



COMUNE DI RAVENNA

AREA INFRASTRUTTURE CIVILI
SERVIZIO STRADE



Sistema di Qualità certificato per:
Progettazione, programmazione,
affidamento, direzione lavori
dei lavori pubblici
e delle manutenzioni;
gestione espropri.

INTERVENTO:

LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE ED ADEGUAMENTO SISMICO PONTE SUL FIUME LAMONE (A112)

PROGETTO ESECUTIVO

Segretario generale:
Dott. PAOLO NERI

Assessore ai LL.PP:
Sig. ROBERTO GIOVANNI FAGNANI

Sindaco:
Sig. MICHELE DE PASCALE

Capo Servizio Strade : Ing. ANNA FERRI

Capo Area: Ing. MASSIMO CAMPRINI

Firme:

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. VALERIO BINZONI

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO TRA:

INNOVUS
ingegneria

(Mandataria)

**Prof. Ing.
Luigino Dezi**

(Mandante)

CONSULTEC soc.coop
Consulting & Engineering

(Mandante)

**Dott. Geol.
Eustachio Pietromartire**

(Mandante)

0	EMISSIONE	R.INNOCENZI	G.DEZI	L.DEZI	GIU. 2018
Rev.	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:

ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice Intervento:
PT: 2016/06.05/197

Data:
GIUGNO 2018

Codice Elaborato:
R_1005

Scala:

File:

Revisione:

0

INDICE

RELAZIONE GEOTECNICA	3
1 Premessa.....	3
2 Descrizione dell'opera	4
3 Caratterizzazione geotecnica.....	7
4 Verifica del potenziale di liquefazione.....	7
5 Verifiche geotecniche dei pali di fondazione	11
5.1 Verifiche geotecniche dei pali delle pile	11
5.1.1 Verifica di capacità portante ai carichi verticali.....	12
5.1.2 Verifica di capacità portante ai carichi orizzontali.....	16
5.2 Verifiche geotecniche dei pali delle spalle	17
5.2.1 Verifica di capacità portante ai carichi verticali.....	17
5.2.2 Verifica di capacità portante ai carichi orizzontali.....	21
6 Opere di sostegno in terra rinforzata	23
6.1 Premessa	23
6.2 Materiali impiegati	23
6.3 Modalità esecutive	24
6.4 Criteri di calcolo e di verifica	25
6.4.1 Combinazioni delle azioni	25
6.4.2 Ipotesi di Calcolo	26
6.4.3 Metodo di Calcolo	26
6.5 Verifiche in condizioni statiche e sismiche.....	27
6.5.1 Verifiche statiche	30
6.5.2 Verifiche sismiche	33

RELAZIONE GEOTECNICA

1 Premessa

Nella presente relazione si riportano le valutazioni geotecniche relative al dimensionamento dei pali di fondazione del nuovo ponte sul fiume Lamone (A112) in località Grattacoppa nel Comune di Ravenna e delle opere di sostegno in terra armata.

Le indagini geologiche sono state condotte in due fasi: nella prima sono stati eseguiti due sondaggi meccanici FL3_DX e FL1_SX, spinti fino a 30 m dal p.c., con prelievo di specifici campioni ed esecuzione di verifiche di caratterizzazione granulometrica e di laboratorio geotecnico per la definizione degli aspetti stratigrafici e geotecnici; nella seconda sono state effettuate 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica con piezocono (di seguito denominate: CPTu1 e CPTu2) spinte fino alla profondità di circa 40 m dal p.c. ed ubicate in prossimità dei primi sondaggi (Figura 1.1). In corrispondenza della prova CPTu1 è stata inoltre condotta una prova geofisica tramite cono sismico fino alla profondità di 30 m per la definizione del profilo della velocità delle onde di taglio V_s e del relativo parametro V_{s30} per l'individuazione della categoria di sottosuolo. I dati acquisiti nella seconda campagna di indagini hanno consentito un affinamento della verifica del potenziale di liquefazione.



Figura 1.1 - Ubicazione delle prove CPTu

2 Descrizione dell'opera

Il nuovo ponte sul fiume Lamone presenta un impalcato continuo a tre campate di luci 29, 40 e 29 m con sezione trasversale a cassone composto acciaio-calcestruzzo (Figura 2.1).

La sezione trasversale corrente prevede una sede stradale di tipo F2, con due corsie di 3,25 m e due banchine di 1,00 m, ciascuna affiancata da un percorso pedonale di 1,50 m, per una larghezza complessiva dell'impalcato di 13,00 m (Figura 2.2).

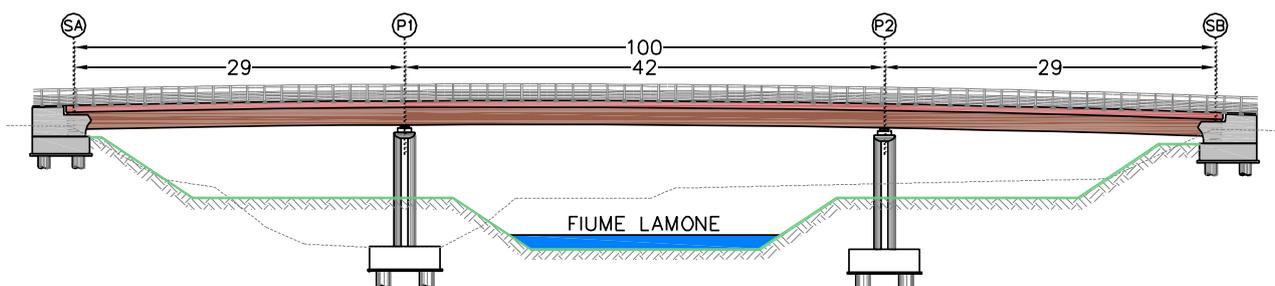


Figura 2.1 - Prospetto longitudinale del ponte

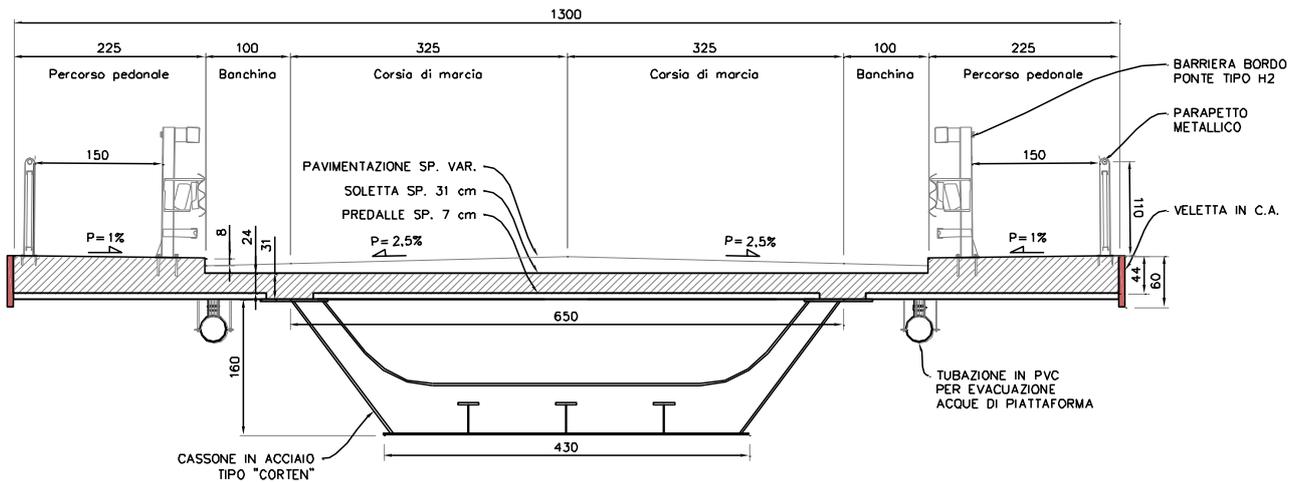


Figura 2.2 - Sezione trasversale del ponte

Le due pile hanno una altezza di circa **10,00 m** a partire dal plinto di fondazione e presentano un fusto a sezione piena di forma ovoidale inscrivibile in un rettangolo di dimensioni **3,50 × 1,80 m**. Tenuto conto che l'interasse degli appoggi dell'impalcato in corrispondenza delle pile è pari a **3,30 m**, per la formazione del pulvino è sufficiente un leggero allargamento del fusto della pila, che è stato ottenuto con un raccordo circolare di grande raggio, fino a raggiungere la dimensione necessaria per accogliere gli appoggi dell'impalcato.

La fondazione delle pile è del tipo profondo con zattere di dimensioni pari a **6,20 x 8,20 m** su **6** pali di diametro \varnothing **1200 mm** e lunghezza di **40,00 m**.

Le spalle sono costituite da una zattera di dimensioni **5,00 × 11,40 m** e spessore di **1,50 m**, dalla quale si elevano direttamente la parete anteriore paraghiaia e due pareti laterali di contenimento del rilevato. I due dispositivi di vincolo sono disposti ad interasse di **6,20 m**, su baggioli che poggiano sulla stessa zattera. Le fondazioni sono costituite da **5** pali di diametro \varnothing **1000 mm** e lunghezza di **25,00 m**.

I dispositivi di isolamento sono posizionati ad un interasse di **3,30 m** sulle pile e a **6,20 m** sulle spalle. L'aumento dell'interasse degli isolatori sulle spalle è finalizzato al contenimento della reazione prodotta dal momento torcente e mantenere le reazioni sempre positive.

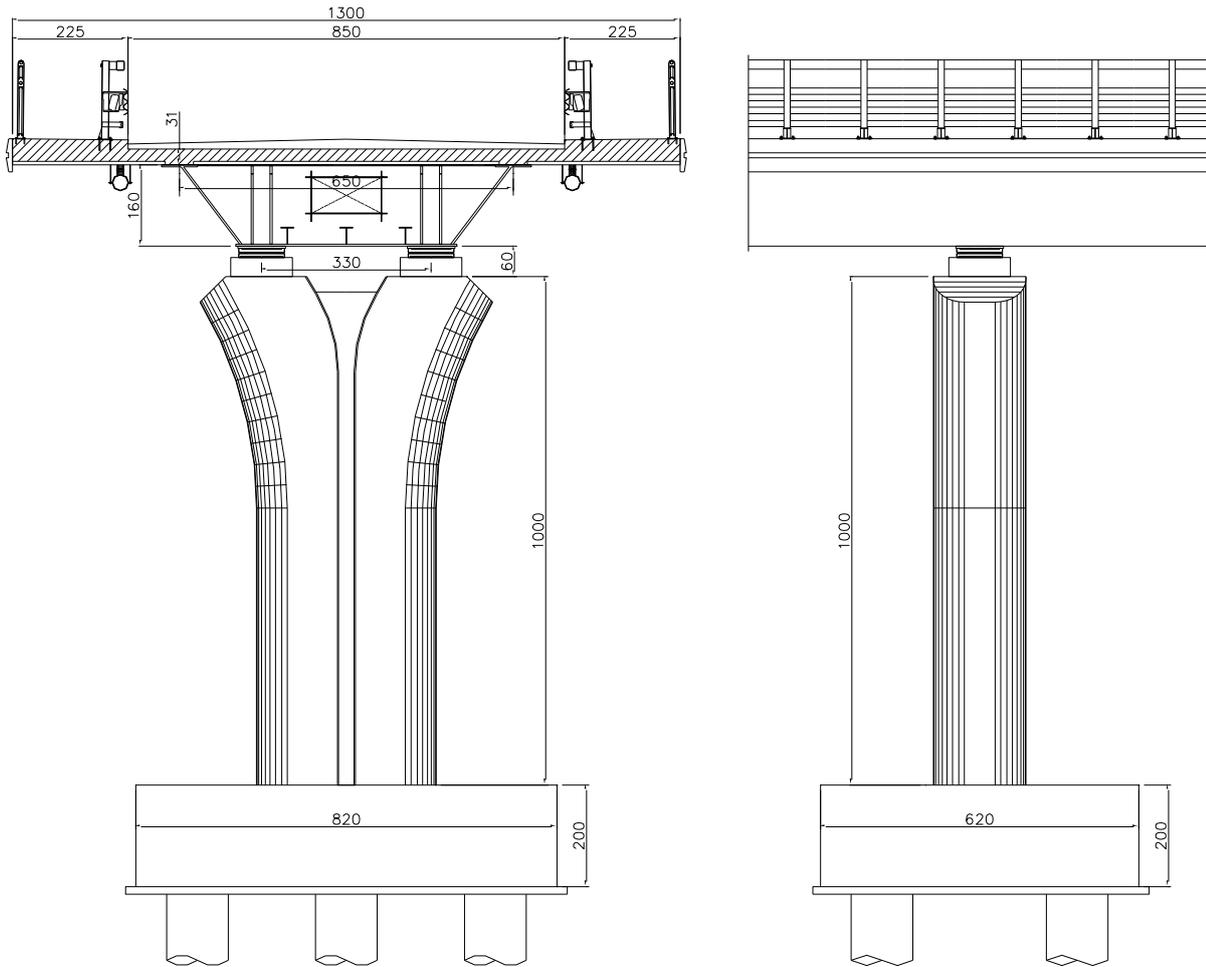


Figura 2.3 - Prospetto frontale e laterale della pila con impalcato

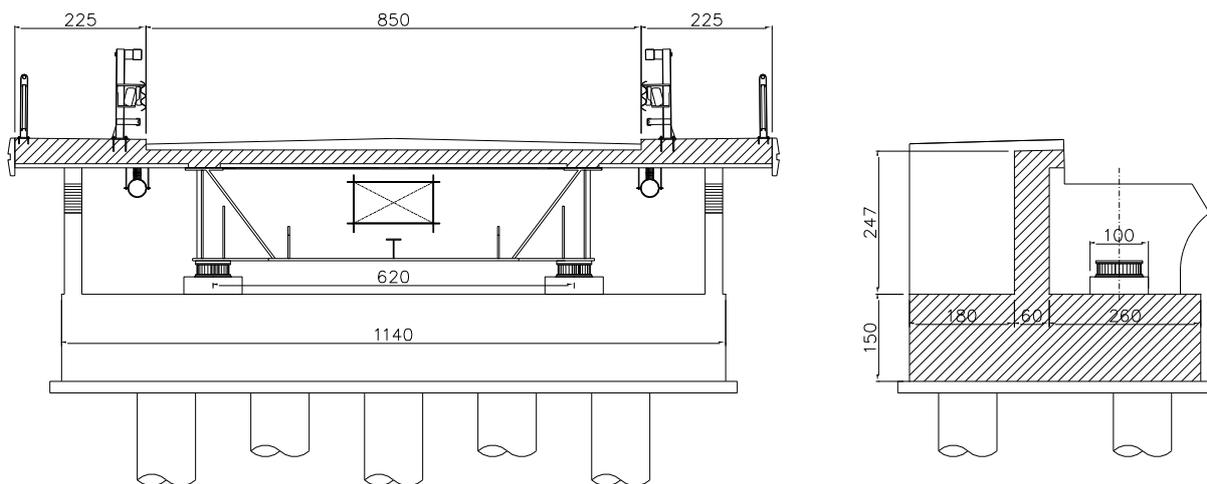


Figura 2.4 – Prospetto frontale e sezione longitudinale della spalla

3 Caratterizzazione geotecnica

Le 2 prove CPTu hanno confermato l'assetto stratigrafico e consentito una verifica di maggior dettaglio fino alla profondità di 40 m. L'unica sostanziale differenza emersa fra le 2 verticali di indagine consiste nella presenza in CPTu2 di un ulteriore strato sabbioso di modesta densità ubicato fra i 12 e 18 m (Figura 3.1). Alla data di indagine, inoltre, la falda è stata rilevata alla quota rispettivamente di 3,30 m e 3,50 m dal p.c., circa coincidente con il pelo libero del corso d'acqua adiacente.

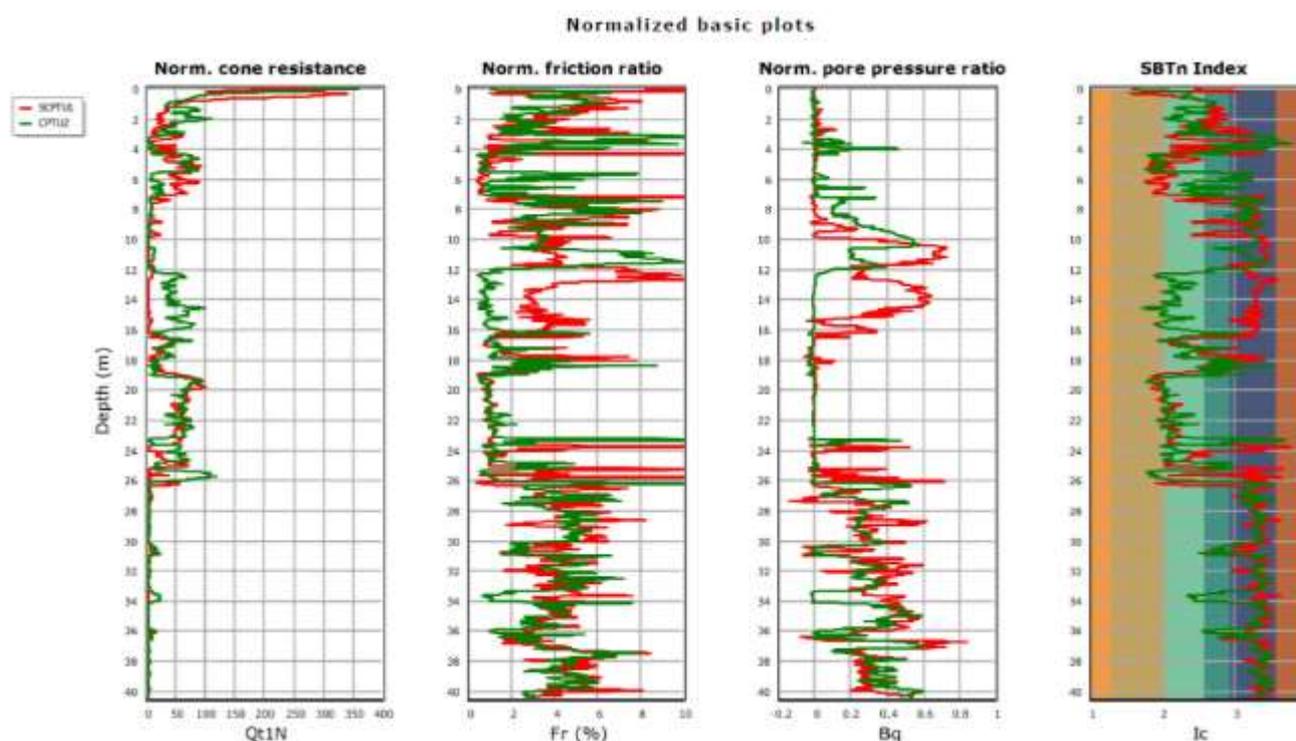


Figura 3.1 - Raffronto dei profili penetrometrici con parametri di resistenza e di pressione normalizzati

4 Verifica del potenziale di liquefazione

I litotipi costituenti la successione stratigrafica del primo sottosuolo sono di origine litorale e alluvionale. Tali depositi se sottoposti ad intense e prolungate sollecitazioni cicliche (come in caso di sisma) possono ipoteticamente collassare e fluidificarsi; ciò accade quando le deformazioni di taglio superano valori di soglia per cui si innesca un aumento repentino delle pressioni interstiziali. I parametri litomeccanici che condizionano il fenomeno della liquefazione sono: composizione e uniformità granulometrica, grado di addensamento, stato di consolidazione e tensionale a cui

sono sottoposti i terreni, presenza di falda, spessore e posizione dei depositi potenzialmente liquefacibili.

Per la definizione delle azione sismiche ci si è avvalsi del metodo semplificato contenuto nel D.M. 17/01/2018, adottando parametri relativi allo SLV per opere di classe III con V_n 50 anni e, quindi un tempo di ritorno $T_R = 712$ anni. In particolare, la PGA è stata stimata tramite il parametro $V_{s30} = 253,16$ m/s, attribuendo ai terreni una categoria di sottosuolo "C" ed una categoria topografica "T₁", risultando pari a: $PGA = 0,26 a_g/g$. In termini di magnitudo, invece, ci si è avvalsi della zonazione INGV ZS9 e, poiché l'area in studio ricade all'interno della relativa Zona 912, si è adottato il valore ivi suggerito ovvero: $M_{wMax} = 6,14$.

In sede di analisi, cautelativamente, la falda è stata assunta alla quota di 2,0 m dal p.c.

Sulla base delle indagini generali e studi di microzonazione sismica di III livello recentemente condotti nell'ambito dell'Unione di Comuni della Bassa Romagna, le verifiche a liquefazione sono state sviluppate adottando il metodo di *Idriss e Boulanger (2008)*, adottando una fattore di sicurezza soglia pari a $FS = CRR/CSR = 1$ (corrispondente ad una probabilità di innesco pari a circa 16%) e stimando il contenuto in fine % dei depositi incoerenti (FC) tramite la formulazione di *Robertson*, basata sulla stima dell'indice di comportamento per il tipo di suolo, I_c (soil behaviour index), ritenuta adeguata e coerente con le caratteristiche granulometriche rilevate. Con tale metodo si valuta sia il fattore di sicurezza alla liquefazione nei livelli incoerenti che eventuali fenomeni di degradazione ciclica nei terreni coesivi compressibili.

Nelle verifiche, il piano/quota di riferimento utilizzato è pari al piano campagna attuale dell'area golenale in cui sono stati realizzati i test penetrometrici.

Come indicatore di rischio complessivo, oltre al valore del fattore di resistenza alla liquefazione, FS, ottenuto per ciascun singolo strato, è stato stimato anche il potenziale di liquefazione, IPL, lungo la colonna stratigrafica secondo il metodo di *Iwasaki et al. (1982)* rivisto ed aggiornato da *Sonmez (2003)*, integrando in modo pesato il potenziale di liquefazione di ciascuno strato sul profilo stratigrafico indagato e per cui:

$IPL = 0$	Il rischio di liquefazione è molto basso
$0 < IPL \leq 2$	Il rischio di liquefazione è basso
$2 < IPL \leq 5$	Il rischio di liquefazione è moderato
$5 < IPL \leq 15$	Il rischio di liquefazione è alto
$IPL > 15$	Il rischio di liquefazione è molto alto

Normalmente tale analisi viene svolta fino a profondità massime di 15-20 m da p.c., profondità oltre la quale sono improbabili effetti indotti in superficie; tuttavia, poiché l'opera è fondata su pali, l'analisi è stata spinta sino alla profondità di 30 m.

Diversi autori - *Lee et al. (2003)*, *Toprak e Holzer (2003)*, *Papathanassiou (2008)* - hanno verificato che il valore di IPL è fortemente condizionato sia dal metodo di calcolo, che dalla tipologia di prove utilizzati (SPT, CPT) e che a magnitudo medio/basse c'è una minore correlatività tra lo scenario di danno atteso, inteso come entità delle manifestazioni superficiali e danni alle strutture, ed il valore di IPL stimato. *Green et al. (2013)* presentano uno studio volto a valutare il rischio da liquefazione arrivando a ridefinire le soglie di rischio di danneggiamento, piuttosto che di rischio di innesco liquefazione, basso, moderato e severo secondo valori di IPL rispettivamente pari a 8,4, 13,1 e 21,0, in cui il danneggiamento a infrastrutture viene sostanzialmente riscontrato a partire da valori "moderati" o "alti". La probabilità di danneggiamento alla soglia IPL = 5 è risultata generalmente compresa tra il 5-17% (Figura 4.1).

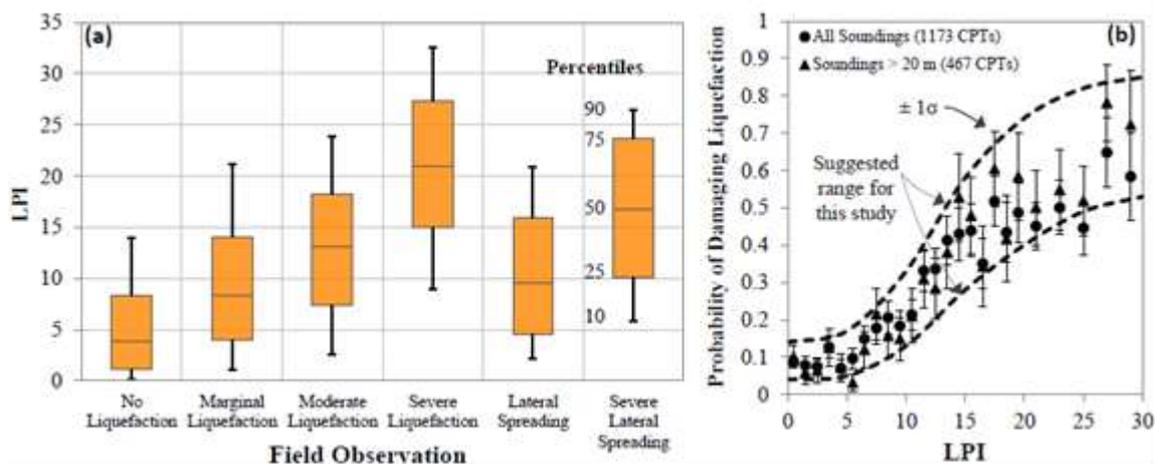


Figura 4.1 - Osservazione ambiti di IPL secondo Green et al., 2013

A supporto del giudizio complessivo possono essere valutati anche altri indicatori di riferimento per una stima del rischio per liquefazione e dei conseguenti effetti sulla stabilità del terreno e delle strutture.

Questi consentono di stimare degli scenari di deformazione/danno attesi in superficie sulla base dell'assetto stratigrafico rilevato e del rapporto fra orizzonti liquefacibili/non liquefacibili, consentendo di valutare più approfonditamente i range di IPL cui fare riferimento nel caso specifico; in particolare si valutano LSN (Liquefaction Severity Number) ed i cedimenti post-sismici attesi ΔS .

Il parametro LSN è stato introdotto da *Tonkin e Taylor (2013)* per fornire un miglior indicatore di vulnerabilità alla liquefazione. L'intento è quello di soppesare meglio il contributo ai danni in superficie da parte dei livelli liquefacibili superficiali rispetto ai livelli liquefacibili più profondi. Il valore di LSN viene ricavato tramite l'integrazione, su tutta la colonna stratigrafica, della deformazione volumetrica di consolidazione. È possibile associare al valore di LSN la severità di liquefazione attesa:

0 < LSN < 10	Assenza di liquefazione
10 < LSN < 20	Minime espressioni di liquefazione
20 < LSN < 30	Moderate espressioni di liquefazione
30 < LSN < 40	Da moderate a severe espressioni di liquefazione
40 < LSN < 50	Maggiori espressioni di liquefazione
LSN > 50	Danno gravi

Ishihara e Yoshimine (1992), in relazione ai cedimenti stimati ed al grado di danneggiamento/effetti sul suolo attesi, identificano tre ambiti di pericolosità di riferimento per cui:

$\Delta S < 10$ cm	Danno da nullo a leggero
10 < $\Delta S < 30$ cm	Danno medio
$\Delta S > 30$ cm	Danno esteso

Nel caso in oggetto si sono ottenuti i seguenti valori:

INDICATORE	RANGE VARIABILITÀ	VALORE MEDIO
IPL	7,2 ÷ 6,6	6,9
LSN	13,2 ÷ 7,7	10,4
ΔS (cm)	12,6 ÷ 17,8	15,2

In linea generale emerge il fatto che, a meno di modeste differenze litostratigrafiche superficiali fra la sponda destra e sinistra, gli ambiti di IPL secondo *Iwasaki et al. (1982-85)*, adottando la soglia di FS=1,0, indicano per il sito in esame un **potenziale di liquefazione generalmente "Alto" con IPL=6,9**, sebbene di poco superiore alla soglia di 5. Secondo la recente revisione di *Green et al. (2013)*, tale valore potrebbe comunque rientrare entro soglie compatibili con **basso rischio di danno**.

Gli orizzonti che contribuiscono maggiormente a tale aspetto sono certamente quelli sabbioso-limosi più superficiali e/o di media profondità, caratterizzati da un modesto stato di addensamento (35-50%), mentre quelli più profondi vengono via via inibiti dalle pressioni di confinamento e dal decremento dell'azione ciclica. La suscettibilità sia all'innescò che alla propensione a sviluppare manifestazioni superficiali, viene evidenziata anche dagli altri indicatori

di pericolosità, quali l'LSN e ΔS , rispettivamente rappresentativi di severità e cedimento da basso a medio.

Negli orizzonti alluvionali coesivi non si rilevano significativi livelli argillosi potenzialmente soggetti a degradazione ciclica secondo le azioni sismiche di progetto.

Considerata l'adozione di fondazioni profonde le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di condizioni free - field (campo libero), ovvero in assenza di carichi/sovraccarichi/sforzi di taglio e delle caratteristiche costitutive naturali dei terreni in sito desunte dalle prove in sito.

Date tali evidenze, nel calcolo delle fondazioni si dovrà per tanto tener conto della presenza di detti strati che a seguito di un eventuale fenomeno di liquefazione potrebbero generare attrito negativo e dunque una riduzione della capacità portante.

5 Verifiche geotecniche dei pali di fondazione

5.1 Verifiche geotecniche dei pali delle pile

Per il calcolo delle fondazioni delle pile, a vantaggio di sicurezza, si è preso in considerazione il profilo stratigrafico trovato in corrispondenza della prova CPTu2, dove sono presenti due orizzonti potenzialmente liquefacibili (uno da 4 a 7 m e l'altro da 12 a 18 m).

Nel calcolo della portata laterale il contributo di questi due strati è stato valutato in senso inverso per tener conto dell'attrito negativo che si potrebbe sviluppare a seguito di un evento sismico che porti a liquefazione entrambi.

Nella tabella che seguono sono riportate le caratteristiche geotecniche relative al profilo stratigrafico in esame.

N	Composizione strato	Spessore strato	Peso specifico	Coesione	Angolo d'attrito	Resistenza non Drenata	Dr
		[m]	[kN/mc]	[kN/mq]	[°]	[kN/mq]	[%]
1	Limi e sabbie fini (materiale di riporto)	0-4	18	0	25	30	50
2	Sabbie fini limose	4-7	18,5	0	34	0	0
3	Limi argillosi	7-12	18,5	0	23	30	0
4	Sabbie fini limose	12-18	19,5	0	34	0	35
5	Sabbie con limo	18-26	19	0	35	0	0
6	Limo argilloso	>26	19,5	5,8	21	70	0

Tabella 5.1 - Caratteristiche geotecniche del profilo stratigrafico di progetto

5.1.1 Verifica di capacità portante ai carichi verticali

< Dati Generali >

Diametro del palo.....	D	1,20	[m]
Profondità di calcolo.....	L	46,00	[m]
Profondità critica.....	Zcrit	60,00	[m]
Coefficiente di sicurezza per portata alla punta.....	gammab	1,35	
Coefficiente di sicurezza per portata laterale.....	gammass	1,15	
Tensione laterale limite.....	$\alpha_{Cu,lim}$	100,00	[kPa]
Profondità della falda rispetto a p.c. (tetto di falda)....		2,00	[m]
Profondità della falda rispetto a p.c. (letto di falda)....		50,00	[m]
Profondità massima della stratigrafia.....	Lstr	66,00	[m]
Fattore di correlazione.....	csi	1,48	
Coefficiente parziale per peso dei pali.....	gammaw	1,00	
Quota testa palo rispetto al piano campagna.....	Lpc	-6,00	[m]
Lunghezza di suddivisione del palo.....	Deltaz	0,10	[m]
Fattore di correzione della superficie laterale.....	fcl	1,00	
Tensione limite alla punta.....	qp	8000,00	[kPa]
Tensione laterale limite per metodo beta.....	Bsv,lim	130,00	[kPa]

< Caratteristiche del Terreno e Stratigrafia >

STRATO 1

Descrizione.....	Limo e sabbia fine (riporto)		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Coesivo		
Altezza.....	H	4,00	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammam	18,00	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	25,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	25,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	30,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,80	
Tensione laterale.....	α_{Cu}	0,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	50,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,58	
Coefficiente.....	Beta	0,00	
Fattore di rigidità.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	

STRATO 2

Descrizione.....	Sabbia fine limosa
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci

Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Incoerente		
Altezza.....	H	3,00	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammat	18,50	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	30,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	30,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	0,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,90	
Tensione laterale.....	α Cu	0,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	0,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,50	
Coefficiente.....	Beta	0,23	
Fattore di rigidità.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	

STRATO 3

Descrizione.....	Limo argilloso		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Coesivo		
Altezza.....	H	5,00	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammat	18,50	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	23,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	23,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	30,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,80	
Tensione laterale.....	α Cu	24,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	0,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,61	
Coefficiente.....	Beta	0,25	
Fattore di rigidità.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	

STRATO 4

Descrizione.....	Sabbia fine limosa		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Incoerente		
Altezza.....	H	6,00	[m]

Peso specifico del terreno.....	gammat	19,50	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	30,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	30,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	0,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,90	
Tensione laterale.....	αCu	0,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	35,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,50	
Coefficiente.....	Beta	0,23	
Fattore di rigidezza.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	

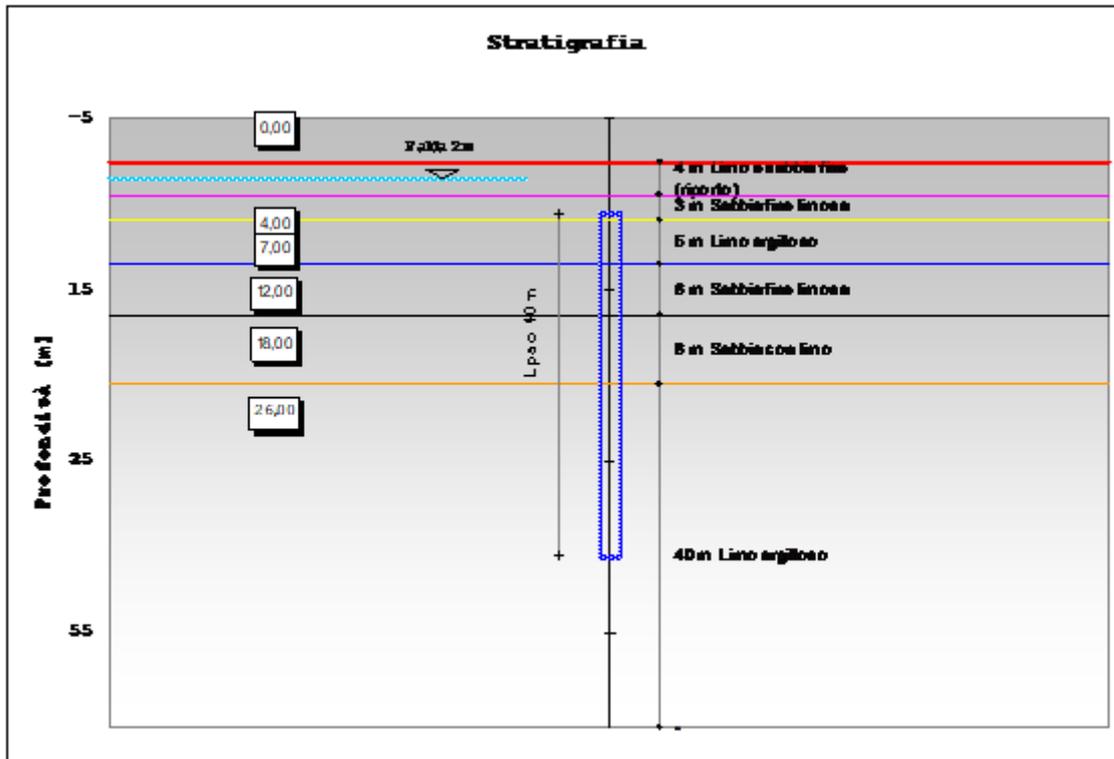
STRATO 5

Descrizione.....	Sabbia con limo		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Incoerente		
Altezza.....	H	8,00	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammat	19,00	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	35,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	35,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	0,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,90	
Tensione laterale.....	αCu	0,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	0,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,43	
Coefficiente.....	Beta	0,28	
Fattore di rigidezza.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	

STRATO 6

Descrizione.....	Limo argilloso		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Totali		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Coesivo		
Altezza.....	H	40,00	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammat	19,50	[kN/mc]
Coesione.....	c'	5,80	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	21,00	[°]

Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	21,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	70,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,60	
Tensione laterale.....	αC_u	42,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	0,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,64	
Coefficiente.....	Beta	0,25	
Fattore di rigidità.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	9,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	



Profondità rispetto al piano campagna [m]	Portata laterale limite Q_{s_lim} [kN]	Portata alla punta limite Q_{b_lim} [kN]	Portata laterale di progetto Q_s [kN]	Portata alla punta di progetto Q_b [kN]	Peso del palo $g_w \times W_p$	Portata di progetto del palo Q_d [kN]
46	6969	1704	4091	853	1131	3813

La verifica geotecnica è soddisfatta, risultando il massimo carico verticale agente sui pali delle pile $N_{Ed} = 3435$ kN minore della portata di progetto $Q_d = 3813$ kN.

5.1.2 Verifica di capacità portante ai carichi orizzontali

La verifica è stata condotta considerando un terreno coesivo omogeneo, avente le caratteristiche geotecniche dello strato più scadente, ovvero i limi argillosi compresi tra 7 e 12 m.

Diametro del palo.....	D	120 [cm]
Lunghezza del palo.....	L	40,00 [m]
Lunghezza del palo adimensionalizzata.....	L/D	33,33
Resistenza a taglio non drenata.....	Cu	30 [kPa]
Momento plastico della sezione.....	My	2500 [kNm]
Momento plastico della sezione adimensionalizzato.....	My/(Cu*D^3)	48,23
Parametro.....	Cu*D^2	43,20 [kN]

< Condizione di palo corto >

Carico orizzontale limite adimensionalizzato.....	H/(Cu*D^2)	286,50
Carico orizzontale limite.....	H	12376,8 [kN]
Momento massimo in testa al palo associato a Hlim.....	Mmax	258675,1 [kNm]

< Condizione di palo intermedio >

Carico orizzontale limite adimensionalizzato.....	H/(Cu*D^2)	113,23
Carico orizzontale limite.....	H	4891,6 [kN]
Lunghezza.....	f	15,10 [m]
Momento minimo lungo il fusto del palo	Mmin	43231,151 [kNm]

< Condizione di palo lungo >

Carico orizzontale limite adimensionalizzato.....	H/(Cu*D^2)	30,30
Carico orizzontale limite.....	H	1308,9 [kN]
Lunghezza.....	f	4,04 [m]

< Risultati >

La condizione di palo corto si verifica se L minore di L1.....	L1	4,32 [m]
La condizione di palo lungo si verifica se L maggiore di L2.....	L2	11,40 [m]
Carico limite calcolato.....	H	1308,9 [kN]
Coefficiente parziale per pali soggetti a carichi trasversali.....	gammat	1,30
Coefficiente di correlazione.....	csi	1,50
Carico limite di progetto.....	Hlim	671,2 [kN]

La verifica geotecnica è soddisfatta, risultando il massimo carico orizzontale agente sui pali delle pile $V_{Ed} = 224$ kN minore della portata di progetto $H_d = 671$ kN.

5.2 Verifiche geotecniche dei pali delle spalle

Per il calcolo delle fondazioni delle spalle, come per le pile, si è preso in considerazione il profilo stratigrafico trovato in corrispondenza della prova CPTu2, dove sono presenti due orizzonti potenzialmente liquefacibili.

Nel calcolo della portata laterale il contributo di questi due strati è stato valutato in senso inverso per tener conto dell'attrito negativo che si potrebbe sviluppare a seguito di un evento sismico che porti a liquefazione entrambi.

Il piano campagna è stato posto in cima alla zattera di fondazione delle spalle, ovvero circa 4,50 m al di sopra di quello considerato per la verifica dei pali delle pile, per cui si è considerato uno spessore di 8,50 m per il primo strato del profilo di Tabella 5.1.

5.2.1 Verifica di capacità portante ai carichi verticali

< Dati Generali >

Diametro del palo.....	D	1,00	[m]
Profondità di calcolo.....	L	29,50	[m]
Profondità critica.....	Zcrit	60,00	[m]
Coefficiente di sicurezza per portata alla punta.....	gammab	1,35	
Coefficiente di sicurezza per portata laterale.....	gammass	1,15	
Tensione laterale limite.....	$\alpha_{Cu,lim}$	100,00	[kPa]
Profondità della falda rispetto a p.c. (tetto di falda)....		6,00	[m]
Profondità della falda rispetto a p.c. (letto di falda)....		50,00	[m]
Profondità massima della stratigrafia.....	Lstr	70,50	[m]
Fattore di correlazione.....	csi	1,48	
Coefficiente parziale per peso dei pali.....	gammaw	1,00	
Quota testa palo rispetto al piano campagna.....	Lpc	-1,50	[m]
Lunghezza di suddivisione del palo.....	Deltaz	0,10	[m]
Fattore di correzione della superficie laterale.....	fcl	1,00	
Tensione limite alla punta.....	qp	8000,00	[kPa]
Tensione laterale limite per metodo beta.....	Bsv,lim	130,00	[kPa]

< Caratteristiche del Terreno e Stratigrafia >

STRATO 1

Descrizione.....	Limo e sabbia fine (riporto)		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Coesivo		
Altezza.....	H	8,50	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammam	18,00	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]

Angolo d'attrito.....	Fi	25,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	25,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	30,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,80	
Tensione laterale.....	α Cu	0,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	50,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,58	
Coefficiente.....	Beta	0,00	
Fattore di rigidezza.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	

STRATO 2

Descrizione.....	Sabbia fine limosa		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Incoerente		
Altezza.....	H	3,00	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammat	18,50	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	30,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	30,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	0,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,90	
Tensione laterale.....	α Cu	0,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	0,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,50	
Coefficiente.....	Beta	0,23	
Fattore di rigidezza.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	

STRATO 3

Descrizione.....	Limo argilloso		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Coesivo		
Altezza.....	H	5,00	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammat	18,50	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	23,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	23,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	30,00	[kPa]

Coefficiente.....	Alpha	0,80	
Tensione laterale.....	α_{Cu}	24,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	0,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,61	
Coefficiente.....	Beta	0,25	
Fattore di rigidità.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	

STRATO 4

Descrizione.....	Sabbia fine limosa		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Incoerente		
Altezza.....	H	6,00	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammat	19,50	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	30,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	30,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	0,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,90	
Tensione laterale.....	α_{Cu}	0,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	
Densità relativa.....	%	35,00	
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,50	
Coefficiente.....	Beta	0,23	
Fattore di rigidità.....	Ir	0,00	
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	0,00	
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00	

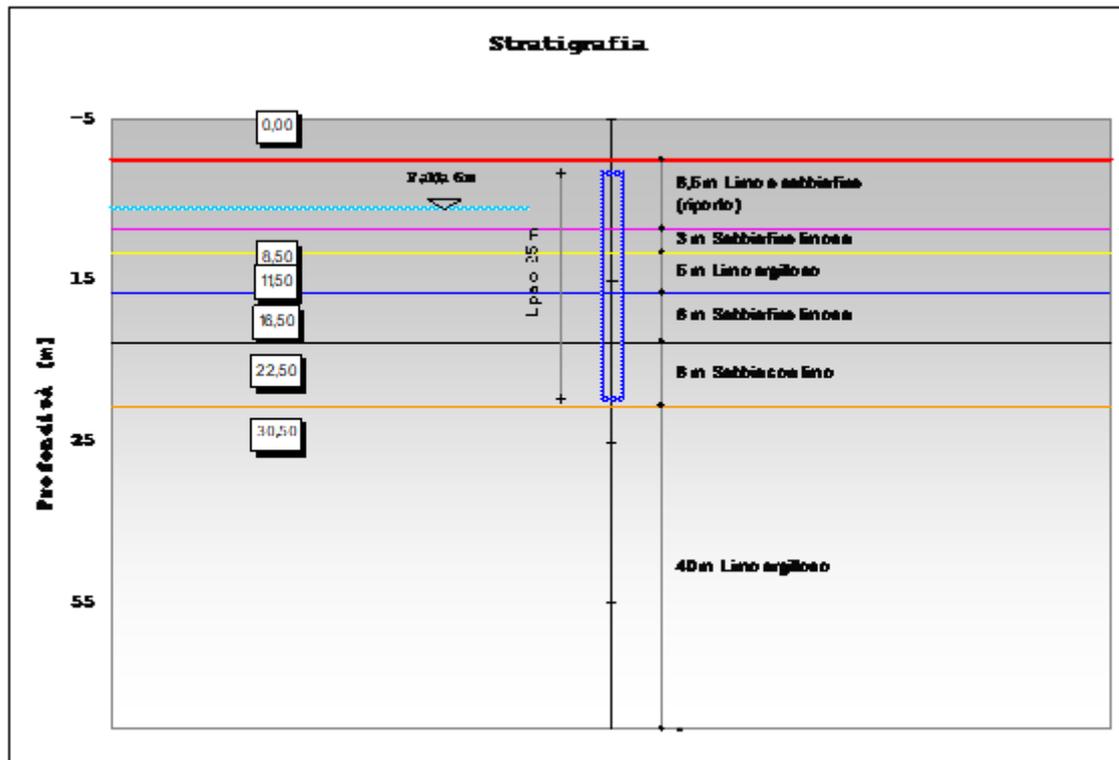
STRATO 5

Descrizione.....	Sabbia con limo		
Approccio geotecnico.....	Tensioni Efficaci		
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen		
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Incoerente		
Altezza.....	H	8,00	[m]
Peso specifico del terreno.....	gammat	19,00	[kN/mc]
Coesione.....	c'	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	35,00	[°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	35,00	[°]
Coesione non drenata.....	Cu	0,00	[kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,90	
Tensione laterale.....	α_{Cu}	0,00	[kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00	

Densità relativa.....	%	0,00
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,43
Coefficiente.....	Beta	0,28
Fattore di rigidezza.....	Ir	0,00
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	1,00
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	74,41
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	46,29

STRATO 6

Descrizione.....	Limo argilloso	
Approccio geotecnico.....	Tensioni Totali	
Metodo di calcolo della portanza alla punta.....	Meyerhof-Hansen	
Metodo di calcolo della portanza laterale.....	Metodo Beta+Coesivo	
Altezza.....	H	40,00 [m]
Peso specifico del terreno.....	gammat	19,50 [kN/mc]
Coesione.....	c'	5,80 [kPa]
Angolo d'attrito.....	Fi	21,00 [°]
Angolo d'attrito ridotto per portanza alla punta.....	Fi,rid	21,00 [°]
Coesione non drenata.....	Cu	70,00 [kPa]
Coefficiente.....	Alpha	0,60
Tensione laterale.....	αCu	0,00 [kPa]
Grado di sovraconsolidazione.....	OCR	1,00
Densità relativa.....	%	0,00
Coefficiente di pressione laterale.....	K	0,64
Coefficiente.....	Beta	0,00
Fattore di rigidezza.....	Ir	0,00
Fattore di riduzione della tensione efficace.....	eta	0,00
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nc	9,00
Fattore di capacità portante alla punta.....	Nq	0,00



Profondità rispetto al piano campagna [m]	Portata laterale limite Q_{s_lim} [kN]	Portata alla punta limite Q_{b_lim} [kN]	Portata laterale di progetto Q_s [kN]	Portata alla punta di progetto Q_b [kN]	Peso del palo $g_w \times W_p$	Portata di progetto del palo Q_d [kN]
29,5	356	6284	209	3145	491	2863

La verifica geotecnica è soddisfatta, risultando il massimo carico verticale agente sui pali delle pile $N_{Ed} = 2409$ kN minore della portata di progetto $Q_d = 2863$ kN.

5.2.2 Verifica di capacità portante ai carichi orizzontali

La verifica è stata condotta considerando un terreno coesivo omogeneo, avente le caratteristiche geotecniche dello strato più scadente, ovvero i limi argillosi compresi tra 7 e 12 m.

Diametro del palo.....	D	100 [cm]
Lunghezza del palo.....	L	25,00 [m]
Lunghezza del palo adimensionalizzata.....	L/D	25,00
Resistenza a taglio non drenata.....	C_u	30 [kPa]
Momento plastico della sezione.....	M_y	2000 [kNm]
Momento plastico della sezione adimensionalizzato.....	$M_y / (C_u \cdot D^3)$	66,67
Parametro.....	$C_u \cdot D^2$	30,00 [kN]

< Condizione di palo corto >

Carico orizzontale limite adimensionalizzato.....	$H/(C_u \cdot D^2)$	211,50
Carico orizzontale limite.....	H	6345,0 [kN]
Momento massimo in testa al palo associato a Hlim.....	Mmax	84071,3 [kNm]

< Condizione di palo intermedio >

Carico orizzontale limite adimensionalizzato.....	$H/(C_u \cdot D^2)$	84,01
Carico orizzontale limite.....	H	2520,4 [kN]
Lunghezza.....	f	9,33 [m]
Momento minimo lungo il fusto del palo	Mmin	13544,157 [kNm]

< Condizione di palo lungo >

Carico orizzontale limite adimensionalizzato.....	$H/(C_u \cdot D^2)$	37,32
Carico orizzontale limite.....	H	1119,5 [kN]
Lunghezza.....	f	4,15 [m]

< Risultati >

La condizione di palo corto si verifica se L minore di L1.....	L1	4,13 [m]
La condizione di palo lungo si verifica se L maggiore di L2.....	L2	11,09 [m]
Carico limite calcolato.....	H	1119,5 [kN]
Coefficiente parziale per pali soggetti a carichi trasversali.....	gammat	1,30
Coefficiente di correlazione.....	csi	1,50
Carico limite di progetto.....	Hlim	574,1 [kN]

La verifica geotecnica è soddisfatta, risultando il massimo carico orizzontale agente sui pali delle pile $V_{Ed} = 516$ kN minore della portata di progetto $H_d = 574$ kN.

6 Opere di sostegno in terra rinforzata

6.1 Premessa

In questo capitolo sono riportate le verifiche delle opere di sostegno in terra rinforzata a paramento rinverdito utilizzate nella formazione dei nuovi rilevati stradali al fine di contenerne l'ingombro a terra.

Le verifiche sono state eseguite sia in condizioni statiche che sismiche, facendo riferimento alle norme tecniche in vigore e ai seguenti documenti normativi:

- UNI EN 14475: Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Terra rinforzata,
- UNI 10006: Costruzione e manutenzione delle strade - Tecniche di impiego delle terre,
- ASTM D 3282: Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes,
- UNI EN 13242: Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade,
- UNI EN 13285: Miscele non legate – Specifiche.

6.2 Materiali impiegati

La struttura di sostegno in terra rinforzata con paramento rinverdito è realizzata in elementi marcati CE in accordo con la ETA 13/0295 per gli specifici impieghi come "sistemi in rete metallica per il rinforzo del terreno per opere di sostegno". La struttura è costituita da elementi di armatura planari orizzontali, larghi 3.0 m, in rete metallica a doppia torsione, realizzati in accordo con le "Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e l'utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione" approvate dal Consiglio Superiore LL.PP. (n.69/2013), ed in accordo con la UNI EN 10223-3:2013.

La rete metallica a doppia torsione deve essere realizzata con maglia esagonale tipo 8x10 (UNI-EN 10223-3), tessuta con filo in acciaio trafilato, avente un diametro pari 2.70 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), conforme all'EN 10244-2 (Classe A) con un quantitativo non inferiore a 245 g/mq. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico che dovrà avere uno spessore nominale di 0.5 mm, portando il diametro

esterno al valore nominale di 3.70 mm. La resistenza del polimero ai raggi UV sarà tale che a seguito di un'esposizione di 4000 ore a radiazioni UV (secondo ISO 4892-2 o ISO 4892-3) il carico di rottura e l'allungamento a rottura non variano in misura maggiore al 25%.

La resistenza a trazione della rete dovrà essere non inferiore a 50 kN/m (test eseguiti in accordo alla UNI EN 10223-3:2013).

La rete una volta sottoposta al 50% del carico massimo a rottura per trazione 25 kN/m, non dovrà presentare rotture del rivestimento plastico del filo all'interno delle torsioni.

Capacità di carico a punzonamento della rete dovrà essere non inferiore a 65 kN (test eseguiti in accordo alla UNI 11437).

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in SO₂ (0,2 dm³ SO₂ per 2 dm³ acqua) tale per cui dopo 28 cicli la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 6988), e in nebbia salina tale per cui dopo 6000h la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 9227).

Ogni singolo elemento è provvisto di barrette di rinforzo galvanizzate con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), con un quantitativo non inferiore a 265 g/mq e plasticate, aventi diametro pari a 3.40/4.40 mm e inserite all'interno della doppia torsione delle maglie, in corrispondenza dello spigolo superiore ed inferiore del paramento. Il paramento in vista sarà provvisto inoltre di un elemento di irrigidimento interno assemblato in fase di produzione in stabilimento, costituito da un pannello di rete elettrosaldata con diametro non inferiore a 6 mm e da un idoneo ritentore di fini. Il paramento sarà fissato con pendenza variabile, per mezzo di elementi a squadra realizzati in tondino metallico e pre-assemblati alla struttura. Gli elementi di rinforzo contigui saranno posti in opera e legati tra loro con punti metallici meccanizzati galvanizzati con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%) classe A secondo la UNI EN 10244-2, con diametro 3.00 mm e carico di rottura minimo pari a 1700 MPa.

6.3 Modalità esecutive

Per la preparazione del piano di posa si provvederà all'asportazione del terreno vegetale e rullatura con 2-3 passate di rullo liscio. Nel caso in cui i rilevati dovranno poggiare su declivi con pendenza superiore al 20%, ultimata l'asportazione del terreno vegetale si eseguirà una

gradonatura con banche in leggera contropendenza (tra 1% e 2%) e alzate verticali contenute in altezza.

Gli elementi in terra rinforzata dovranno essere posti in opera per strati costanti, secondo le modalità di seguito riportate.

1. Apertura e predisposizione dell'elemento terra rinforzata avendo cura di stendere il telo di rinforzo eliminando le linee di piegatura preformate in fase di produzione e mettere in posizione gli elementi.
2. Posizionamento degli elementi a squadra per dare l'inclinazione al paramento.
3. Riempimento della parte a tergo del paramento manualmente con terreno vegetale che subirà una compattazione "leggera" per permettere l'attecchimento della vegetazione.
4. Riempimento degli elementi di rinforzo in rete con materiale idoneo, fino a formare uno strato di spessore di 300 mm.
5. Compattazione del materiale posto in opera mediante rullatura.
6. Ripetizione delle azioni 1 e 2 fino a completamento dell'elemento terra armata.
7. Risagomatura del piano di posa per l'esecuzione dell'elemento terra armata successivo.

6.4 Criteri di calcolo e di verifica

6.4.1 Combinazioni delle azioni

Le verifiche di sicurezza in condizioni statiche sono state eseguite con le seguenti combinazioni delle azioni:

- SLU di stabilità globale: Approccio 1, Combinazione 2: $A_2+M_2+R_2$,
- altri SLU geotecnici: Approccio 2: $A_1+M_1+R_3$

Le verifiche in condizioni sismiche sono state eseguite applicando i coefficienti parziali ai parametri geotecnici e alle resistenze, mentre i coefficienti parziali dei carichi sono stati posti pari ad 1. Sono state esaminate le seguenti combinazioni:

- SLU di stabilità globale: Approccio 1 Combinazione 2: $M_2+R_2+kh+kv$
- altri SLU geotecnici: Approccio 2: $M_1+R_3+kh+kv$.

Nell'ambito delle verifiche allo stato limite ultimo si sono adottati i coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

Coefficienti PARZIALI DEI PARAMETRI DI RESISTENZA γ_R		
$R_d = R_k / \gamma_R$	R2	R3
Stabilità globale	1,10	-
Scorrimento - Slittamento per attrito	-	1,10
Ribaltamento	-	1,15
Capacità portante della Fondazione - Punzonamento	-	1,40

Coefficienti PARZIALI AZIONI γ_F		FASE STATICA SLU	
		A1	EQU
<u>PERMANENTE:</u> (Pesi, spinte del terreno, sovraccarichi permanenti) ($\gamma_G = \gamma_{F1G}$)	Sfavorevole	1,30	1,10
	Favorevole	1,00	0,90
<u>VARIABILE:</u> (sovraccarichi variabili; sisma; spinte relative indotte) ($\gamma_Q = \gamma_{F1Q}$)	Sfavorevole	1,50	1,50
	Favorevole	0,80	0,80

6.4.2 Ipotesi di Calcolo

Nelle verifiche statiche è stato considerato un sovraccarico accidentale dovuto al transito di mezzi pari a 20 kPa. Nella combinazione sismica il sovraccarico accidentale è moltiplicato per il fattore $\gamma_{2j}=0.2$.

Per la determinazione delle azioni sismiche si assumono i seguenti parametri:

- Accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido: $a_g/g = 0,18$
- Coefficiente di sottosuolo: $S = S_s \times S_t = 1,50$
- Coefficiente di riduzione: $\beta_m = 0,38$
- Coefficiente sismico orizzontale: $k_h = S \times a_g/g \times \beta_m = 1,5 \times 0,18 \times 0,38 = 0,065$
- Coefficiente sismico verticale: $k_v = k_h / 2 = + 0,033$

6.4.3 Metodo di Calcolo

Le condizioni di stabilità dei rilevati sono esaminate con gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione della sicurezza alla stabilità viene condotta con il metodo di BISHOP modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari.

Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che si tratta di un'opera permanente per cui si è fatto riferimento alle prestazioni a lungo termine dei materiali metallici e geo-sintetici.

Il parametro di resistenza di lavoro T_d , è stato valutato facendo riferimento alla normativa inglese BS8006 con la formula:

$$T_d = T_b / f_m$$

con $f_m = 1.44$ (fattore di sicurezza con cui ridurre la resistenza a trazione nominale T_b).

Per il valore di T_b ci si è basati sulle prove di trazione eseguite al CTC, Denver - Stati Uniti in accordo all'ASTM A-975, che hanno portato alla definizione del seguente valore per la resistenza a trazione nominale della rete metallica a doppia torsione:

$$T_b = 50.11 \text{ kN/m}$$

Un ulteriore coefficiente di sicurezza per fenomeni di creep viene considerato nel caso di rinforzi in materiali sintetici:

$$f_{\text{creep}} = 1.5$$

Per rinforzi realizzati in rete metallica doppia torsione che non subisce effetti di creep alle condizioni di carico di lavoro tale coefficiente di riduzione non viene applicato.

La tabella seguente mostra i valori della resistenza a trazione di ogni rinforzo e dei valori dei coefficienti di sicurezza applicati, f_m e f_{creep} .

		TERRA ARMATA Light (mesh 8x10 wire 2.2/3.2mm)		TERRA ARMATA 3x1x1 (mesh 8x10 wire 2.7/3.7mm)	
		Gravel	Sandy gravel	Gravel	Sandy gravel
Resistenza caratteristica a trazione (UTS)	kN/m	35	35	50.11	50.11
Coefficiente di riduzione percentuale per Creep (TCR% of UTS)	%	100	100	100	100
Coefficiente di sicurezza globale - f_m		1.30	1.17	1.27	1.15
Resistenza a trazione di progetto	kN/m	26.9	29.9	39.4	43.5

6.5 Verifiche in condizioni statiche e sismiche

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno : BONIFICA Descrizione :
 Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione.....[kN/m²].....: 30.00
 Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito.....[°].....: 30.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00
 Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 18.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 18.00

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : FOND

Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione.....[kN/m²].....: 0.00
 Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
 Angolo d'attrito.....[°].....: 28.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00
 Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 19.41
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 19.41

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : RIL

Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione.....[kN/m²].....: 0.00
 Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
 Angolo d'attrito.....[°].....: 32.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00
 Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 18.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 18.00

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Blocchi Rinforzati**Blocco : TMV1**

Dati principali.....[m].....: Larghezza..... = 5.00 Altezza..... = 2.92
 Coordinate Origine.....[m].....: Ascissa..... = 13.80 Ordinata..... = -0.65
 Inclinazione paramento.....[°].....: 25.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Sabbia
 Rilevato strutturale.....: RIL
 Terreno di riempimento a tergo.....: RIL
 Terreno di copertura.....: RIL
 Terreno di fondazione.....: FOND

Parametri per il calcolo della capacità portante com Brinch Hansen, Vesic o Meyerhof

Affondamento fondazione.....[m].....: 0.00
 Inclinazione pendio a valle.....[°].....: 0.00

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 65° - 8/2.7P - 0.73

Lunghezza.....[m]..... = 5.00

Interasse.....[m]..... = 0.73
 Risvolto.....[m]..... = 0.65

Blocco : TMV2

Dati principali.....[m].....: Larghezza..... = 4.00 Altezza..... = 2.92
 Arretramento.....[m]..... = 0.00 da TMV1
 Inclinazione paramento.....[°].....: 25.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Sabbia
 Rilevato strutturale.....: RIL
 Terreno di riempimento a tergo.....: RIL
 Terreno di copertura.....: RIL
 Terreno di fondazione.....: RIL

Parametri per il calcolo della capacità portante com Brinch Hansen, Vesic o Meyerhof

Affondamento fondazione.....[m] : 0.00
 Inclinazione pendio a valle.....[°] : 0.00

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 65° - 8/2.7P - 0.73

Lunghezza.....[m]..... = 4.00
 Interasse.....[m]..... = 0.73
 Risvolto.....[m]..... = 0.65

Carichi**Pressione : CS**

Descrizione : Carico stradale

Classe : Variabile - sfavorevole

Intensità.....[kN/m²]... = 20.00 Inclinazione.....[°]... = 0.00

Ascissa [m] : Da = 25.00 To = 32.00

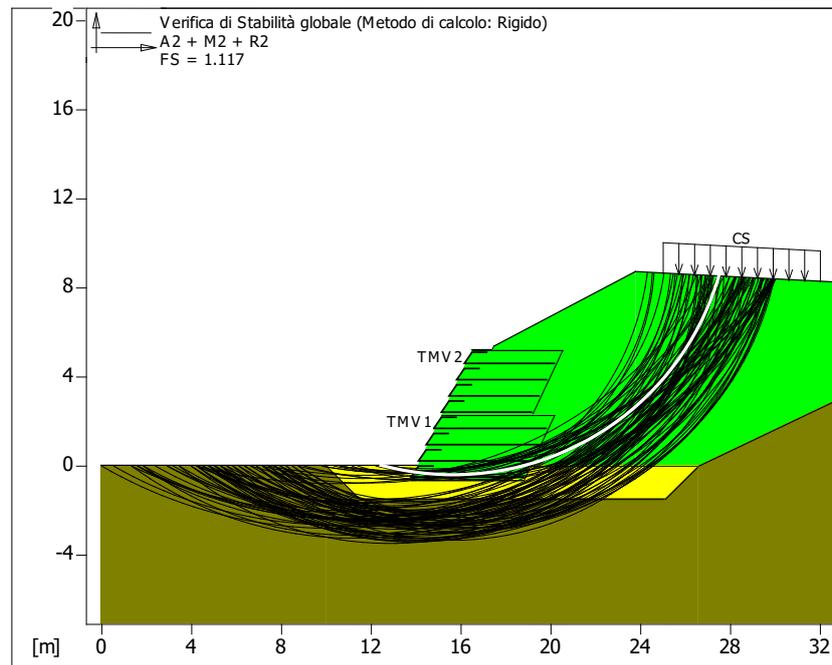
Proprietà dei rinforzi utilizzati

Green Terramesh - 65° - 8/2.7P - 0.73

Carico di rottura Nominale Tr	[kN/m].....	50.00
Rapporto di Scorrimento plastico.....		2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....	[m ³ /kN].....	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....	[kN/m].....	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....	[m].....	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....		1.26
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....		1.09
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....		0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....		0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....		0.30

6.5.1 Verifiche statiche

Verifica di stabilità globale



Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

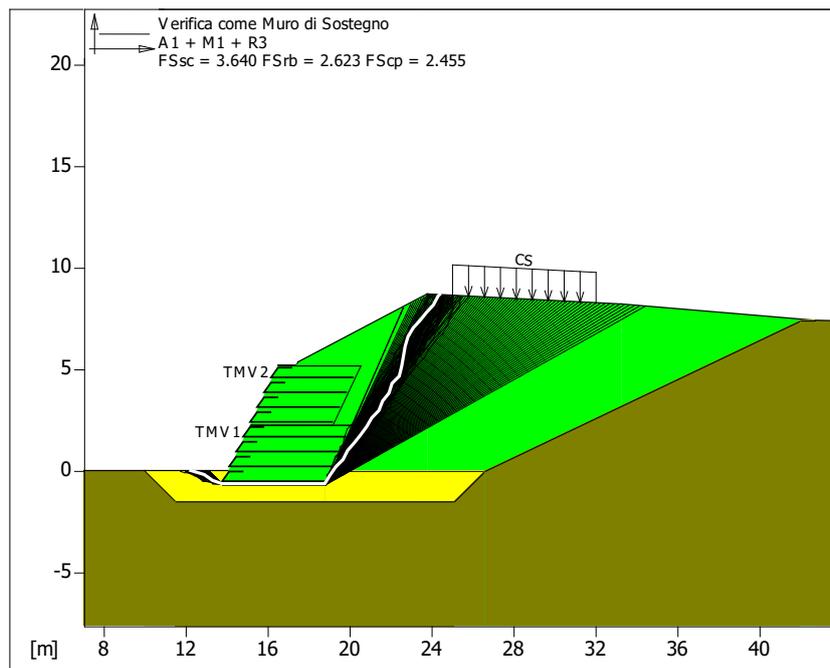
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.117

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	13.00	17.00	30.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:		50	
Numero totale superfici di prova.....:		500	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:		0.50	
Angolo limite orario..... [°].....:		0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:		0.00	

Fattore	Classe
1.30	Variabile - sfavorevole
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.40	Coeff. Parziale - Resistenza non drenata
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità

Verifica come muro di sostegno

Combinazione di carico : A1 + M1 + R3

Stabilità verificata sul blocco : TMV1

Forza Stabilizzante.....[kN/m].....: 467.59

Forza Instabilizzante.....[kN/m].....: 116.78

Classe scorrimento.....: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 3.640

Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 1971.10

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: 653.45

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 2.623

Pressione ultima calcolata con metodo dell'equilibrio limite.

Pressione ultima.....[kN/m²].....: 403.51

Pressione media agente.....[kN/m²].....: 117.38

Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....: 2.455

Fondazione equivalente.....[m].....: 4.79

Eccentricità forza normale.....[m].....: 0.10

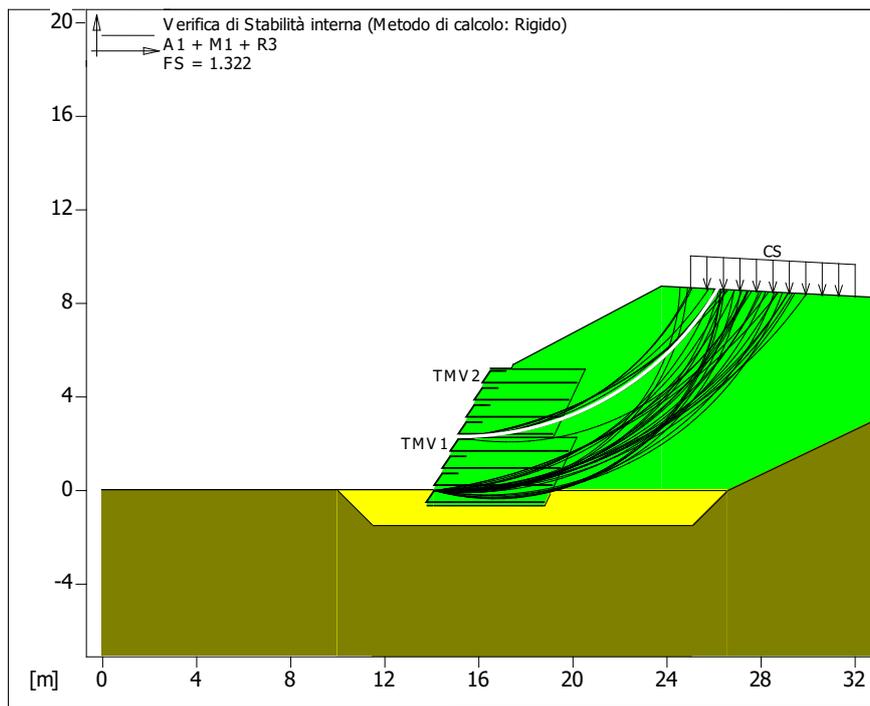
Braccio momento.....[m].....: 5.60

Forza normale.....[kN].....: 550.09

Pressione estremo di valle.....[kN/m²].....: 123.83

Pressione estremo di monte.....[kN/m²].....: 96.20

Fattore	Classe
1.50	Variabile - sfavorevole
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Resistenza non drenata
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.40	Coeff. parziale R - Capacità portante
1.15	Coeff. parziale R - Ribaltamento

Verifica di stabilità interna

Combinazione di carico : A1 + M1 + R3

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.322

Intervallo di ricerca delle superfici

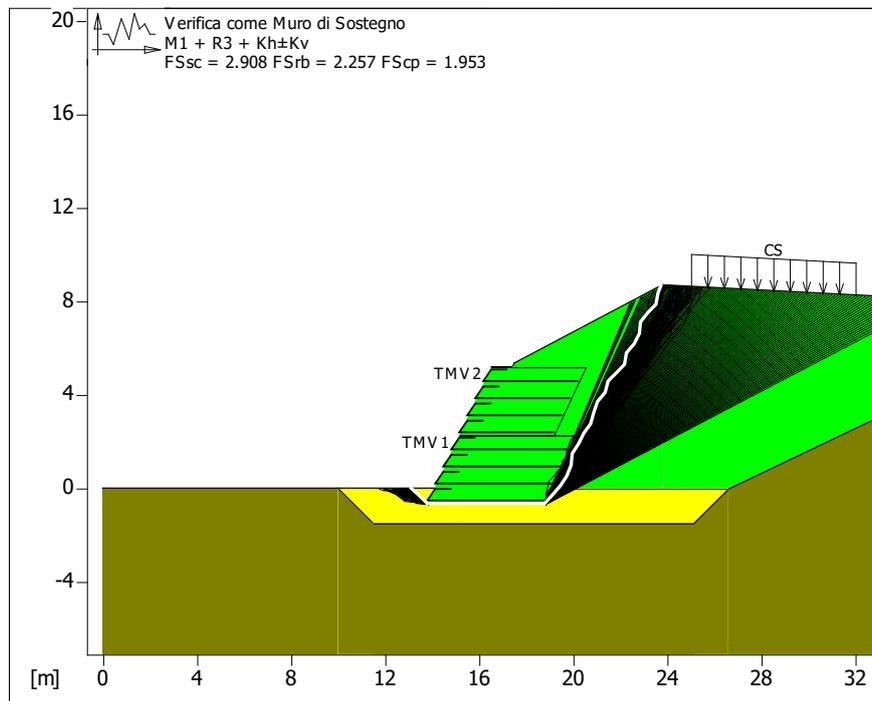
Blocco TMV1	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	Primo punto 17.00	Secondo punto 32.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 1
 Numero totale superfici di prova.....: 500
 Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....: 0.50
 Angolo limite orario..... [°].....: 0.00
 Angolo limite antiorario..... [°].....: 0.00

Fattore	Classe
1.50	Variabile - sfavorevole
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Resistenza non drenata
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. Parziale R - Stabilità

6.5.2 Verifiche sismiche

Verifica come muro di sostegno



Combinazione di carico : M1 + R3 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : TMV1

Forza Stabilizzante.....[kN/m]..... : 458.99

Forza Instabilizzante.....[kN/m]..... : 157.85

Classe scorrimento.....: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento..... : 2.908

Momento Stabilizzante.....[kN*m/m]..... : 1971.10

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m]..... : 873.48

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento..... : 2.257

Pressione ultima calcolata con metodo dell'equilibrio limite.

Pressione ultima.....[kN/m²]..... : 318.82

Pressione media agente.....[kN/m²]..... : 136.03

Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante..... : 1.953

Fondazione equivalente.....[m]..... : 4.10

Eccentricità forza normale.....[m]..... : 0.45

Braccio momento.....[m]..... : 5.53

Forza normale.....[kN]..... : 535.18

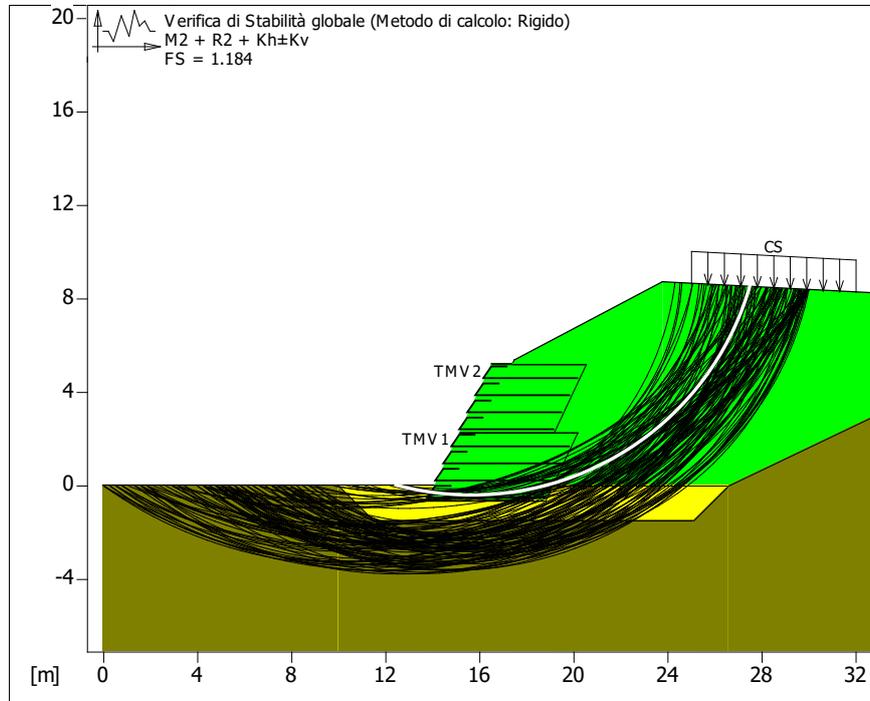
Pressione estremo di valle.....[kN/m²]..... : 164.71

Pressione estremo di monte.....[kN/m²]..... : 49.36

Fattore	Classe
1.00	Variabile - sfavorevole
1.00	Sisma
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Resistenza non drenata
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi

1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.20	Coeff. parziale R - Capacità portante
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento

Verifica di stabilità globale



Combinazione di carico : $M2 + R2 + Kh \pm Kv$

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

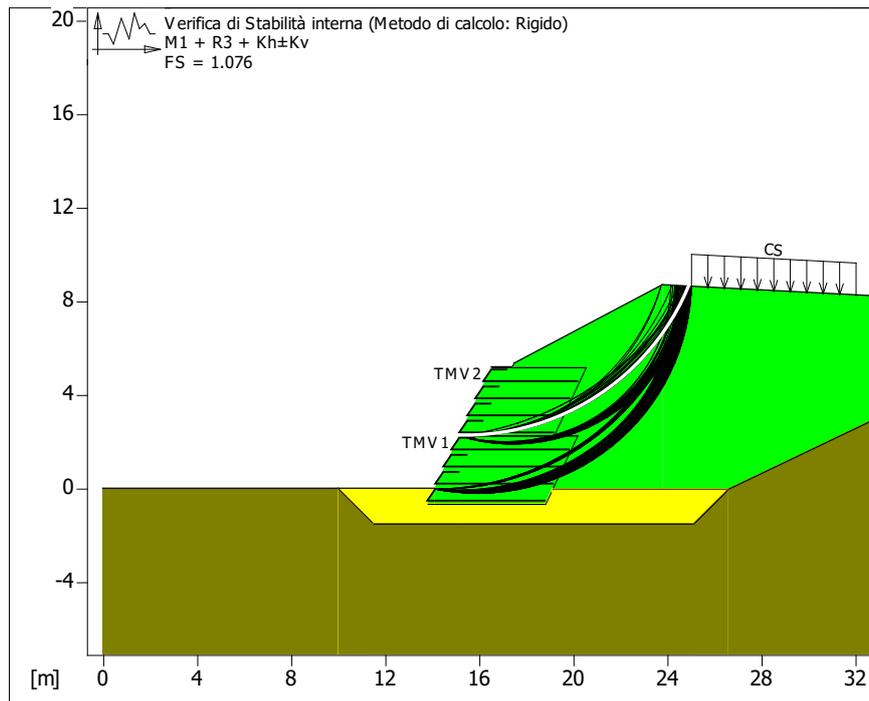
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 1.184

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	13.00	17.00	30.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....		50	
Numero totale superfici di prova.....		500	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....		0.50	
Angolo limite orario..... [°].....		0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....		0.00	

Fattore	Classe
1.00	Variabile - sfavorevole
1.00	Sisma
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Resistenza non drenata
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.20	Coeff. Parziale R - Stabilità

Verifica di stabilità interna

Combinazione di carico : M1 + R3 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 1.076

Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco

TMV1

Segmento di arrivo, ascisse [m]

Primo punto

17.00

Secondo punto

25.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 1

Numero totale superfici di prova : 500

Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 0.50

Angolo limite orario [°] : 0.00

Angolo limite antiorario [°] : 0.00

Blocco : TMV2

Green Terramesh - 65° - 8/2.7P - 0.73

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.730	50.0	14.8	14.8	3.38	1.00

Fattore

Fattore	Classe
1.00	Variabile - sfavorevole
1.00	Sisma
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Resistenza non drenata
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.20	Coeff. Parziale R - Stabilità