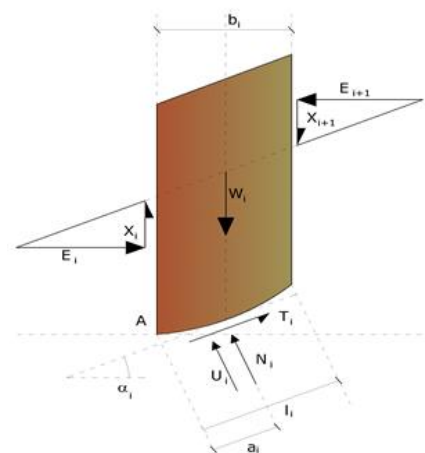
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la 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:

$SF_v = 0$, $SM_0 = 0$, Criterio di rottura.

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



Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$SF_v = 0$, $SM_0 = 0$, 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 %.

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.

9.3 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

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 : CA Descrizione : Calcareniti arenarie fossilifere

Coesione.....[kN/m²].....: 10.00
Angolo d'attrito.....[°].....: 31.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 21.50
Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 21.50

Terreno : CFSG Descrizione : Calcareniti fratturate sabbioso ghiaiose in matrice argilloso lomosa

Coesione.....[kN/m²].....: 10.00
Angolo d'attrito.....[°].....: 28.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 20.50
Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 20.50

Terreno : DGE Descrizione : Detrito ghiaioso eterometrico di calcari bioclastici

Coesione.....[kN/m²].....: 8.40
Angolo d'attrito.....[°].....: 22.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 17.50
Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 17.90

Terreno : LSA Descrizione : Limo sabbioso argilloso misto a ghiaia calcarea

Coesione.....[kN/m²].....: 10.00
Angolo d'attrito.....[°].....: 22.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 19.50
Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 19.50

Terreno : SR Descrizione : Strato di riporto superficiale

Coesione.....[kN/m²].....: 0.00
Angolo d'attrito.....[°].....: 25.00
Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 14.50
Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 14.50

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: STRATI 1

Descrizione:

Terreno : SR

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	7.90	0.00	8.20	-1.80		

**Strato: STRATO 2**

Descrizione:

Terreno : LSA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-1.80	8.20	-1.80	8.40	-3.20		

Strato: STRATO 3

Descrizione:

Terreno : DGE

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-3.20	8.40	-3.20	9.00	-8.00	16.80	-8.00
17.40	-3.20	30.00	-3.20				

Strato: STRATO 4

Descrizione:

Terreno : LSA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
17.40	-3.20	17.60	-1.80	30.00	-1.80		

Strato: STRATO 5

Descrizione:

Terreno : SR

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
17.60	-1.80	17.90	0.00	30.00	0.00		

Strato: STRATO 6

Descrizione:

Terreno : CFSG

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-8.20	30.00	-8.20				

Strato: STRATO 7

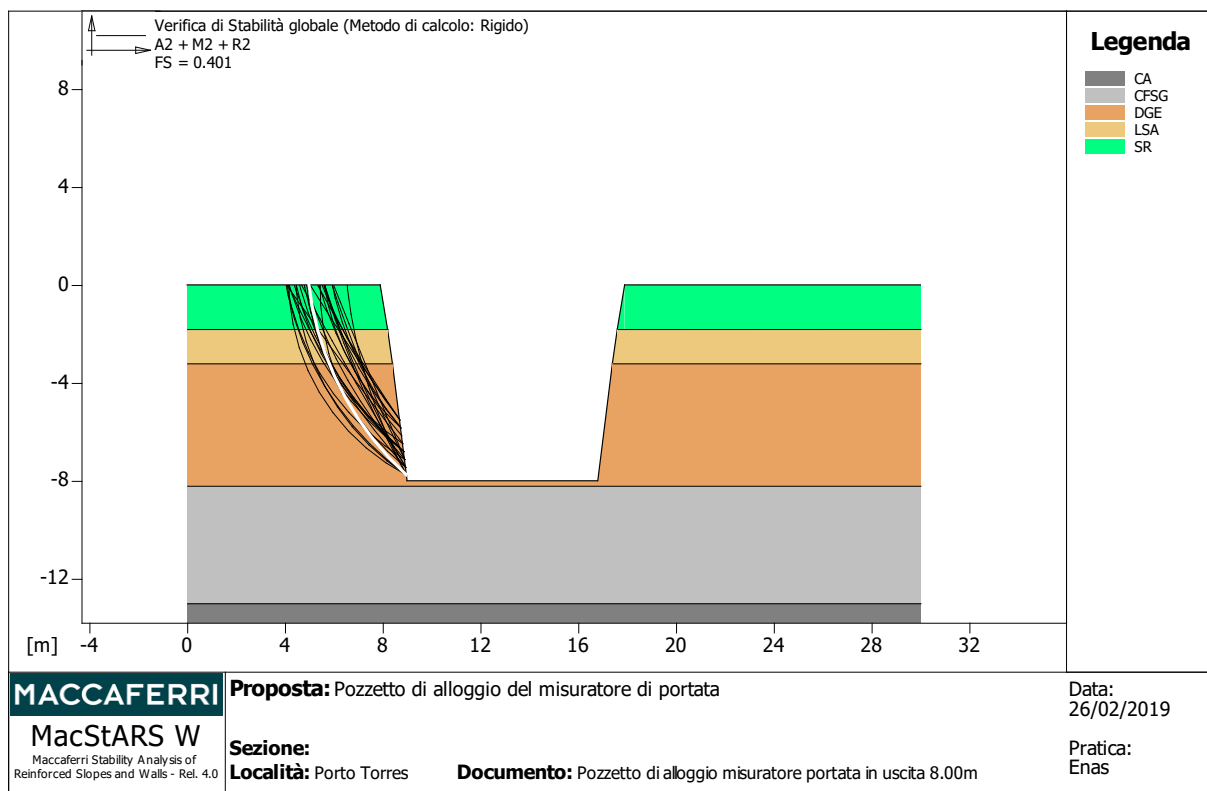
Descrizione:

Terreno : CA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-13.00	30.00	-13.00				



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.....: 0.401

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m] Segmento di arrivo, ascisse [m]

Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
punto			
4.00	8.00	8.00	12.00

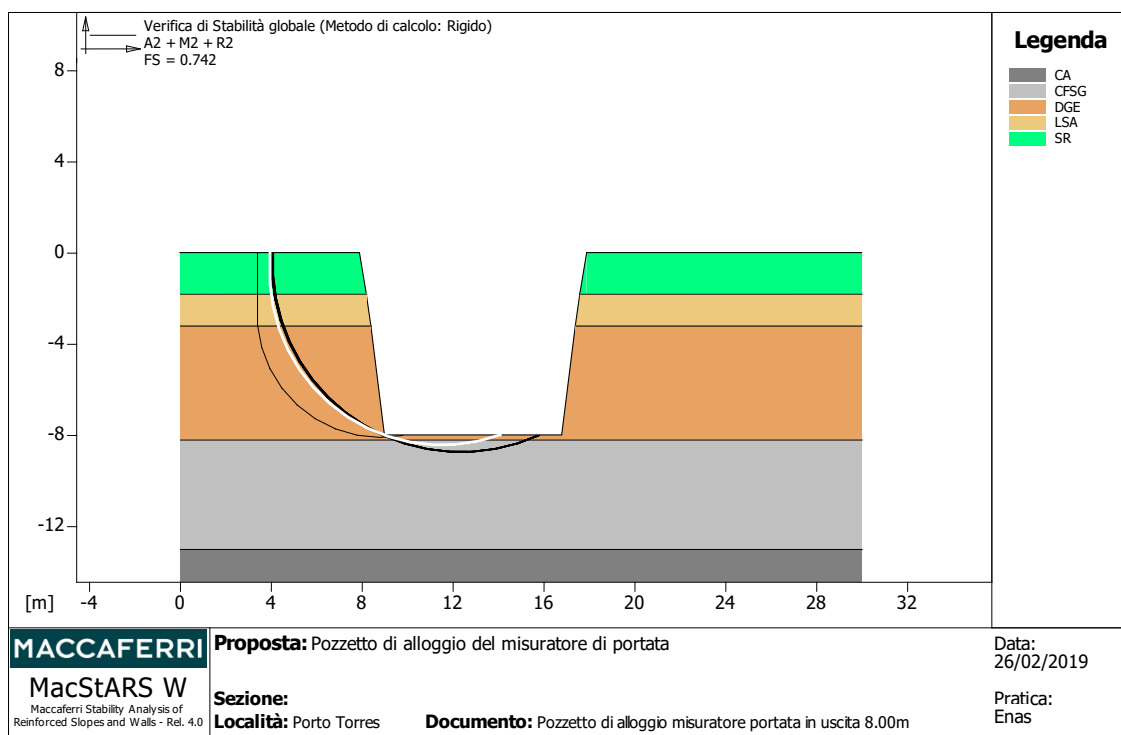
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 100

Numero totale superfici di prova.....: 1000

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



**“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



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..... : 0.742

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	16.00

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.

Come risulta evidente dai risultati delle verifiche condotte in fase esecutiva sarà necessario armare lo scavo.