



Settore Infrastrutture Stradali
Patrimonio ed Edilizia Scolastica
Via Bella Rocca n. 7 – 26100 Cremona
Tel. 0372 – 4061

S.P. n. 33 "SENIGA – ISOLA PESCAROLI"
RIQUALIFICA A ROTATORIA DELL'INTERSEZIONE
CON LA S.P. N. 27 "POSTUMIA" IN COMUNE DI
PIEVE SAN GIACOMO
CUP: G41B21000010002

GEOLOGICA - GEOTECNICA - INDAGINI RELAZIONE GEOTECNICA

COD: **33-E-C-10-20-00-0**

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO		VERIFICATO	
0	EMISSIONE	S&C	09/2024		

CODIFICA DOCUMENTO:

33EC102000-0.docx

Questo documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto di Ing. Mara Cimarosti

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

IL PROGETTISTA

Arch. Giulio Biroli

Ing. Mara Cimarosti

Via G.A.Poli, 100
25018 Montichiari (BS)
Tel 030-9651824

pec: mara.cimarosti@ingpec.eu

PROGETTO ESECUTIVO

I N D I C E

1. PREMESSA.....	3
1.1 OGGETTO E SCOPO.....	3
1.2 DESCRIZIONE DEL PROGETTO E DEL SITO.....	3
1.3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
1.4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
1.5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	6
2. STRATIGRAFIA.....	8
3. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO.....	9
3.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	11
3.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	11
3.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO.....	11
3.4 VERIFICHE NEI CONFRONTI DELL'EVENTO SISMICO.....	11
4. LIVELLO DELLA FALDA FREATICA.....	12
5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO DI FONDAZIONE.....	13
6. PARAMETRI GEOTECNICI PER RILEVATI.....	14
7. PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI.....	14
8. VERIFICHE DI STABILITÀ.....	15
8.1 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....	15
8.2 STABILITÀ DEI RILEVATI.....	16
8.2.1 <i>Approccio teorico</i>	17
8.2.2 <i>Verifica</i>	18
8.3 CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	19
8.3.1 <i>Riempimento a tergo diaframmi</i>	19
8.3.2 <i>Strada esistente</i>	19
9. TRATTAMENTO DEI MATERIALI DEGLI SCAVI.....	21
10. VERIFICHE DI PORTANZA DELLE FONDAZIONI.....	22
10.1 DIAFRAMMI.....	22
10.1.1 <i>Basi teoriche</i>	23
10.1.2 <i>Verifiche</i>	26
11. VERIFICHE GEOTECNICHE DIAFRAMMI.....	30
11.1 MODELLO DI CALCOLO, AZIONI E COMBINAZIONI.....	30
11.1.1 <i>Calcolo della spinte</i>	30
11.1.2 <i>Spinta in presenza di falda</i>	30
11.1.3 <i>Spinta in presenza di sisma</i>	31
11.1.4 <i>Analisi ad elementi finiti</i>	31
11.1.5 <i>Schematizzazione del terreno</i>	31
11.1.6 <i>Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno</i>	32
11.1.7 <i>Verifica alla stabilità globale</i>	33
11.2 DIAFRAMMA TIPO 1 E 3 (SOSTENENTI STRADA A TERGO O TERRENO MA NON IMPALCATO).....	34
11.2.1 <i>Geometria paratia</i>	34

11.2.2	Geometria profilo terreno	34
11.2.3	Descrizione terreni	35
11.2.4	Descrizione stratigrafia	35
11.2.5	Falda	35
11.2.6	Caratteristiche materiali utilizzati	36
11.2.7	Condizioni di carico	36
11.2.8	Combinazioni di carico	36
11.2.9	Impostazioni di progetto	37
11.2.9.1	Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche	37
11.2.9.2	Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche	38
11.2.10	Impostazioni di analisi	39
11.2.11	Impostazioni analisi sismica	39
11.2.12	Analisi della paratia	39
11.2.12.1	Forze agenti sulla paratia	40
11.2.13	Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia	42
11.2.14	Spostamenti massimi e minimi della paratia	43
11.2.15	Stabilità globale	44
11.2.16	Verifiche idrauliche	48
11.2.16.1	Verifica a sifonamento	48
11.2.16.2	Verifica al sollevamento del fondo scavo	48
11.3	DIAFRAMMA TIPO 2 (SOSTENENTI IMPALCATO)	50
11.3.1	Geometria paratia	50
11.3.2	Geometria profilo terreno	50
11.3.3	Descrizione terreni	51
11.3.4	Descrizione stratigrafia	51
11.3.5	Falda	51
11.3.6	Caratteristiche materiali utilizzati	52
11.3.7	Condizioni di carico	52
11.3.8	Vincoli lungo l'altezza della paratia	53
11.3.9	Combinazioni di carico	53
11.3.10	Impostazioni di progetto	57
11.3.10.1	Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche	57
11.3.10.2	Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche	57
11.3.11	Impostazioni di analisi	58
11.3.12	Impostazioni analisi sismica	58
11.3.13	Analisi della paratia	59
11.3.13.1	Forze agenti sulla paratia	59
11.3.14	Risultati vincoli	62
11.3.15	Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia	63
11.3.16	Spostamenti massimi e minimi della paratia	65
11.3.17	Stabilità globale	66
11.3.18	Verifiche idrauliche	69
11.3.18.1	Verifica a sifonamento	69
11.3.18.2	Verifica al sollevamento del fondo scavo	70

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto i risultati dell'indagine geotecnica eseguita, nell'ambito dei lavori in epigrafe

1.1 OGGETTO E SCOPO

Oggetto della presente relazione sono i terreni di fondazione di pertinenza dell'opera in esame, caratterizzati dal punto di vista geotecnico ai fini progettuali.

La presente relazione è stata redatta con l'intento di rappresentare un valido elemento tecnico di supporto alla progettazione del nuovo collegamento delineando un quadro rappresentativo basato su:

- definizione delle stratigrafie e dei parametri di progetto.

Ulteriore e principale scopo del documento è definire, sulla base dei risultati delle prove, descritte successivamente, la caratterizzazione geotecnica per la progettazione delle opere di fondazione previste.

1.2 DESCRIZIONE DEL PROGETTO E DEL SITO

L'Amministrazione Provinciale di Cremona ha in programma di realizzare una rotatoria in corrispondenza dell'attuale intersezione a raso. Al fine di contenere l'anello e parte dei rami di immissione è necessario realizzare opere di presidio al canale Delmona che, in alcuni tratti, fungono anche da spalle per l'impalcato che accoglie la sede stradale.



L'area di intervento è localizzata ad est del centro abitato di Pieve San Giacomo (CR), ad una distanza minima di circa m. 630 dal confine comunale orientale con il Comune di Cappella de' Picenardi (CR), e si sviluppa a quote topografiche comprese tra m. 36,00÷39,00 s.l.m.

L'ambito territoriale in esame appartiene al bacino subsidente della Pianura Padana, la cui formazione può essere fatta coincidere indicativamente con l'inizio dell'Era Neozoica o Quaternario (1,8 milioni di anni fa), quando l'ampio golfo adriatico che occupava l'area attualmente di pertinenza della pianura cominciò progressivamente ad essere colmato dai detriti provenienti dalla Catena Alpina a nord e dalla Catena Appenninica a sud, soggette all'intensa opera di erosione, trasporto e deposizione operata dai ghiacciai e dal sistema idrografico del Fiume Po.

Dal punto di vista geologico-strutturale la Pianura Padana rappresenta dunque l'area bacinale settentrionale dell'Avanfossa Appenninica o Padano – Adriatica, grande golfo marino che iniziò a svilupparsi dal Miocene Superiore in posizione esterna rispetto alla Catena Appenninica in formazione ed andò via via riducendosi a causa dei fenomeni di compressione.

La notevole coltre di detriti alluvionali ha subito un progressivo abbassamento (fenomeni di subsidenza), dovuto al carico ed alla compattazione dei materiali sciolti, continuamente rimaneggiati in superficie dall'azione dei corsi d'acqua, che con portate spesso superiori a quelle attuali hanno prodotto profonde incisioni nei materiali depositi in precedenza, in un secondo tempo colmate dalla successiva fase di deposizione glaciale e fluvio-glaciale.

Tra la fine del Pleistocene e l'inizio dell'Olocene, al termine della fase cataglaciale Würmiana, si è sviluppato un ciclo prevalentemente erosivo, che ha portato alla definizione dell'attuale configurazione generale del territorio.

Durante il successivo periodo postglaciale, coincidente con l'Olocene (da 10.000 anni fa ad oggi), si sono succedute fasi deposizionali ed erosive di minore entità, tali da modellare più o meno blandamente le valli alluvionali dei principali corsi d'acqua della Pianura Padana.

I principali aspetti geologici e geomorfologici dell'ambito territoriale in esame sono stati analizzati sulla base delle informazioni derivanti dalla cartografia geologica ufficiale (Fig. 61 "Cremona" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000) e dalle relative note illustrative (Petrucchi & Tagliavini, 1969), nonché delle tavole cartografiche dello studio geologico di supporto al P.G.T. comunale.

L'area di intervento è caratterizzata dai depositi alluvionali di origine continentale appartenenti alla formazione geologica (Pleistocene Superiore) denominata "Fluviale Wurm (f W)", costituita da terreni a granulometria prevalentemente sabbiosa e sabbioso limosa con livelli limoso sabbiosi e limoso argillosi, con presenza di un suolo coltivato di copertura.

Tali depositi alluvionali definiscono il cosiddetto "Livello Fondamentale della Pianura (L.F.P.)", ripiano terrazzato che si sviluppa per la maggior parte della pianura cremonese a quote superiori rispetto alle valli fluviali attuali e passate, testimonianza dell'ultima grande fase di colmamento detritico postglaciale della pianura.

Una porzione di territorio che si sviluppa a nord ed est è caratterizzata dai depositi alluvionali di origine continentale appartenenti alla formazione geologica (Pleistocene Medio-Superiore) denominata "Fluviale Interglaciale Wurm-Riss (f, l W-R)", costituita da depositi fluviolacustri argilloso sabbiosi, più raramente sabbiosi, con scarsi piccoli ciottoli, fittamente stratificati, contenenti concrezioni calcaree; tali terreni affiorano prevalentemente in corrispondenza di strutture del sottosuolo e sono portati in evidenza da movimenti tettonici tardivi che hanno prodotto locali innalzamenti, spesso morfologicamente non evidenti, della coltre deposizionale, come descritto in precedenza.

L'intervento in progetto interesserà in particolare il ponte della S.P. n. 33 "Seniga – Isola Pescaroli" che attraversa il Dugale Delmona Tagliata, corso d'acqua artificiale con funzione di bonifica che ha subito nel tempo opere di rettifica per renderne più efficiente e rapido lo scarico, iscritto nell'Elenco delle Acque Pubbliche della Provincia di Cremona al n. 51 ed inserito all'interno del Reticolo Idrico Minore di competenza comunale; si origina in corrispondenza del limite amministrativo tra i

comuni di Cremona e Malagnino con un tracciato O-E per lo più impostato lungo l'antico tracciato della Via Postumia e sfocia nel fiume Oglio in territorio comunale di Bozzolo (MN).

L'ambito in esame non rientra nelle zone soggette a pericolosità idraulica ed a rischio idraulico, così come rappresentate nelle mappe di pericolosità e nelle mappe di rischio del "Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA)", predisposto dalla Regione Lombardia in attuazione della Direttiva 2007/60/CE "Direttiva Alluvioni" e del d.lgs. 49/2010 ed approvato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po, aggiornamento ed integrazione del quadro conoscitivo rappresentato negli Elaborati del P.A.I., all'interno delle quali sono contenute rispettivamente la delimitazione/classificazione delle aree allagabili e la classificazione del grado di rischio al quale sono soggetti gli elementi esposti.

L'assetto idrostratigrafico del sottosuolo del territorio analizzato è quello tipico della pianura alluvionale, caratterizzato da depositi continentali Quaternari che definiscono acquiferi permeabili multistrato a spessore variabile, costituiti in prevalenza da sabbie grossolane e ghiaie poligeniche di elevata permeabilità, alternati a livelli argillosi impermeabili a sviluppo lenticolare o continuo, che si estendono per uno spessore complessivo di alcune centinaia di metri al di sopra dei fronti di avanzamento sepolti del Sistema Sudalpino ed Appenninico; tali caratteristiche sono tipiche delle unità idrogeologiche appartenenti alla "Serie idrogeologica della medio-bassa pianura" della provincia cremonese, ciascuna delle quali raggruppa i terreni che presentano proprietà idrogeologiche omogenee.

Dall'analisi dell'andamento delle curve isofreatiche, che rappresentano la quota assoluta del livello piezometrico della falda superficiale, si individua un flusso generale delle acque sotterranee in direzione N-S, con presenza di uno spartiacque sotterraneo e di un asse di drenaggio sotterraneo rispettivamente ad ovest ed est dei centri abitati di Gazzo Nuovo e Pieve San Giacomo.

L'intervento in progetto non influenzerà in alcun modo le risorse idriche estratte a scopi idropotabili dagli acquiferi intermedi e profondi.

1.3 TI DI RIFERIMENTO

DOCUMENTI

- Indagini geognostiche e geotecniche, stratigrafie dei sondaggi a firma del Dott. Geol Roberto Mariotti datate 02 Novembre 2023.
- Elaborati di progetto.

1.4 VA DI RIFERIMENTO

NORMATI

- D.M. 17 gennaio 2018 (NTC2018) "Norme Tecniche per le Costruzioni" e relativa Circolare applicativa.
- O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e succ. modifiche e integrazioni.
- O.P.C.M. 28 aprile 2006 n. 3519 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

- D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)".
- D.G.R. 10 ottobre 2014 n. X/2489 "Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 11 luglio 2014 n. 2129".
- D.G.R. 8 ottobre 2015 n. X/4144 "Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 11 luglio 2014 n. 2129".
- L.R. 12 ottobre 2015 n. 33 "Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche".
- D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001 "Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)"

1.5 NTI BIBLIOGRAFICI

RIFERIME

- Associazione Geotecnica Italiana (1977). Raccomandazioni sull'esecuzione delle indagini geognostiche.
- Bazaraa, A.R.S.S. (1967). Use of the standard penetration test for estimating settlement of shallow foundations on sand. Unpublished PhD Thesis, University of Illinois, USA.
- Bolton, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique*, 36, 1, 65-78.
- Burbidge, M.C. (1982). A case study review of settlements on granular soil. Unpublished MSc Dissertation, Imperial College, Università di Londra.
- Burland, J.B. e Burbidge, M.C. (1985). Settlement of foundations on sand and gravel, *Proc. ICE, Part 1*, 78, 1325-71.
- Brinch Hansen, J. (1961). A general Formula for Bearing Capacity. The Danish Geotechnical Institute, Bull. N. 11, Copenhagen.
- Cubrinowski, M. e Ishihara, K. (1998). Empirical correlation between SPT-N value and relative density for sandy soils with various grain size compistions. Manuscript submitted to the Japanese Geotechnical Society for possible publication in *Soils and Foundations* as a technical paper.
- Gibbs, H.J. e Holz, W.G. (1957). Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg.*, Londra, 1, 35-9.
- Greenwood, D.A. (1986). Private Communication about SPT's in relation to borehole size at Cairo Waste Water Project.
- Hatanaka, M. e Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 4, 1-9, Dicembre, Japanese Geotechnical Society.
- Jamiolkowski, M., Ghionna V. N., Lancellotta, R. e Pasqualini, E. (1988). New correlations of penetration tests for design practice. *Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT 1*, Orlando (USA).
- Meyerhof, G.G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *J. Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE*, 82, Jan., paper 866.
- Meyerhof, G.G. (1957). Discussion on Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol. 3, p. 110.

- Stroud, M.A. (1974). The Standard Penetration Test in In sensitive Clays and Soft Rocks. Proc. Eur. Symp. On Penetration Testing (ESOPT I), pp. 367-75.
- Stroud, M.A. (1989). The Standard Penetration Test – its application and interpretation. Proc. ICE Conf. on Penetration Testing in the UK, Birmingham. Thomas Telford, Londra.

2. STRATIGRAFIA

La stratigrafia dei terreni di fondazione in corrispondenza della deviante è stata definita sulla base dei risultati di verticali di indagine a carotaggio continuo, condotti fino alla profondità massima di 30 m e dalle indagini di laboratorio.

Al fine di meglio definire le caratteristiche dei terreni di fondazioni, si è cercato elaborare dettagliate sezioni stratigrafiche rappresentative delle aree di maggiore interesse progettuale.

STRATIGRAFIA	
0,00 – 0,10	Terreno vegetale
0,10 – 1,10	Limo nocciola consistente
1,10 – 3,00	Alternanze di livelli limo-sabbiosi, consistenti, da marrone chiaro a marrone, presenti ossidazioni
3,00 – 4,90	Limo sabbioso, marrone, moderatamente consistente, presenti ossidazioni
4,90 – 9,70	Limo grigio, moderatamente consistente, debolmente sabbioso, presenti livelli centimetrici argillosi
9,70 – 20,80	Sabbia grigia, fine, debolmente limosa, da sciolta a scarsamente addensata. Abbondanti rifluimenti di sabbia nei rivestimenti.
20,80 – 21,50	Limo argilloso, grigio, consistente.
21,50 – 24,30	Limo grigio, sabbioso.
24,30 – 30,00	Limo grigio, poco consistente-molle, intercalato da sabbia fine debolmente limosa, presenti livelli torbosi; leggero incremento della consistenza da m. 28,00.

3. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO

Il territorio comunale di Pieve San Giacomo (CR), in seguito all'O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274 ed alla d.g.r. 14964/03 della Regione Lombardia, è stato classificato in Zona Sismica 4.

Successivamente, l'O.P.C.M. 3519/2006 ha stabilito che la nuova suddivisione in zone sismiche da parte della Regione Lombardia deve avere come riferimento una nuova mappa di pericolosità sismica, allegata all'O.P.C.M., nella quale vengono espressi i valori di accelerazione sismica di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, risultato di valutazioni relative alla pericolosità sismica che hanno avuto come riferimento la zonazione sismogenetica ZS9, realizzata per tutto il territorio nazionale dall'I.N.G.V. (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Gruppo di lavoro MPS 2004).

In accordo con le disposizioni normative nazionali e coerentemente con la mappa di pericolosità sismica, la Giunta Regionale ha approvato, con d.g.r. 11 luglio 2014 n. X/2129, l'aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia, entrato ufficialmente in vigore dal 10 aprile 2016.

Pertanto a seguito di tale aggiornamento in territorio comunale, riclassificato in Zona Sismica 3, dovrà essere adottato un regime normativo più restrittivo e maggiormente attento alla componente sismica sia a livello di pianificazione che di progettazione degli interventi.

Allo stato attuale il concetto di zonazione sismica è stato totalmente superato, sostituito da un approccio di tipo quantitativo-probabilistico ed interpolatorio-deterministico che ha portato alla definizione ed alla realizzazione, come riportato in precedenza, di un reticolo di riferimento su tutto il territorio nazionale, risultato di valutazioni relative alla pericolosità sismica che hanno avuto come riferimento la zonazione sismogenetica ZS9.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto di un sito specifico, è necessario valutare l'influenza delle condizioni geologiche e geomorfologiche della zona (condizioni locali) sulla pericolosità sismica di base, valutando sia gli effetti di amplificazione che può subire il moto sismico di riferimento che gli effetti di instabilità cui sono sottoposti i terreni di fondazione se sottoposti ad una sollecitazione sismica.

la pericolosità sismica di base, che presenta una discreta variabilità anche all'interno di uno stesso territorio, è definita attraverso il valore dell'accelerazione sismica orizzontale massima del suolo a_g su suolo rigido orizzontale in condizioni di campo libero (free field, assenza di manufatti) nonché in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, ed è funzione dei parametri sismici (a_g , F_0 , T_c^*) che per ciascuna delle probabilità di superamento P_vR nel periodo di riferimento V_R (espresso in anni) definiscono le forme spettrali dell'azione sismica di progetto.

L'amplificazione dell'azione sismica di base è legata alle condizioni topografiche e stratigrafiche di uno specifico sito, in relazione ai potenziali effetti di riflessione multipla, risonanza e doppia risonanza delle onde sismiche, che tendono ad amplificare localmente le azioni sismiche trasmesse dal terreno (effetti di sito).

Si rende pertanto necessaria la valutazione della "risposta sismica locale" del sito di intervento, al fine di determinare l'azione sismica di progetto, a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite dall'azione sismica di base trasmettendosi dal substrato rigido sino alla superficie topografica.

Nel caso in esame, essendo l'area di intervento pianeggiante, non devono essere considerati gli effetti di amplificazione topografica; l'area di progetto appartiene difatti alla categoria topografica T1, alla quale corrisponde un coefficiente topografico $ST=1,0$ (assenza di amplificazione topografica), come riportato nelle NTC18 (Tab. 3.2.V).

La risposta sismica locale del sito di costruzione è pertanto legata esclusivamente agli effetti di amplificazione stratigrafica del segnale sismico di riferimento.

Come previsto nelle NTC18 (par. 3.2.2), la valutazione dell'amplificazione stratigrafica necessaria alla definizione dell'azione sismica di progetto, in alternativa a specifiche analisi di risposta sismica locale, può essere effettuata con riferimento alle categorie di sottosuolo (approccio semplificato), la cui individuazione si basa sui valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

Per depositi con profondità del substrato (formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzata da $V_s \geq 800$ m/s) superiore a 30 m dal piano di imposta delle fondazioni superficiali o dalla testa dei pali la velocità equivalente $V_{s,eq}$ delle onde di taglio è definita dal parametro V_{s30} .

Ai fini della determinazione del valore della V_{s30} , necessario per la definizione della categoria di sottosuolo dell'area in esame, sono state realizzate n. 2 indagini sismiche condotte con metodo "RE.MI." (Refraction Microtremor), tecnica "passiva" basata sulla registrazione del rumore sismico indotto da attività antropiche, e con metodo "MASW" (Multichannel Analysis of Surface Waves), tecnica "attiva" basata sulla misura delle onde superficiali (onde di Rayleigh).

Con il metodo RE.MI. l'acquisizione dei dati per la determinazione della V_{s30} è stata svolta tramite la registrazione del "noise" (rumore) ambientale utilizzando geofoni da 4.5 Hz ed un acquisitore digitale multicanale a 24 canali con dinamica a 24bit, attraverso il quale sono stati acquisiti n. 2 profili sismici costituiti da stendimenti di 17 geofoni (Prova 1) e 24 geofoni (Prova 2) equispaziati di 5 m; sono stati raccolti oltre 15 records di lunghezza di 30 sec con campionamento ogni 2 ms.

Con il metodo MASW l'acquisizione dei dati è stata svolta utilizzando i medesimi stendimenti delle prove RE.MI.; la lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec, con passo di campionamento di 0.250ms. L'energizzazione, realizzata a distanze di 5m dal primo e dall'ultimo geofono, è stata ottenuta con una massa battente di 8 Kg.

I risultati hanno restituito un progressivo aumento del valore di V_{s30} con la profondità del piano di imposta delle strutture di fondazione; confrontando il valore di V_{s30} ottenuto con i corrispondenti intervalli di valori associati alle categorie di sottosuolo riportate nella Tabella 3.2.II del Cap. 3.2.2 delle NTC18, è possibile assegnare i terreni di fondazione dell'area in esame alla CATEGORIA DI SOTTOSUOLO C, alla quale appartengono depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Al fine di verificare la correttezza dell'attribuzione della categoria di sottosuolo C all'area in esame si è ritenuto opportuno applicare in fase di progettazione il 2° livello di approfondimento, secondo le indicazioni della d.g.r. n. 9/2616/2011, relativo allo scenario sismico PSLZ4a (che caratterizza le zone con terreni potenzialmente soggetti a fenomeni di amplificazione del segnale sismico di base).

I valori di F_a di soglia proposti dalla normativa sono superiori ai corrispondenti valori di F_a calcolati, pertanto la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito; in fase

di progettazione edilizia è quindi corretto l'utilizzo dello spettro previsto dalla normativa vigente per la categoria di **sottosuolo C**.

3.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- Sicurezza nei confronti di stati limiti ultimi (SLU);
- Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE).

Si procede nel seguito all'identificazione degli stati limite da verificare per le opere comprese nel progetto in esame.

3.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per quanto riguarda gli stati limiti ultimi è necessario verificare:

- EQU – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura considerati come corpi rigidi (ad esempio verifica ribaltamento di muri di sostegno,...);
- GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno – struttura (ad esempio raggiungimento del carico limite dei terreni di fondazione, scorrimento sul piano di posa di fondazioni superficiali, rotazione di una paratia a sbalzo o con un vincolo intorno ad un punto,...);
- UPL – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (ad esempio galleggiamento di strutture immerse in falda,...);
- HYD – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

3.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. E' quindi necessario valutare gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo. In caso di eccessive deformazioni si potrà valutare la scelta di fondazioni profonde o di tipologie costruttive delle opere di sostegno compatibili con lo stato deformativo presente.

3.4 VERIFICHE NEI CONFRONTI DELL'EVENTO SISMICO

La sicurezza della costruzione deve essere assicurata rispetto allo spettro SLV, la combinazione sismica con le altre azioni deve essere pari a quella prevista al cap 3.2.4 del DM 17/01/2018. Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali. Per i carichi dovuti a traffico l'aliquota da considerarsi nel carico gravitazionale sarà pari al 20% del sovraccarico stradale.

4. LIVELLO DELLA FALDA FREATICA

Il livello della falda freatica è posto a circa 3.3 mt dal p.c., pertanto tutte le opere realizzate al di fuori dell'alveo fluviale in sotterraneo, gli scavi ed i rilevati stradali non si spingeranno sotto la falda. Le interferenze con la falda freatica saranno legate alle opere di fondazione profonde.

Va sempre considerato che il livello della prima falda può avere escursioni anche metriche pertanto non è da escludere che in base alla stagionalità ed al livello delle precipitazioni il livello si possa alzare fino a lambire il piano campagna.

Per quanto riguarda le opere da realizzarsi entro l'alveo del canale esse dovranno essere sempre considerate da realizzarsi in presenza d'acqua per ovvi motivi.

5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base delle indagini effettuate i parametri geotecnici per il calcolo delle fondazioni si possono riassumere come riportato nella tabella seguente.

MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO										
Unità Geotecnica Litologia prevalente	Profondità da p.c. [m]		φ'_m [°]	Su_m [kPa]	OCR_m	Dr_m [%]	Es_m [MPa]	M_m [MPa]	G_{0m} [MPa]	γ_{tm} [kN/m ³]
	da	a								
A limi argillosi limi sabbiosi sabbie limose	0,00	8,67÷11,69	36°	107	8	46	53	58	56	18
B sabbie limose sabbie	8,67÷11,69	22,59	35°	0	0	43	73	139	92	18
C limi argillosi limi sabbiosi sabbie limose	22,59	30,02	33°	141	3	34	100	87	106	18

Dove:

φ'_m	Valore <u>medio</u> dell'angolo di attrito interno (terreni incoerenti)
Su_m	Valore <u>medio</u> della coesione non drenata (terreni coesivi)
OCR_m	Valore <u>medio</u> del grado di sovraconsolidazione (terreni coesivi)
Dr_m	Valore <u>medio</u> della densità relativa (terreni incoerenti)
Es_m	Valore <u>medio</u> del modulo di Young
M_m	Valore <u>medio</u> del modulo confinato (monodimensionale)
G_{0m}	Valore <u>medio</u> del modulo di taglio (piccole deformazioni)
γ_{tm}	Valore <u>medio</u> del peso dell'unità di volume

6. PARAMETRI GEOTECNICI PER RILEVATI

I parametri geotecnici e i coefficienti di spinta caratteristici e di progetto da utilizzarsi per i materiali da rilevato come previsti nel C.S.A. vengono riportati nella seguente tabella

Caratterizzazione materiali da rilevato/reinterri																
Parametri in condizioni drenate					Spinta a riposo			Spinta attiva			Spinta Passiva			Peso di volume		Permeabilità
ϕ'_k	ϕ'_{dM1}	ϕ'_{dM2}	E'_{25}	E_{UR}	K_{0k}	K_{0M1}	K_{0M2}	K_{Ak}	K_{AM1}	K_{AM2}	K_{Pk}	K_{PM1}	K_{PM2}	naturale γ_n	sommerso γ'	k
(°)	(°)	(°)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/s)
38	38	32	40	120	0.380	0.380	0.470	0.238	0.238	0.307	4.200	4.200	3.250	20	11	$1 \times E^{-3} + E^{-5}$

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kerisel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno $\delta = 0$ ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di K_A e K_P) sia orizzontale ($\beta = 0^\circ$). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

In cui:

LEGENDA PARAMETRI	
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
ϕ'_{dM1}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
ϕ'_{dM2}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E'_{25}	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E_{UR}	Modulo elastico secante in ricarico;
K_{0k}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
K_{0M1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{0M2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Ak}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
K_{AM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{AM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Pk}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
K_{PM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{PM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

7. PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Riferirsi alle prescrizioni contenute nella parte II del CSA.

8. VERIFICHE DI STABILITÀ

8.1 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Nel presente capitolo vengono condotte verifiche della suscettibilità dei terreni presenti nel sottosuolo al fenomeno della liquefazione sotto l'azione di un sisma di progetto.

Per condurre a liquefazione un terreno suscettibile al fenomeno è necessaria non solo l'occorrenza di un forte sisma, sia in termini di magnitudo che durata, ma anche di particolari condizioni litostratigrafiche, idrogeologiche e geomeccaniche dei terreni di fondazione.

Per la definizione della magnitudo di progetto (M_w) del sisma atteso si ritiene opportuno utilizzare in via cautelativa il valore della magnitudo massima attesa nella zona sismogenetica più prossima all'area di intervento, ovvero la ZS913 "Appennino Emiliano-Romagnolo", alla quale è associato un valore di $M_w=6,14$, come da tabella 2.8-1 degli ICMS di seguito riportata.

Tabella 2.8-1 – Valori di M_{max} per le zone sismogenetiche di ZS9 [estratto da Gruppo di lavoro, 2004]

Nome ZS	Numero ZS	M_{max}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Isochia-Vesuvio	929	5.91
Altre zone	981, 902, 903, 904, 907, 988, 989, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Noruzzese, Appennino Umbro, Nizza Saurem	918, 919, 910	6.37
Friuli-Venezia Orientale, Gorda-Veneziana, Gortignano-Mugello, Calabria Jonica	985, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.65
Appennino Abruzzese, Sannio - Irpinio - Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Tra i vari metodi di verifica alla liquefazione riportati in letteratura, nel presente studio è stato utilizzato il metodo semplificato di Robertson (1998), basato sul calcolo di un fattore di sicurezza F_s dato dal rapporto tra la resistenza al taglio mobilante R caratteristica del materiale (CRR – Cyclic Resistance Ratio), ossia il suo stato di deformazione critica, e lo sforzo di taglio T indotto dall'azione sismica (CSR – Cyclic Stress Ratio):

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} * MSF$$

Si considera come valore discriminante $F_s=1,00$, tale per cui un terreno risulterà suscettibile al fenomeno della liquefazione nel caso in cui: $F_s \leq 1,00$ materiale liquefacibile

Mediante l'adozione di un programma dedicato (LiqIT – Geologismiki), utilizzando i risultati della prova penetrometrica statica CPTEu-02 sono stati ottenuti i diagrammi ed i tabulati (vedi allegati alla relazione geologica), dai quali si evince l'assenza di fenomeni di liquefazione.

E' stato calcolato inoltre il valore del potenziale di liquefazione (PL) o indice di liquefazione (IL), definito dalla relazione di Iwasaki et al. (1978):

$$PL = \sum_{i=1}^n F(z)W(z)dz$$

dove:

n	numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale
z	profondità di calcolo (max 20 m)
$F(z)$	$F(z) = 0$ per $F_s > 1$; $F(z) = 1 - F_s$ per $F_s \leq 1$
$W(z)$	$W(z) = 10 - 0,5z$
dz	spessore dell'intervallo di calcolo

Il valore ottenuto, pari a $IL=0,03$, in base alle classi di rischio riportate nella seguente legenda permette di definire un rischio di liquefazione non probabile.

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 $I_L > 15.00$ - Liquefaction certain

8.2 STABILITÀ DEI RILEVATI

Ai sensi del punto 6.8.2. NTC 2018 nel proseguo sarà utilizzato l'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2).

Per quanto riguarda il materiale costituente il rilevato si tratterà di materiale arido, terre appartenenti alle categorie A1/ A-3 per rilevati stradali, con condizioni di costipamento come da normativa per strade ordinarie.

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

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

	Effetto	Coefficiente Parziale 7F (o 7E)	(A2)
Carichi permanenti G1	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,0
Carichi permanenti G2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,3

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

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

8.2.1 Approccio teorico

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:

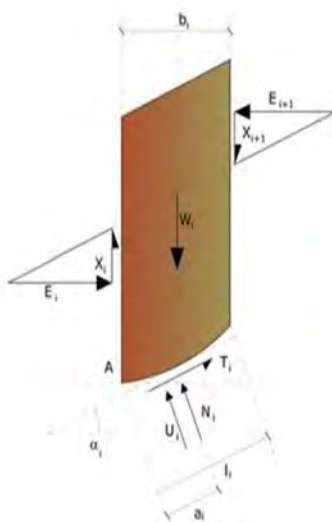
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido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

Metodo di Bishop:

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:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

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



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

$$F_{sm} = F_{sf}$$

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.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m'n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

8.2.2 Verifica

Poiché i nuovi rilevati hanno pendenza minore che metrica le verifiche sono soddisfatte per ovvi motivi.

8.3 CEDIMENTI DEI RILEVATI

Viene utilizzato il metodo edometrico per la valutazione dei cedimenti.

8.3.1 Riempimento a tergo diaframmi

Riferimento zona	Base rilevato
Carico dinamico sul rilevato	20 KN/mq
1/2 Larghezza rettangolo	4 mt
Larghezza base triangolo	5.3
Imposta piano di posa sbancamento	-4 mt
Peso unità volume sbancamento	20 KN/mc
Altezza rilevato	1.00 + 4
Peso unità volume rilevato	20 KN/mc
Peso unità volume fondazione rilevato	20 KN/mc

Strato	Spessore strato m	Cedimento asse cm	Cedimento Bordo esterno cm
1	1	0,958	0.767
2	2	1,357	1,124
3	2	1,498	1,247
4	2	1,614	1,397
5	2	1,715	1,526

cedimento totale

7,139

6.061

Il cedimento atteso risulta pari a circa 7 cm la cui evoluzione nel tempo risulta esaurita dopo alcuni mesi al 60 %. Per il restante 40 % sarà esaurita nell'arco di alcuni anni.

Le deformazioni quindi sono ampiamente compatibili con la sovrastruttura progettata, con l'accertezza di prevedere eventualmente una riasfaltatura con sistemazione del raccordo esistente-nuovo trascorsi alcuni anni dalla sua realizzazione.

8.3.2 Strada esistente

Riferimento zona	Base rilevato
Carico dinamico sul rilevato	20 KN/mq
1/2 Larghezza rettangolo	5.50 mt

Larghezza base triangolo	3 mt
Imposta piano di posa sbancamento	-0.25 mt
Peso unità volume sbancamento	20 KN/mc
Altezza rilevato	1 + 0.25 (scarifica/sbancamento)
Peso unità volume rilevato	20 KN/mc
Peso unità volume fondazione rilevato	20 KN/mc

Strato	Spessore strato m	Cedimento asse cm	Cedimento Bordo esterno cm
1	1	1,09	0,87
2	0,25	0,65	0,48
3	2	0,89	0,76
4	2	0,41	0,34

cedimento totale	3,44	2,45
-------------------------	-------------	-------------

Il cedimento del nuovo rilevato di altezza pari a circa 1 mt impostato su un rilevato esistente sovraconsolidato è dell'ordine di alcuni circa 3.5 cm cm la cui evoluzione nel tempo risulta esaurita dopo alcuni mesi al 60 %. Per il restante 40 % sarà esaurita nell'arco di alcuni anni.

9. TRATTAMENTO DEI MATERIALI DEGLI SCAVI

Gli scavi da realizzare nel presente progetto sono per la maggior parte individuabili in quelli necessari alla realizzazione delle opere fondali e di scotico. Per i campioni indisturbati prelevati in sito si è proceduto alla classificazione dei terreni secondo i gruppi individuati dal metodo HBR-AASHTO (CNR-UNI 10006). In base a tale classificazione risulta quanto segue:

- lo strato di riporto superficiale (circa primi 0.40 m ma la variabilità è notevole) non risulta essere utilizzabile come materiale da rilevato poiché, come già accennato in precedenza, risulta avere caratteristiche meccaniche molto eterogenee, il suo utilizzo è consentito solo per lo strato corticale di rivestimento delle scarpate.

10. VERIFICHE DI PORTANZA DELLE FONDAZIONI

10.1 DIAFRAMMI

Viene valutata la capacità portante del diaframma assimilandolo ad una fondazione diretta con piano di imposta a -15.52 mt dal p.c. (15.32 mt di diaframma + 0.2 mt di asfalto).

La presenza della porzione in opera da 4.32 mt in testa e la metodologia di realizzazione dei diaframmi che presuppone l'ammorsamento tra i vari pannelli dovuti alla scabrosità delle pareti laterali consentono di considerare il complesso cordolo/diaframma quale corpo unico.

Il calcolo viene condotto secondo il DM 17/01/2018 Par.6:

Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

Si considera la porzione del diaframma sostenente l'anello della rotatoria (ovvero 4 pannelli per complessivi 10 mt)

Le azioni dimensionanti alla base dei diaframmi sono (vedi relazione di calcolo par. 7.4):

$$N = 6761.11 \text{ KN}$$

$$T = H_I = 1147.55 \text{ KN}$$

$$L = H_b = 3385.30 \text{ KN}$$

10.1.1 Basi teoriche

VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

REGOLA DI MEYERHOF

$$e_b = \frac{M_b}{V} \quad e_l = \frac{M_l}{V}$$

Superficie d'impronta ridotta

$$B^* = B - e_b \quad L^* = L - e_l$$

ALTEZZA DELLA CURVA DI SCORRIMENTO

$$H_{scor} = \frac{B^*}{2} \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Se la falda intercetta la curva di scorrimento, si fa l'ipotesi che il pelo libero sia situato sul piano campagna, viceversa si esegue l'analisi in assenza di falda.

CONDIZIONI DRENATE

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma \psi_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c \psi_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q \psi_q z_q \quad (\text{Brinch-Hansen 1970})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi') \quad (\text{Vesic 1973}) \quad N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan(\varphi') \quad (\text{Hansen 1970}) \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi') \quad (\text{Meyerhof 1963})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi')$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\pi \tan(\varphi')}$$

CONDIZIONI NON DRENATE

$$q_{lim} = c_u N_{c,0} s_{c,0} d_{c,0} i_{c,0} b_{c,0} z_{c,0} + q \quad (\text{Brinch-Hansen 1970})$$

$$N_{\gamma,0} = 1$$

$$N_{q,0} = 1$$

$$N_{c,0} = 5,14$$

COEFFICIENTI RIDUTTIVI

Forma della fondazione		s_c	s_q	s_r	Coefficienti di forma. Secondo De Beer
Rettangolare		$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$	
Circolare o quadrata		$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6	
Valore di ϕ		d_c	d_q	d_r	Coefficienti di profondità. Secondo Brich-Hansen, 1970; Vesic, 1973
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate		$\frac{D}{B'} \leq 1 \quad 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$ $\frac{D}{B'} > 1 \quad 1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1	1	
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condizioni drenate		$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\frac{D}{B'} \leq 1 \quad 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$ $\frac{D}{B'} > 1 \quad 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1	
Terreno		i_c	i_q	i_r	Coefficienti di inclinazione del carico. Secondo Vesic, 1973
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate		$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1	
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condizioni drenate		$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$	
$c = 0$ sabbia		-	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	
$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$		$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$	θ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L	
		b_c	b_q	b_r	Coefficienti di inclinazione del piano campagna Secondo Brich-Hansen, 1970
		$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	
		g_c	g_q	g_r	Coefficienti di inclinazione del piano di posa. Secondo Brich-Hansen, 1970
		$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$	

COEFFICIENTI RIDUTTIVI PER PUNZONAMENTO

$$\Psi_{\gamma} = e^{\left(0,6 \cdot \frac{B^*}{L^*} - 4,4\right) \cdot \tan(\varphi') + \frac{[3,07 \sin(\varphi') \cdot \log(2 l_r)]}{[1 + \sin(\varphi')]}}$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_q \tan(\varphi')}$$

$$\Psi_q = \Psi_{\gamma}$$

$$I_r = \frac{E[2(1 + \nu)]}{c' + \sigma'_{v,medio} \tan(\varphi')}$$

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2 \tan(\varphi')} e^{\left(3,3 - 0,45 \frac{B^*}{L^*}\right)}$$

COEFFICIENTI RIDUTTIVI PER EFFETTI CINEMATICI

Secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1997)

$$z_{\gamma} = \left[1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi')}\right]^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_{\gamma}$$

$$T_{sismico} = V \cdot k_h$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**CONDIZIONI DRENATE**

$$F_s = c' B^* L^* + V_{(fav)} \tan(\varphi') + K_p \sigma'_v \gamma_{medio} B \frac{(D - 0,3)^2}{2}$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

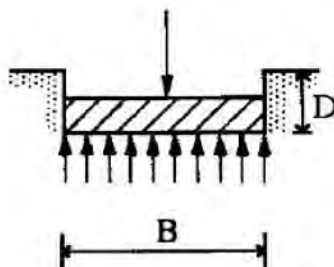
CONDIZIONI NON DRENATE

$$F_s = c_u B^* L^* + \sigma'_v \gamma_{medio} B \frac{(D - 0,3)^2}{2}$$

10.1.2 Verifiche

DATI FONDAZIONE

Geometria fondazione



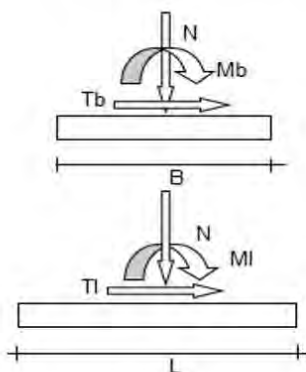
Lato corto
Lato lungo
Altezza del fondazione
Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa

B	0,80 m
L	10,00 m
H	15,32 m
D	15,52 m

Sollecitazioni

Inserire solamente sollecitazioni derivanti dall'analisi statica, la verifica sismica verrà eseguita attraverso un approccio pseudo statico secondo le formulazioni di Paolucci e Pecker.

Il peso proprio della fondazione viene inserito di default in questa sezione, perché deve essere moltiplicato per il coefficiente amplificativo.



Forza normale alla base
Forza parallela al lato lungo
Forza parallela al lato corto
Momento che arrotola attorno al lato corto
Momento che arrotola attorno al lato lungo

Forza tagliante combinata $H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$

V
HI
Hb
Mb
MI

H

CARICHI STATICI			
	Gk1	Gk2	Qk
V	6761,1 kN		
HI	1147,6 kN		
Hb	1692,7 kN		
Mb	0,0 kN		
MI	0,0 kN		
H	2045,0 kN	0,0 kN	0,0 kN

GEOTECNICA**Falda**

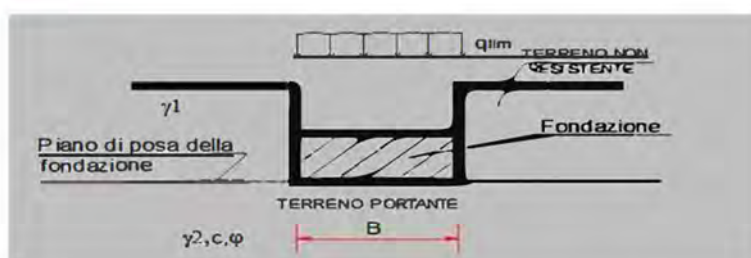
Attiva la falda:

Quota della falda dal piano campagna

Peso specifico acqua

 H_{falda} γ_w

si
3,00 m
10,0 kN/m ³

Parametri geotecnici**Sabbia limosa**

Densità relativa

Modulo elastico

Modulo confinato

Coefficiente di Poisson

Costante di Winkler

 D_r E M ν K_w

0.43

73000 kPa

139000 kPa

0,3

6 N/cm³

Angolo di attrito

Coesione

Resistenza a taglio non drenata

Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle

Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.

 ϕ' c' c_u $\gamma_{f,sopra}$ $\gamma_{f,sotto}$

35,00 °

0,00 kPa

0,00 kPa

18,00 kN/m³18,00 kN/m³

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

 s d

si

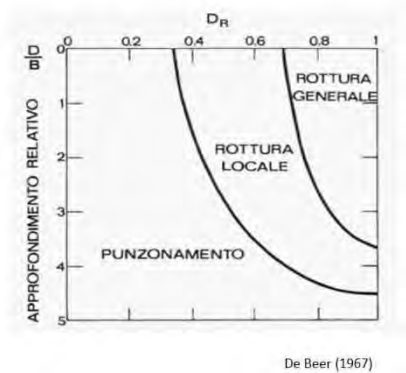
no

SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

VERIFICA PER ROTTURA LOCALE



Se D_R è compreso negli intervalli del grafico di De Beer bisogna utilizzare i seguenti parametri meccanici corretti, validi per D_R minori del 67%.

La verifica verrà eseguita come nel caso di rottura generale utilizzando nel calcolo i parametri modificati secondo Vesic.

Definisci D_R percentuale

34,0 %

angolo di attrito corretto
coesione corretta

ϕ',d 32,9
 c',d 0,00 kPa

parametro di correzione
Secondo Vesic (1970)

r 0,9233

Vuoi usare i parametri corretti?

si

Ho inserito i parametri modificati, torna sopra alla verifica per rottura generale e controlla il risultato

DATI DI PROGETTO

angolo di attrito
coesione
P.S. terreno sopra il piano di posa.
P.S. terreno sotto il piano di posa.
P.S. terreno sopra il piano di posa.
P.S. terreno sotto il piano di posa.
inclinazione piano campagna
Profondità della curva di scorrimento

ϕ',d	32,88 °
c',d	0,00 kPa
$\gamma'_{f,sopra,d}$	18,0 kN/m ³
$\gamma'_{f,sotto,d}$	18,0 kN/m ³
$\gamma'_{f,medio,d}$	18,0 kN/m ³
α	0,00 °
ω	0,00 °
H _{scor.}	1,47 m

Base
Lunghezza
Base ridotta
Lung. Ridotta
Altezza zattera
Affondamento
Altezza magrone

B	0,80 m
L	10,00 m
B*	0,80 m
L*	10,00 m
H	15,32 m
D	15,52 m
Hm	0,00 m

Carico verticale
Carico Orizzontale
Momento Sollecitante b
Momento Sollecitante l

V _d	6761,1 kN
H _d	2045,0 kN
M _{b,d}	0,0 kNm
M _{l,d}	0,0 kNm

Taglio Sismico

H _a	0,0 kN
----------------	--------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N _y	34,56	Secondo Vesic, 1973
N _c	38,25	Secondo Vesic (1970)
N _q	25,73	Secondo Prandtl (1921)

COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S _y	1,000
S _c	1,000
S _q	1,000

Coefficienti di profondità	
d _y	1,000
d _c	1,427
d _q	1,410

Coefficienti di inclinazione del carico	
i _y	0,384
i _c	0,532
i _q	0,550
m _s	1,908
m _l	1,078
m	1,858
Ø	55,86 °

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
b _y	1,000
b _c	1,000
b _q	1,000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
g _y	1,000
g _c	1,000
g _q	1,000

Coefficienti che tengono conto della rottura per punzonamento	
ψ _y	1,000
ψ _c	1,000
ψ _q	1,000

Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)	
z _y	1,000
z _c	1,000
z _q	1,000

REGOLA DI MEYERHOF

e _b	0,00 m
B*	0,80 m

e _L	0,00 m
L*	10,00 m

CARICO LIMITE

q_{lim}	5675,4	[kN/m ²]
-----------	--------	----------------------

Q_{lim}	45402,9	[kN]
-----------	---------	------

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} \psi_{\gamma} z_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c \psi_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q \psi_q z_q$$

↑
contributo
forze di **attrito**
↑
contributo
forze di **coesione**
↑
contributo
sovraccarico

 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 (ROTTURA GENERALE)

E_d	6761,1	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	19740,4	[kN]		
e_d	845,1	[kPa]		
r_d	2467,6	[kPa]		2,92

VERIFICA A SCORRIMENTO

E_d	2045,0	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	2226,2	[kN]		

	δ_k	δ_d
no	13,33 °	13,33 °

Vuoi definire l'angolo di attrito?

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

si

Altezza del cuneo di spinta passiva

15,22 m

La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Tensione normale media	$\sigma'_{v,medio}$	13,21 kPa	Assunta di norma pari alla tensione verticale geostatica efficace ad un approfondimento di $H_{scor}/2$
Modulo di Young del terreno	E	12750 kPa	
Indice di rigidezza	I_r	574,4	
Indice di rigidezza	$I_{r,crit}$	201,1	TIPO ROTTURA: GENERALE $I_r > I_{r,crit}$

- Nota le resistenze (R_d) riportate nel tabulato di verifica sono già depurati del coefficiente R_3 (ex $Q_{lim} = 45402.9/2.3 = 19740.4$ kN)

11. VERIFICHE GEOTECNICHE DIAFRAMMI

11.1 MODELLO DI CALCOLO, AZIONI E COMBINAZIONI

11.1.1 Calcolo della spinta

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

11.1.2 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico* o *idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

11.1.3 Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

11.1.4 Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_f , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

11.1.5 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle

che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm²), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliente nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliente ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

11.1.6 Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse

applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassetto e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzata. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

11.1.7 Verifica alla stabilità globale

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

11.2 DIAFRAMMA TIPO 1 E 3 (SOSTENENTI STRADA A TERGO O TERRENO MA NON IMPALCATO)

Tali diaframmi non sostengono l'impalcato e pertanto sono ad estremo libero.

L'entità del sovraccarico stradale a tergo è valutata pari a 30 KN/mq.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo.

11.2.1 Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia in setto di cls armato**

Altezza fuori terra	6,38	[m]
Profondità di infissione	8,94	[m]
Altezza totale della paratia	15,32	[m]
Lunghezza paratia	1,00	[m]
Spessore della paratia	0,80	[m]

11.2.2 Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N	X	Y	A
2	10,00	0,00	0,00

Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-10,00	-6,38	0,00
2	0,00	-6,38	0,00

11.2.3 Descrizione terreni

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

Descrizione Descrizione del terreno

γ peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]

ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]

δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]

c coesione del terreno espressa in [kg/cm²]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
1	unità A	17,6523	19,6136	36,00	24,00	0,000
2	unità B	17,6523	19,6136	35,00	23,33	0,000
3	unità C	17,6523	19,6136	33,00	22,00	0,000
4	rilevato	20,0000	21,0000	38,00	25,33	0,000

11.2.4 Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]

kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)

Terreno Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	4,00	0,00	1,08	rilevato
2	4,67	0,00	4,77	unità A
3	13,92	0,00	6,63	unità B
4	7,41	0,00	12,20	unità C

11.2.5 Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia 3,00 [m]

Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia 6,38 [m]

Regime delle pressioni neutre:

Idrodinamico**11.2.6 Caratteristiche materiali utilizzati****Calcestruzzo**

Peso specifico	25	[kN/mc]
----------------	----	---------

Classe di Resistenza	C25/30
----------------------	--------

Acciaio

Tipo	B450C
------	-------

11.2.7 Condizioni di carico*Simbologia e convenzioni adottate*

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

F_x	Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
-------	---

F_y	Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
-------	---

M	Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
-----	--

Q_i, Q_f	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
------------	---

V_i, V_s	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
------------	--

R	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]
-----	--

Condizione n° 1

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 1,00$	$X_f = 10,00$	$Q_i = 30,00$	$Q_f = 30,00$
--------------------------------	--------------	---------------	---------------	---------------

11.2.8 Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Combinazione n° 3 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 1.00

Combinazione n° 4 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 1.00

Combinazione n° 5 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Combinazione n° 6 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Combinazione n° 7 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale / sisma V+) x 0.20

Combinazione n° 8 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale / sisma V+) x 0.20

Combinazione n° 9

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 0.20

Combinazione n° 10

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 0.50

Combinazione n° 11

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 1.00

11.2.9 Impostazioni di progetto

Spinte e verifiche secondo :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 17/01/2018

11.2.9.1 Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

11.2.9.2 Coefficienti di partecipazione combinazioni sismicheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

11.2.10 Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva K_a e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Bishop

11.2.11 Impostazioni analisi sismica

Combinazioni/Fase	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s^2]	0.880	0.447
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.657	2.552
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0.319	0.262
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.000	1.000
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S_s)	1.500	1.500
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	0.840	0.840
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	0.077	0.077
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.422	0.422
Coefficiente di intensità sismica (percento)	4.764	2.419
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (k_v)	0.00	
Influenza sisma nella spinta attiva da monte		
Forma diagramma incremento sismico : Rettangolare		

11.2.12 Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico

La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.

Essa è discretizzata in 128 elementi fuori terra e 179 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.

Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.

Altezza fuori terra della paratia	6,38	[m]
Profondità di infissione	8,94	[m]

Altezza totale della paratia 15,32 [m]

11.2.12.1 Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kN]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc	Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y _{Pa}	Is	Y _{Is}	Pw	Y _{Pw}	Pp	Y _{Pp}	Pc	Y _{Pc}
1	[A1-M1]	40,07	2,65	--	--	171,72	8,23	-239,35	7,97	27,56	14,03
2	[A2-M2]	40,23	2,64	--	--	171,72	8,23	-239,15	7,96	27,20	14,11
3	[A1-M1]	60,64	2,67	--	--	171,72	8,23	-274,31	7,86	41,94	13,81
4	[A2-M2]	65,91	2,63	--	--	171,72	8,23	-280,72	7,80	43,09	13,96
5	[A1-M1] S	30,26	2,64	4,06	3,19	171,72	8,23	-229,68	8,01	23,64	14,12
6	[A2-M2] S	39,95	2,64	4,57	3,19	171,72	8,23	-245,91	7,94	29,67	14,07
7	[A1-M1] S	32,85	2,65	4,62	3,19	171,72	8,23	-234,76	7,99	25,57	14,08
8	[A2-M2] S	43,72	2,65	5,24	3,19	171,72	8,23	-253,06	7,91	32,38	14,04
9	[SLEQ]	33,28	2,66	--	--	171,72	8,23	-228,14	8,02	23,14	14,13
10	[SLEF]	37,35	2,67	--	--	171,72	8,23	-234,76	7,99	25,69	14,08
11	[SLER]	44,30	2,67	--	--	171,72	8,23	-246,25	7,94	30,23	14,00

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Rc	Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt	Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv	Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp	Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y _{Rc}	Rt	Y _{Rt}	Rv	Y _{Rv}	Rp	Y _{Rp}
1	[A1-M1]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
2	[A2-M2]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
3	[A1-M1]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
4	[A2-M2]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
5	[A1-M1] S	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
6	[A2-M2] S	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
7	[A1-M1] S	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
8	[A2-M2] S	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
9	[SLEQ]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
10	[SLEF]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
11	[SLER]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]

MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]

R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

Pp Portanza di punta, espressa in [kN]

n°	Tipo	P _{NUL}	P _{INV}	C _{ROT}	MP	R/R _{MAX}	Pp
1	[A1-M1]	6,38	6,38	11,82	0.00	6,05	3037,90
2	[A2-M2]	6,38	6,38	11,98	8.89	11,59	1491,74
3	[A1-M1]	6,38	6,38	11,40	0.00	6,79	3037,90
4	[A2-M2]	6,38	6,48	11,66	13.89	13,51	1491,74
5	[A1-M1] S	6,38	6,38	12,00	1.11	8,28	3037,90
6	[A2-M2] S	6,38	6,38	11,89	8.89	11,80	1491,74
7	[A1-M1] S	6,38	6,38	11,92	1.67	8,40	3037,90
8	[A2-M2] S	6,38	6,38	11,82	9.44	12,16	1491,74

9	[SLEQ]	6,38	6,38	12,02	1.11	8,29	3037,90
10	[SLEF]	6,38	6,38	11,91	1.67	8,42	3037,90
11	[SLER]	6,38	6,38	11,75	3.33	8,77	3037,90

11.2.13 Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N	sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
1	[A1-M1]	254,40	7,72	85,81	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-55,89	10,42	0,00	0,00	MIN
2	[A2-M2]	253,27	7,67	85,97	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-53,33	10,57	0,00	0,00	MIN
3	[A1-M1]	338,23	7,62	106,38	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-73,63	10,32	0,00	0,00	MIN
4	[A2-M2]	358,66	7,53	111,65	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	15,32	-70,68	10,62	0,00	0,00	MIN
5	[A1-M1] S	229,08	7,77	80,03	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-50,55	10,42	0,00	0,00	MIN
6	[A2-M2] S	268,81	7,62	90,22	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-56,40	10,57	0,00	0,00	MIN
7	[A1-M1] S	241,36	7,77	83,18	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	15,32	-53,11	10,42	0,00	0,00	MIN
8	[A2-M2] S	286,34	7,62	94,67	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-59,48	10,57	0,00	0,00	MIN
9	[SLEQ]	226,12	7,77	79,02	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	15,32	-49,89	10,47	0,00	0,00	MIN

10	[SLEF]	242,46	7,72	83,10	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	15,32	-53,26	10,42	0,00	0,00	MIN
11	[SLER]	270,68	7,67	90,04	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-58,96	10,42	0,00	0,00	MIN

11.2.14 Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U	spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V	spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
1	[A1-M1]	0,9620	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0205	15,32	0,0000	0,00	MIN
2	[A2-M2]	0,9705	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0217	15,32	0,0000	0,00	MIN
3	[A1-M1]	1,2408	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0254	15,32	0,0000	0,00	MIN
4	[A2-M2]	1,3359	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0299	15,32	0,0000	0,00	MIN
5	[A1-M1] S	0,8782	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0191	15,32	0,0000	0,00	MIN
6	[A2-M2] S	1,0240	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0228	15,32	0,0000	0,00	MIN
7	[A1-M1] S	0,9195	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0198	15,32	0,0000	0,00	MIN
8	[A2-M2] S	1,0847	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0241	15,32	0,0000	0,00	MIN
9	[SLEQ]	0,8674	0,00	0,0091	0,00	MAX

--	--	-0,0189	15,32	0,0000	0,00	MIN
10	[SLEF]	0,9225	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0199	15,32	0,0000	0,00	MIN
11	[SLER]	1,0183	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0217	15,32	0,0000	0,00	MIN

11.2.15 Stabilità globale

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _C ; Y _C)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _V ; Y _V)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _M ; Y _M)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X _C , Y _C)	R	(X _V , Y _V)	(X _M , Y _M)	FS
2	[A2-M2]	(-3,06; 4,60)	20,15	(-19,97; -6,36)	(16,56; 0,00)	2,51
4	[A2-M2]	(-3,06; 1,53)	17,13	(-18,26; -6,37)	(14,00; 0,00)	2,30
6	[A2-M2] S	(-3,06; 7,66)	23,18	(-21,52; -6,37)	(18,82; 0,00)	2,09
8	[A2-M2] S	(-3,06; 7,66)	23,18	(-21,52; -6,37)	(18,82; 0,00)	2,08

Combinazione n° 8

Numero di strisce 50

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)

Le strisce sono numerate da monte verso valle

N°	numero d'ordine della striscia
W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
L	sviluppo della base della striscia espressa in [m] ($L=b/\cos\alpha$)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
Ctn, Ctt	contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
1	7,5462	-51,20	-599,65	1,27	30,17	0,440	0,048	(0,00; 0,00)
2	22,2515	-48,15	-1690,08	1,19	30,17	0,440	0,142	(0,00; 0,00)
3	35,4985	-45,27	-2571,65	1,13	29,71	0,220	0,227	(0,00; 0,00)
4	47,5059	-42,53	-3274,82	1,08	29,26	0,000	0,304	(0,00; 0,00)
5	58,4354	-39,91	-3823,22	1,04	29,26	0,000	0,374	(0,00; 0,00)
6	68,4103	-37,39	-4235,86	1,00	29,26	0,000	0,438	(0,00; 0,00)
7	77,5273	-34,95	-4528,43	0,97	29,26	0,000	0,496	(0,00; 0,00)
8	85,8635	-32,58	-4714,19	0,95	29,26	0,000	0,549	(0,00; 0,00)
9	93,4815	-30,27	-4804,57	0,92	29,26	0,000	0,598	(0,00; 0,00)
10	100,4327	-28,01	-4809,60	0,90	29,26	0,000	0,642	(0,00; 0,00)
11	106,7599	-25,80	-4738,19	0,89	29,26	0,000	0,683	(0,00; 0,00)
12	112,4988	-23,63	-4598,36	0,87	29,26	0,000	0,720	(0,00; 0,00)
13	117,6795	-21,50	-4397,43	0,86	29,26	0,000	0,753	(0,00; 0,00)
14	122,3274	-19,39	-4142,13	0,85	29,26	0,000	0,782	(0,00; 0,00)
15	126,4642	-17,32	-3838,72	0,83	29,26	0,000	0,809	(0,00; 0,00)
16	130,1078	-15,27	-3493,07	0,83	29,26	0,000	0,832	(0,00; 0,00)
17	133,2737	-13,23	-3110,71	0,82	29,26	0,000	0,852	(0,00; 0,00)
18	135,9746	-11,22	-2696,93	0,81	29,26	0,000	0,870	(0,00; 0,00)
19	138,2210	-9,21	-2256,80	0,81	29,26	0,000	0,884	(0,00; 0,00)

20	140,0216	-7,22	-1795,19	0,80	29,26	0,000	0,896	(0,00; 0,00)
21	141,3829	-5,24	-1316,87	0,80	29,26	0,000	0,904	(0,00; 0,00)
22	142,3099	-3,26	-826,48	0,80	29,26	0,000	0,910	(0,00; 0,00)
23	142,8060	-1,29	-328,59	0,80	29,26	0,000	0,913	(0,00; 0,00)
24	142,8730	0,68	172,25	0,80	29,26	0,000	0,914	(0,00; 0,00)
25	142,5111	2,65	671,54	0,80	29,26	0,000	0,912	(0,00; 0,00)
26	141,7189	4,62	1164,76	0,80	29,26	0,000	0,906	(0,00; 0,00)
27	140,4937	6,60	1647,35	0,80	29,26	0,000	0,899	(0,00; 0,00)
28	247,0164	8,62	3774,19	0,83	29,26	0,000	1,226	(0,00; 0,00)
29	248,6045	10,67	4693,56	0,83	29,26	0,000	1,212	(0,00; 0,00)
30	246,9714	12,74	5551,95	0,84	29,26	0,000	1,195	(0,00; 0,00)
31	243,7486	14,82	6357,13	0,85	29,26	0,000	1,175	(0,00; 0,00)
32	240,0119	16,92	7123,86	0,86	29,26	0,000	1,152	(0,00; 0,00)
33	235,7449	19,05	7846,04	0,87	29,26	0,000	1,125	(0,00; 0,00)
34	230,9279	21,20	8517,22	0,88	29,26	0,000	1,095	(0,00; 0,00)
35	225,5377	23,39	9130,52	0,89	29,26	0,000	1,061	(0,00; 0,00)
36	219,5465	25,62	9678,53	0,91	29,26	0,000	1,024	(0,00; 0,00)
37	212,9215	27,88	10153,19	0,93	29,26	0,000	0,983	(0,00; 0,00)
38	205,6233	30,20	10545,64	0,95	29,26	0,000	0,937	(0,00; 0,00)
39	197,6049	32,57	10846,03	0,97	29,26	0,000	0,887	(0,00; 0,00)
40	184,9701	35,00	10818,69	1,00	29,26	0,000	0,833	(0,00; 0,00)
41	174,2560	37,51	10819,65	1,03	29,26	0,000	0,773	(0,00; 0,00)
42	163,6799	40,11	10752,55	1,07	29,26	0,000	0,707	(0,00; 0,00)
43	152,0613	42,81	10537,09	1,12	29,26	0,000	0,634	(0,00; 0,00)
44	139,2597	45,63	10151,76	1,17	29,71	0,220	0,555	(0,00; 0,00)
45	125,0891	48,61	9569,56	1,24	30,17	0,440	0,466	(0,00; 0,00)
46	109,2942	51,78	8755,25	1,32	30,17	0,440	0,368	(0,00; 0,00)
47	91,5079	55,18	7660,54	1,43	30,17	0,440	0,257	(0,00; 0,00)
48	71,1081	58,91	6209,54	1,59	31,09	0,220	0,130	(0,00; 0,00)
49	46,2247	63,11	4203,84	1,81	32,01	0,000	0,000	(0,00; 0,00)

50	16,4586	67,85	1554,47	2,17	32,01	0,000	0,000	(0,00; 0,00)
----	---------	-------	---------	------	-------	-------	-------	--------------

Resistenza a taglio paratia= 0,0000 [kN]

$\Sigma W_i = 6882,5454$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1140,6799$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3871,8002$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.58$

11.2.16 Verifiche idrauliche**11.2.16.1 Verifica a sifonamento***Simbologia adottata*

I_c	: Indice della combinazione
Tipo	Tipo di Combinazione/Fase
ΔH	: Perdita di carico espressa in [m]
L	: Lunghezza di filtrazione espressa in [m]
γ_m	: Peso di galleggiamento medio espresso in [kN/mc]
i_c	: Gradiente idraulico critico
i_E	: Gradiente idraulico di efflusso
FS_{sif}	: Coefficiente di sicurezza a sifonamento

Coefficiente di sicurezza a sifonamento richiesto $FS_R = 3.00$

I_c	Tipo	ΔH	L	γ_m	i_c	i_E	FS_{sif}
1	[A1-M1]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
2	[A2-M2]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
3	[A1-M1]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
4	[A2-M2]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
5	[A1-M1] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
6	[A2-M2] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
7	[A1-M1] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
8	[A2-M2] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
9	[SLEQ]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
10	[SLEF]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
11	[SLER]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33

11.2.16.2 Verifica al sollevamento del fondo scavo*Simbologia adottata*

I_c	: Indice della combinazione
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
ΔH	: Perdita di carico espressa in [m]
L	: Lunghezza di filtrazione espressa in [m]

i_E : Gradiente idraulico di efflusso

l : Profondità di infissione espressa in [m]

σ_t : Pressione totale al piede della paratia espressa in [kg/cmq]

u_w : Pressione idrica al piede della paratia espressa in [kg/cmq]

FS_{scavo} : Coefficiente di sicurezza a sollevamento fondo scavo

Coefficiente di sicurezza a sollevamento del fondo scavo richiesto $FS_R = 1.50$

lc	Tipo	ΔH	L	i_E	l	σ_t	u_w	FS_{scavo}
1	[A1-M1]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
2	[A2-M2]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
3	[A1-M1]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
4	[A2-M2]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
5	[A1-M1] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
6	[A2-M2] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
7	[A1-M1] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
8	[A2-M2] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
9	[SLEQ]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
10	[SLEF]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
11	[SLER]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73

11.3 DIAFRAMMA TIPO 2 (SOSTENENTI IMPALCATO)

Tali diaframmi sostengono l'impalcato e pertanto in testa viene posto un vincolo elastico la cui elasticità è pari alla rigidezza dell'impalcato.

L'entità del sovraccarico stradale a tergo è valutata pari a 61 KN/mq in quanto trattasi di spalla da ponte e come tale va trattato il carico ai sensi di quanto disposto dalle NTC2018.

Poiché l'impalcato trasferisce sia le azioni assiali che le taglianti (ma non i momenti), in testa alla paratia vengono applicati i carichi relativi a ritiro e differenza di temperatura (oltre che i carichi verticali dovuti alle masse dell'impalcato ed i carichi ivi viaggianti).

Di seguito si riportano i risultati del calcolo.

11.3.1 Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia in setto di cls armato**

Altezza fuori terra	6,38	[m]
Profondità di infissione	8,94	[m]
Altezza totale della paratia	15,32	[m]
Lunghezza paratia	1,00	[m]
Spessore della paratia	0,80	[m]

11.3.2 Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N	X	Y	A
2	10,00	0,00	0,00

Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-10,00	-6,38	0,00
2	0,00	-6,38	0,00

11.3.3 Descrizione terreni

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

Descrizione Descrizione del terreno

γ peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]

ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]

δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]

c coesione del terreno espressa in [kg/cm²]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
1	unità A	17,6523	19,6136	36,00	24,00	0,000
2	unità B	17,6523	19,6136	35,00	23,33	0,000
3	unità C	17,6523	19,6136	33,00	22,00	0,000
4	rilevato	20,0000	21,0000	38,00	25,33	0,000

11.3.4 Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]

kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)

Terreno Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	4,00	0,00	1,08	rilevato
2	4,67	0,00	4,77	unità A
3	13,92	0,00	6,63	unità B
4	7,41	0,00	12,20	unità C

11.3.5 Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia 3,00 [m]

Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia 6,38 [m]

Regime delle pressioni neutre:

Idrodinamico**11.3.6 Caratteristiche materiali utilizzati****Calcestruzzo**

Peso specifico	25	[kN/mc]
----------------	----	---------

Classe di Resistenza	C25/30
----------------------	--------

Acciaio

Tipo	B450C
------	-------

11.3.7 Condizioni di carico*Simbologia e convenzioni adottate*

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

F_x	Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
-------	---

F_y	Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
-------	---

M	Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
-----	--

Q_i, Q_f	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
------------	---

V_i, V_s	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
------------	--

R	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]
-----	--

Condizione n° 1 - traffico

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 1,00$	$X_f = 10,00$	$Q_i = 61,00$	$Q_f = 61,00$
--------------------------------	--------------	---------------	---------------	---------------

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=254,90$	$M=0,00$
----------------------------------	----------	------------	--------------	----------

Condizione n° 2 – masse impalcato

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=98,20$	$M=0,00$
----------------------------------	----------	------------	-------------	----------

Condizione n° 3 - ritiro

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=206,00$	$F_y=0,00$	$M=0,00$
----------------------------------	----------	--------------	------------	----------

Condizione n° 4 – temperatura su impalcato

Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	F _x =132,53	F _y =0,00	M=0,00
----------------------------------	--------	------------------------	----------------------	--------

Condizione n° 5 – sisma impalcato

Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	F _x =34,12	F _y =0,00	M=0,00
----------------------------------	--------	-----------------------	----------------------	--------

11.3.8 Vincoli lungo l'altezza della paratia*Simbologia adottata*

n°	numero d'ordine del vincolo
Y	ordinata del vincolo rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
V _x	Vincolo in direzione orizzontale
K _x	Rigidità vincolo in direzione orizzontale espresso in [Kg/cm]
V _r	Vincolo alla rotazione
K _r	Rigidità vincolo alla rotazione espresso in [Kgm/°]

n°	Y	V _x	K _x	V _r	K _r
1	0,00	V. ELASTICO	141912,00	LIBERO	--

11.3.9 Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
--------------------------------	--------

Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
-----------------------	--------

Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
--------------------------------	--------

Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
-----------------------	--------

Combinazione n° 3 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 1.00
Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 4 (temperatura)	x 1.00

Combinazione n° 4 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 1.00
Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 4 (temperatura)	x 1.00

Combinazione n° 5 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato / sisma V+)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro / sisma V+)	x 1.00

Combinazione n° 6 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato / sisma V+)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro / sisma V+)	x 1.00

Combinazione n° 7 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (traffico su sovraccarico / sisma V+)	x 0.20
Condizione 2 (masse impalcato / sisma V+)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro / sisma V+)	x 1.00

Condizione 5 (sisma impalcato / sisma V+)	x 1.00
---	--------

Combinazione n° 8 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (traffico su sovraccarico / sisma V+)	x 0.20
--	--------

Condizione 2 (masse impalcato / sisma V+)	x 1.00
---	--------

Condizione 3 (ritiro / sisma V+)	x 1.00
----------------------------------	--------

Condizione 5 (sisma impalcato / sisma V+)	x 1.00
---	--------

Combinazione n° 9

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
--------------------------------	--------

Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
-----------------------	--------

Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.20
---	--------

Condizione 4 (temperatura)	x 0.20
----------------------------	--------

Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.20
--------------------------------	--------

Combinazione n° 10

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
--------------------------------	--------

Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
-----------------------	--------

Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.50
---	--------

Condizione 4 (temperatura)	x 0.20
----------------------------	--------

Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.20
--------------------------------	--------

Combinazione n° 11

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
--------------------------------	--------

Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
-----------------------	--------

Condizione 4 (temperatura)	x 0.50
----------------------------	--------

Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.20
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.20

Combinazione n° 12

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.50
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.20
Condizione 4 (temperatura)	x 0.20

Combinazione n° 13

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 1.00
Condizione 4 (temperatura)	x 0.70
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.70

Combinazione n° 14

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 4 (temperatura)	x 1.00
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.70
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.70

Combinazione n° 15

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
--------------------------------	--------

Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 1.00
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.70
Condizione 4 (temperatura)	x 0.70

11.3.10 Impostazioni di progetto

Spinte e verifiche secondo :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 17/01/2018

11.3.10.1 Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gs fav}$	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qs fav}$	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan \phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

11.3.10.2 Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gs fav}$	1,00	1,00

Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1,00	1,00

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

11.3.11 Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva K_a e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Bishop

11.3.12 Impostazioni analisi sismica

Combinazioni/Fase	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s ²]	0.880	0.447
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.657	2.552
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0.319	0.262
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.000	1.000
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S_s)	1.500	1.500
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	0.840	0.840
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	0.077	0.077
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.422	0.422
Coefficiente di intensità sismica (percento)	4.764	2.419
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (k_v)	0.00	

Influenza sisma nella spinta attiva da monte

Forma diagramma incremento sismico : Rettangolare

11.3.13 Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico

La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.

Essa è discretizzata in 128 elementi fuori terra e 179 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.

Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.

Altezza fuori terra della paratia	6,38	[m]
Profondità di infissione	8,94	[m]
Altezza totale della paratia	15,32	[m]

11.3.13.1 **Forze agenti sulla paratia**

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kN]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc	Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y _{Pa}	Is	Y _{Is}	Pw	Y _{Pw}	Pp	Y _{Pp}	Pc	Y _{Pc}
1	[A1-M1]	40,07	2,65	--	--	171,72	8,23	-184,33	8,69	5,49	14,80
2	[A2-M2]	40,23	2,64	--	--	171,72	8,23	-181,93	8,77	5,07	14,84
3	[A1-M1]	83,85	2,71	--	--	171,72	8,23	-214,82	8,41	11,31	14,58

4	[A2-M2]	99,48	2,81	--	--	171,72	8,23	-219,76	8,51	11,97	14,71
5	[A1-M1] S	30,26	2,64	4,06	3,19	171,72	8,23	-179,30	8,78	4,52	14,85
6	[A2-M2] S	39,95	2,64	4,57	3,19	171,72	8,23	-184,20	8,76	5,33	14,83
7	[A1-M1] S	35,60	2,66	5,20	3,19	171,72	8,23	-183,91	8,72	5,25	14,81
8	[A2-M2] S	47,70	2,65	5,93	3,19	171,72	8,23	-190,08	8,70	6,39	14,79
9	[SLEQ]	36,08	2,67	--	--	171,72	8,23	-181,38	8,73	4,96	14,82
10	[SLEF]	44,53	2,67	--	--	171,72	8,23	-185,38	8,70	5,45	14,80
11	[SLEF]	36,08	2,67	--	--	171,72	8,23	-183,04	8,69	5,39	14,80
12	[SLEF]	36,08	2,67	--	--	171,72	8,23	-181,81	8,72	5,07	14,82
13	[SLER]	58,92	2,66	--	--	171,72	8,23	-195,75	8,58	7,40	14,72
14	[SLER]	50,26	2,67	--	--	171,72	8,23	-193,38	8,56	7,32	14,71
15	[SLER]	50,26	2,67	--	--	171,72	8,23	-192,08	8,59	6,93	14,73

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Rc	Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt	Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv	Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp	Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y _{Rc}	Rt	Y _{Rt}	Rv	Y _{Rv}	Rp	Y _{Rp}
1	[A1-M1]	267,80	0,00	--	--	-300,75	0,00	--	--
2	[A2-M2]	206,00	0,00	--	--	-241,09	0,00	--	--
3	[A1-M1]	466,60	0,00	--	--	-518,66	0,00	--	--
4	[A2-M2]	378,29	0,00	--	--	-441,70	0,00	--	--
5	[A1-M1] S	206,00	0,00	--	--	-237,26	0,00	--	--
6	[A2-M2] S	206,00	0,00	--	--	-243,38	0,00	--	--
7	[A1-M1] S	240,12	0,00	--	--	-273,98	0,00	--	--
8	[A2-M2] S	240,12	0,00	--	--	-281,78	0,00	--	--
9	[SLEQ]	239,33	0,00	--	--	-270,71	0,00	--	--
10	[SLEF]	239,33	0,00	--	--	-275,65	0,00	--	--

11	[SLEF]	279,09	0,00	--	--	-309,24	0,00	--	--
12	[SLEF]	249,57	0,00	--	--	-280,63	0,00	--	--
13	[SLER]	322,65	0,00	--	--	-364,96	0,00	--	--
14	[SLER]	362,41	0,00	--	--	-398,34	0,00	--	--
15	[SLER]	332,89	0,00	--	--	-369,73	0,00	--	--

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P _{NUL}	Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P _{INV}	Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C _{ROT}	Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP	Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R _{MAX}	Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]
Pp	Portanza di punta, espressa in [kN]

n°	Tipo	P _{NUL}	P _{INV}	C _{ROT}	MP	R/R _{MAX}	Pp
1	[A1-M1]	6,38	6,38	13,76	0.00	5,87	3037,90
2	[A2-M2]	6,38	6,38	13,87	7.22	11,94	1491,74
3	[A1-M1]	6,38	6,38	13,13	0.00	6,43	3037,90
4	[A2-M2]	6,38	6,38	13,51	19.44	14,49	1491,74
5	[A1-M1] S	6,38	6,38	13,91	0.00	8,49	3037,90
6	[A2-M2] S	6,38	6,38	13,85	7.22	11,95	1491,74
7	[A1-M1] S	6,38	6,38	13,80	0.00	8,60	3037,90
8	[A2-M2] S	6,38	6,38	13,74	8.89	12,23	1491,74
9	[SLEQ]	6,38	6,38	13,84	0.00	8,57	3037,90
10	[SLEF]	6,38	6,38	13,78	0.56	8,76	3037,90
11	[SLEF]	6,38	6,38	13,77	0.00	8,48	3037,90
12	[SLEF]	6,38	6,38	13,82	0.00	8,50	3037,90
13	[SLER]	6,38	6,38	13,54	2.78	8,94	3037,90
14	[SLER]	6,38	6,38	13,52	1.67	8,67	3037,90
15	[SLER]	6,38	6,38	13,57	1.67	8,79	3037,90

11.3.14 Risultati vincoli*Simbologia adottata*

n°	Indice del vincolo
Y	posizione del vincolo rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
R _x /ml	reazione in direzione orizzontale a metro lineare, positiva verso valle, espressa in [kN]
R _θ /ml	reazione momento a metro lineare, positiva antioraria, espressa in [kNm]
u	spostamento orizzontale, positivo verso valle, espresso in [cm]

Combinazione n° 1

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-300,7494	--	0,22

Combinazione n° 2

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-241,0929	--	0,17

Combinazione n° 3

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-518,6632	--	0,37

Combinazione n° 4

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-441,7036	--	0,32

Combinazione n° 5

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-237,2576	--	0,17

Combinazione n° 6

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-243,3760	--	0,17

Combinazione n° 7

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-273,9797	--	0,20

Combinazione n° 8

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-281,7780	--	0,20

Combinazione n° 9

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-270,7082	--	0,19

Combinazione n° 10

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-275,6546	--	0,20

Combinazione n° 11

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-309,2440	--	0,22

Combinazione n° 12

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-280,6293	--	0,20

Combinazione n° 13

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-364,9579	--	0,26

Combinazione n° 14

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-398,3431	--	0,29

Combinazione n° 15

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-369,7273	--	0,27

11.3.15 Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia*Simbologia adottata*

n° Indice della combinazione/fase

Tipo Tipo della combinazione/fase

Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N	sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
1	[A1-M1]	60,46	9,27	52,86	6,33	428,14	15,32	MAX
--	--	-78,79	3,55	-32,95	0,00	0,00	0,00	MIN
2	[A2-M2]	49,09	9,62	50,88	6,33	398,68	15,32	MAX
--	--	-86,08	3,65	-35,09	0,00	0,00	0,00	MIN
3	[A1-M1]	109,81	8,87	77,39	6,33	810,49	15,32	MAX
--	--	-111,28	3,10	-52,07	0,00	0,00	0,00	MIN
4	[A2-M2]	76,24	8,37	81,46	6,33	730,05	15,32	MAX
--	--	-135,54	3,20	-63,41	0,00	0,00	0,00	MIN
5	[A1-M1] S	49,19	9,47	48,85	6,38	398,68	15,32	MAX
--	--	-78,25	3,75	-31,26	0,00	0,00	0,00	MIN
6	[A2-M2] S	50,55	9,62	52,85	6,38	398,68	15,32	MAX
--	--	-89,96	3,60	-37,38	0,00	0,00	0,00	MIN
7	[A1-M1] S	56,69	9,37	52,64	6,38	449,66	15,32	MAX
--	--	-81,84	3,60	-33,86	0,00	0,00	0,00	MIN
8	[A2-M2] S	56,79	9,62	57,67	6,33	449,66	15,32	MAX
--	--	-96,77	3,50	-41,66	0,00	0,00	0,00	MIN
9	[SLEQ]	54,77	9,37	50,44	6,33	449,66	15,32	MAX
--	--	-77,67	3,60	-31,38	0,00	0,00	0,00	MIN
10	[SLEF]	58,31	9,32	53,95	6,33	526,13	15,32	MAX
--	--	-87,57	3,50	-36,32	0,00	0,00	0,00	MIN
11	[SLEF]	60,54	9,22	51,66	6,33	449,66	15,32	MAX
--	--	-73,29	3,55	-30,16	0,00	0,00	0,00	MIN
12	[SLEF]	56,24	9,32	50,75	6,33	449,66	15,32	MAX
--	--	-76,54	3,60	-31,06	0,00	0,00	0,00	MIN
13	[SLER]	75,79	9,17	62,36	6,33	653,58	15,32	MAX

--	--	-95,93	3,30	-42,30	0,00	0,00	0,00	MIN
14	[SLER]	78,88	9,02	60,07	6,33	577,11	15,32	MAX
--	--	-81,47	3,30	-35,93	0,00	0,00	0,00	MIN
15	[SLER]	74,35	9,12	59,16	6,33	577,11	15,32	MAX
--	--	-84,49	3,35	-36,84	0,00	0,00	0,00	MIN

11.3.16 Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U	spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V	spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
1	[A1-M1]	0,2161	0,00	0,0169	0,00	MAX
--	--	-0,0107	15,32	0,0000	0,00	MIN
2	[A2-M2]	0,1776	1,75	0,0151	0,00	MAX
--	--	-0,0107	15,32	0,0000	0,00	MIN
3	[A1-M1]	0,3727	0,00	0,0402	0,00	MAX
--	--	-0,0155	15,32	0,0000	0,00	MIN
4	[A2-M2]	0,3174	0,00	0,0353	0,00	MAX
--	--	-0,0201	15,32	0,0000	0,00	MIN
5	[A1-M1] S	0,1726	1,40	0,0151	0,00	MAX
--	--	-0,0098	15,32	0,0000	0,00	MIN
6	[A2-M2] S	0,1804	1,85	0,0151	0,00	MAX
--	--	-0,0111	15,32	0,0000	0,00	MIN
7	[A1-M1] S	0,1969	0,00	0,0182	0,00	MAX
--	--	-0,0106	15,32	0,0000	0,00	MIN
8	[A2-M2] S	0,2052	1,40	0,0182	0,00	MAX

--	--	-0,0123	15,32	0,0000	0,00	MIN
9	[SLEQ]	0,1945	0,00	0,0182	0,00	MAX
--	--	-0,0102	15,32	0,0000	0,00	MIN
10	[SLEF]	0,1986	0,85	0,0229	0,00	MAX
--	--	-0,0108	15,32	0,0000	0,00	MIN
11	[SLEF]	0,2222	0,00	0,0182	0,00	MAX
--	--	-0,0106	15,32	0,0000	0,00	MIN
12	[SLEF]	0,2016	0,00	0,0182	0,00	MAX
--	--	-0,0103	15,32	0,0000	0,00	MIN
13	[SLER]	0,2622	0,00	0,0307	0,00	MAX
--	--	-0,0126	15,32	0,0000	0,00	MIN
14	[SLER]	0,2862	0,00	0,0260	0,00	MAX
--	--	-0,0123	15,32	0,0000	0,00	MIN
15	[SLER]	0,2657	0,00	0,0260	0,00	MAX
--	--	-0,0121	15,32	0,0000	0,00	MIN

11.3.17 Stabilità globale

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _C ; Y _C)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _V ; Y _V)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _M ; Y _M)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X _C , Y _C)	R	(X _V , Y _V)	(X _M , Y _M)	FS
----	------	------------------------------------	---	------------------------------------	------------------------------------	----

2	[A2-M2]	(-3,06; 4,60)	20,15	(-19,97; -6,36)	(16,56; 0,00)	2,51
4	[A2-M2]	(-4,60; 1,53)	17,47	(-20,18; -6,36)	(12,81; 0,00)	2,13
6	[A2-M2] S	(-3,06; 7,66)	23,18	(-21,52; -6,37)	(18,82; 0,00)	2,09
8	[A2-M2] S	(-3,06; 7,66)	23,18	(-21,52; -6,37)	(18,82; 0,00)	2,07

Combinazione n° 8

Numero di strisce 50

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)

Le strisce sono numerate da monte verso valle

N° numero d'ordine della striscia

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

L sviluppo della base della striscia espressa in [m] ($L=b/\cos\alpha$)

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Ctn, Ctt contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
1	7,5462	-51,20	-599,65	1,27	30,17	0,440	0,048	(0,00; 0,00)
2	22,2515	-48,15	-1690,08	1,19	30,17	0,440	0,142	(0,00; 0,00)
3	35,4985	-45,27	-2571,65	1,13	29,71	0,220	0,227	(0,00; 0,00)
4	47,5059	-42,53	-3274,82	1,08	29,26	0,000	0,304	(0,00; 0,00)
5	58,4354	-39,91	-3823,22	1,04	29,26	0,000	0,374	(0,00; 0,00)
6	68,4103	-37,39	-4235,86	1,00	29,26	0,000	0,438	(0,00; 0,00)
7	77,5273	-34,95	-4528,43	0,97	29,26	0,000	0,496	(0,00; 0,00)
8	85,8635	-32,58	-4714,19	0,95	29,26	0,000	0,549	(0,00; 0,00)

9	93,4815	-30,27	-4804,57	0,92	29,26	0,000	0,598	(0,00; 0,00)
10	100,4327	-28,01	-4809,60	0,90	29,26	0,000	0,642	(0,00; 0,00)
11	106,7599	-25,80	-4738,19	0,89	29,26	0,000	0,683	(0,00; 0,00)
12	112,4988	-23,63	-4598,36	0,87	29,26	0,000	0,720	(0,00; 0,00)
13	117,6795	-21,50	-4397,43	0,86	29,26	0,000	0,753	(0,00; 0,00)
14	122,3274	-19,39	-4142,13	0,85	29,26	0,000	0,782	(0,00; 0,00)
15	126,4642	-17,32	-3838,72	0,83	29,26	0,000	0,809	(0,00; 0,00)
16	130,1078	-15,27	-3493,07	0,83	29,26	0,000	0,832	(0,00; 0,00)
17	133,2737	-13,23	-3110,71	0,82	29,26	0,000	0,852	(0,00; 0,00)
18	135,9746	-11,22	-2696,93	0,81	29,26	0,000	0,870	(0,00; 0,00)
19	138,2210	-9,21	-2256,80	0,81	29,26	0,000	0,884	(0,00; 0,00)
20	140,0216	-7,22	-1795,19	0,80	29,26	0,000	0,896	(0,00; 0,00)
21	141,3829	-5,24	-1316,87	0,80	29,26	0,000	0,904	(0,00; 0,00)
22	142,3099	-3,26	-826,48	0,80	29,26	0,000	0,910	(0,00; 0,00)
23	142,8060	-1,29	-328,59	0,80	29,26	0,000	0,913	(0,00; 0,00)
24	142,8730	0,68	172,25	0,80	29,26	0,000	0,914	(0,00; 0,00)
25	142,5111	2,65	671,54	0,80	29,26	0,000	0,912	(0,00; 0,00)
26	141,7189	4,62	1164,76	0,80	29,26	0,000	0,906	(0,00; 0,00)
27	140,4937	6,60	1647,35	0,80	29,26	0,000	0,899	(0,00; 0,00)
28	247,0164	8,62	3774,19	0,83	29,26	0,000	1,226	(0,00; 0,00)
29	252,5533	10,67	4768,11	0,83	29,26	0,000	1,212	(0,00; 0,00)
30	252,0458	12,74	5666,02	0,84	29,26	0,000	1,195	(0,00; 0,00)
31	248,8230	14,82	6489,47	0,85	29,26	0,000	1,175	(0,00; 0,00)
32	245,0863	16,92	7274,47	0,86	29,26	0,000	1,152	(0,00; 0,00)
33	240,8193	19,05	8014,92	0,87	29,26	0,000	1,125	(0,00; 0,00)
34	236,0023	21,20	8704,38	0,88	29,26	0,000	1,095	(0,00; 0,00)
35	230,6120	23,39	9335,95	0,89	29,26	0,000	1,061	(0,00; 0,00)
36	224,6209	25,62	9902,23	0,91	29,26	0,000	1,024	(0,00; 0,00)
37	217,9958	27,88	10395,16	0,93	29,26	0,000	0,983	(0,00; 0,00)
38	210,6977	30,20	10805,89	0,95	29,26	0,000	0,937	(0,00; 0,00)

39	202,6793	32,57	11124,55	0,97	29,26	0,000	0,887	(0,00; 0,00)
40	186,0774	35,00	10883,46	1,00	29,26	0,000	0,833	(0,00; 0,00)
41	174,2560	37,51	10819,65	1,03	29,26	0,000	0,773	(0,00; 0,00)
42	163,6799	40,11	10752,55	1,07	29,26	0,000	0,707	(0,00; 0,00)
43	152,0613	42,81	10537,09	1,12	29,26	0,000	0,634	(0,00; 0,00)
44	139,2597	45,63	10151,76	1,17	29,71	0,220	0,555	(0,00; 0,00)
45	125,0891	48,61	9569,56	1,24	30,17	0,440	0,466	(0,00; 0,00)
46	109,2942	51,78	8755,25	1,32	30,17	0,440	0,368	(0,00; 0,00)
47	91,5079	55,18	7660,54	1,43	30,17	0,440	0,257	(0,00; 0,00)
48	71,1081	58,91	6209,54	1,59	31,09	0,220	0,130	(0,00; 0,00)
49	46,2247	63,11	4203,84	1,81	32,01	0,000	0,000	(0,00; 0,00)
50	16,4586	67,85	1554,47	2,17	32,01	0,000	0,000	(0,00; 0,00)

Resistenza a taglio paratia= 0,0000 [kN]

$\Sigma W_i = 6938,3454$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1161,2963$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3903,0575$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.58$

11.3.18 Verifiche idrauliche

11.3.18.1 *Verifica a sifonamento*

Simbologia adottata

I_c : Indice della combinazione

Tipo : Tipo di Combinazione/Fase

ΔH : Perdita di carico espressa in [m]

L : Lunghezza di filtrazione espressa in [m]

γ_m : Peso di galleggiamento medio espresso in [kN/mc]

i_c : Gradiente idraulico critico

i_E : Gradiente idraulico di efflusso

FS_{sif} : Coefficiente di sicurezza a sifonamento

Coefficiente di sicurezza a sifonamento richiesto $FS_R = 3.00$

I_c	Tipo	ΔH	L	γ_m	i_c	i_E	FS_{sif}
1	[A1-M1]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
2	[A2-M2]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
3	[A1-M1]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
4	[A2-M2]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
5	[A1-M1] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
6	[A2-M2] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
7	[A1-M1] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
8	[A2-M2] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
9	[SLEQ]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
10	[SLEF]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
11	[SLEF]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
12	[SLEF]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
13	[SLER]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
14	[SLER]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
15	[SLER]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33

11.3.18.2 Verifica al sollevamento del fondo scavo

Simbologia adottata

I_c : Indice della combinazione

Tipo : Tipo della Combinazione/Fase

ΔH : Perdita di carico espressa in [m]

L : Lunghezza di filtrazione espressa in [m]

i_E : Gradiente idraulico di efflusso

l : Profondità di infissione espressa in [m]

σ_t : Pressione totale al piede della paratia espressa in [kg/cmq]

u_w : Pressione idrica al piede della paratia espressa in [kg/cmq]

FS_{scavo} : Coefficiente di sicurezza a sollevamento fondo scavo

Coefficiente di sicurezza a sollevamento del fondo scavo richiesto $FS_R = 1.50$

lc	Tipo	ΔH	L	i_E	I	σ_t	uw	FS_{scavo}
1	[A1-M1]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
2	[A2-M2]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
3	[A1-M1]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
4	[A2-M2]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
5	[A1-M1] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
6	[A2-M2] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
7	[A1-M1] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
8	[A2-M2] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
9	[SLEQ]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
10	[SLEF]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
11	[SLEF]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
12	[SLEF]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
13	[SLER]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
14	[SLER]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
15	[SLER]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73