



PROPONENTE:

COMUNE DI MONSELICE

Piazza San Marco, 1 - 35043 Monselice (PD)

Tel. 0429/786911 Fax 0429/73092

PEC: monselice.pd@cert.ip-veneto.net

NUOVO CASELLO
MONSELICE -POZZONOVO (MONSELICE SUD)
E VIABILITA' AFFERENTI MONSELICE (PD)
Verifica di assoggettabilità a V.I.A. (art. 19 D.Lgs. 152/2006)

Coordinamento progettazione
e valutazioni ambientali

ING. SANDRO BENATO
ARCH. NICOLA VISENTINI



NET PROJECT S.R.L. - Piazza Modin 12 - 35129 Padova - Tel. 049 8935081 - Fax 049 8935137

Consulente: Progettazione Viaria

PROF. PASETTO ING. MARCO

Via Curtatone e Montanara 3- 35141 Padova - Tel./Fax 049 871135

Consulente: Progettazione strutture in C.A.

PROF. PIZZOCCHERO ING. TIZIANO

Via Leonardo da Vinci 32- 35010 Cadoneghe (PD) - Tel. 049 706480

Consulente: Progettazione strutture in acciaio

SPOLADORE ING. LUCA

Via G. Mazzini 4 - 35010 Vigonza (PD) - Tel. 349 4663410

Consulente: Progettazione geotecnica

PROF. MAZZUCATO ING. ALBERTO

Via Santa Rosa 52 - 35100 Padova - Tel. 049 8910298

PLANIMETRIA STATO DI PROGETTO
TRE CORSIE PER SENSO DI MARCIA

CODICE ELABORATO

FILE NAME

DATA EMISSIONE

VERSIONE

TAV03

TAV03.PDF

01.08.2018

REV. 0

Spett.le

Studio Net Project S.r.l.

Piazza Modin, 12

35129 Padova

Oggetto: Relazione geotecnica per il progetto di fattibilità economica e finanziaria per il nuovo casello autostradale in comune di Monselice (PD).

INDICE

1	PREMESSA	3
2	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE ..	4
3	OPERE DI FONDAZIONE	9
3.1	Le fondazioni stradali.....	9
3.2	Area e zona casello	9
3.3	Calcolo della capacità portante delle fondazioni	10
3.3.1	<i>Capacità portante fondazioni superficiali</i>	<i>10</i>
3.3.2	<i>Capacità portante fondazioni profonde.....</i>	<i>11</i>
3.4	Rilevati	16
3.4.1	<i>Cedimenti dei rilevati.....</i>	<i>16</i>
3.4.2	<i>Tempi di consolidazione</i>	<i>17</i>
3.4.3	<i>Stabilità del piano di posa dei rilevati.....</i>	<i>18</i>
4	PROGRAMMAZIONE STUDI E PROVE IN SITO PER IL PROGETTO DEFINITIVO	24

1 PREMESSA

Le opere di cui all'oggetto consistono nella realizzazione di una serie di percorsi stradali che si innestano nell'autostrada A13 e si collegano alla rete comunale, provinciale e statale mediante la realizzazione di un sovrappasso sulla A13 ed un nuovo casello autostradale.

Il complesso viario insiste su rilevati di altezza compresa tra 1.0 ÷ 2.0 m e che raggiungono l'altezza massima di 8.0 m dal piano campagna attuale in corrispondenza del rilevato di accosto al ponte.

La struttura del nuovo ponte consiste di un impalcato della lunghezza di circa 45 m formato da 4 travi metalliche e soletta collaborante in c.a., che insiste su spalle poggianti su pali di grande diametro $\phi 1200$.

Gli aspetti geotecnici di maggior rilievo riguardano la fondazione del pacchetto delle pavimentazioni stradali e del casello, la stabilità dei rilevati di accosto e le fondazioni del ponte.

Per rispondere ai punti appena descritti ci si è avvalsi delle conoscenze delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione ottenute per la progettazione di opere realizzate in aree in prossimità del casello. Nella presente relazione, in un paragrafo successivo, saranno evidenziati le indagini specifiche che si dovranno svolgere al momento del progetto definitivo.

2 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I terreni di origine alluvionale che caratterizzano l'area dell'intervento sono costituiti da continue alternanze di limi e limi argillosi normalconsolidati con sabbie medio fini in genere di media ed elevata densità.

In particolare i dati di cui si dispone, sono quelli del cavalcavia sulla nuova S.S.10 in corrispondenza della Strada Provinciale n.8 per averne seguito i lavori di costruzione e di altri interventi in zona che mostrano una stratigrafia che si può schematizzare come di seguito descritto:

I strato: dal piano campagna e fino a $-12.0 \div -13.0$ m dal p.c., al di sotto del coltivo dello spessore di $50 \div 70$ cm, il terreno è costituito da argille limose e limi argillosi di consistenza da media ad elevata con presenza di sostanze organiche e lenti di limo sabbioso e sabbia limosa ($q_c = 5.0 \div 8.0$ MPa) evidenziate in particolare dalle prove CPT.

Le prove CPT forniscono resistenze alla punta q_c comprese tra 1.0 e 2.5 MPa, quelle al penetrometro tascabile variano tra 80 e 380 kPa e al torvane tra $20 \div 89$ kPa e valori maggiori di 100 kPa.

Le prove Vane Test eseguite nel foro di sondaggio rilevano valori di resistenza al taglio massima e residua, rispettivamente, pari a $c_{u \max} = 36 \div 65$ kPa e $c_{u \text{ res}} = 12 \div 23$ kPa; le prove di compressione con espansione laterale libera mostrano resistenze q_u comprese tra 69 e 197 kPa.

Le prove di classificazione eseguite sui campioni indisturbati indicano contenuti naturali d'acqua W compresi tra 21.8 e 32.0%, con limiti di liquidità W_L compresi tra 31 e 59% e indici di plasticità I_p tra 10 e 37%; nella carta di plasticità U.S.C.S. i campioni si collocano in prossimità della linea A in corrispondenza delle zone CL-CH delle argille inorganiche di plasticità da media ad elevata (**Figura 1**).

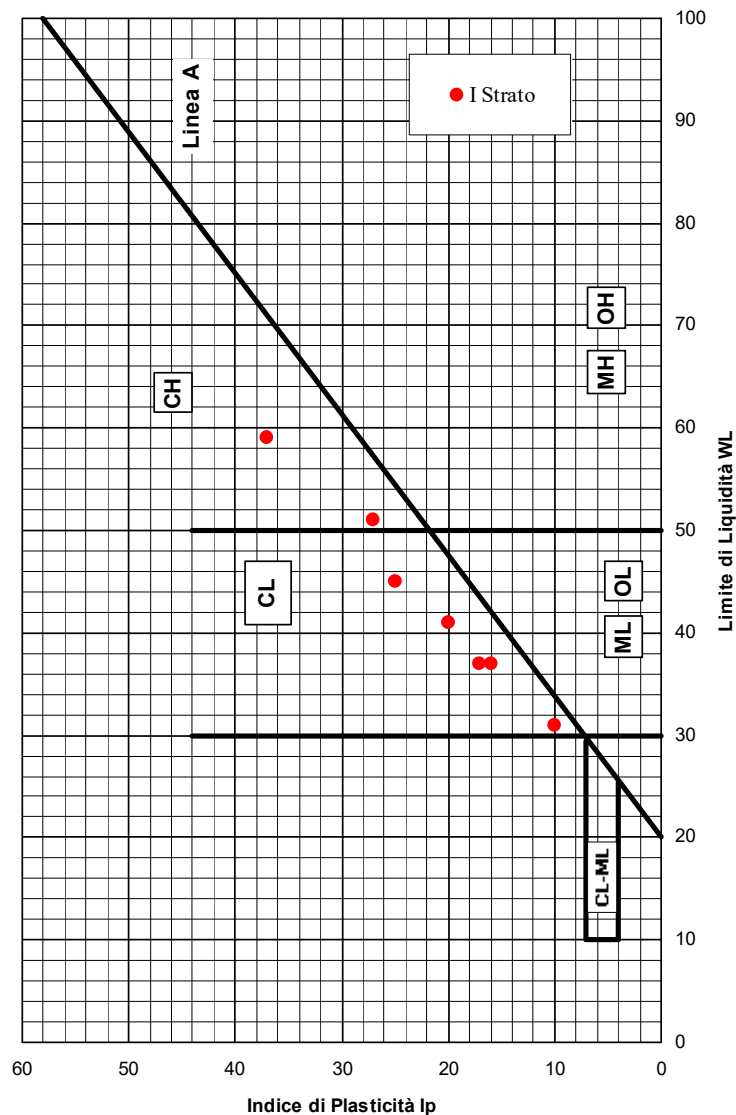


Figura 1. Carta di plasticità di Casagrande.

L'interpretazione delle prove edometriche eseguite sui campioni indisturbati evidenziano condizioni di sovraconsolidazione con un valore del grado di sovraconsolidazione OCR compreso tra 1.6 e 3.0, indici di compressione CR (pendenza della curva nel diagramma ε - $\log \sigma$ oltre la pressione di consolidazione) e di ricomprensione CRR compresi, rispettivamente, tra 0.11 e 0.13 e tra 0.016 e 0.029; il coefficiente di consolidazione c_v varia tra $1.56 \cdot 10^{-3}$ e $4.6 \cdot 10^{-3}$ cm^2/s .

Il strato: da $-12.0 \div -13.0$ m dal p.c. e fino alla massima profondità esplorata (-30.0 m dal p.c.), il terreno è costituito da sabbia medio-fine debolmente limosa con livelli di limo sabbioso; i valori di N_{SPT} misurati durante l'esecuzione del sondaggio risultano compresi tra 28 e 66, ed indicano condizioni di densità da elevata a molto elevata (**Figura 2**).

In accordo con le prove SPT, le prove penetrometriche evidenziano resistenze di punta q_c mediamente comprese tra 10 e 20 MPa, ed indicano condizioni di densità da media ad elevata (**Figura 3**), cui si possono associare angoli di resistenza al taglio $\phi' = 36 \div 40^\circ$ (**Figura 4**).

L'acqua di falda è stata rilevata a profondità variabile tra $-1.0 \div -1.5$ m dal piano campagna.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, sulla base della Tabella 3.2.II delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008, le caratteristiche meccaniche dei terreni appena descritti, consentono di classificare, prudenzialmente, i profili stratigrafici come appartenenti alla categoria di suolo di fondazione tipo C dei "*Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza*"; tenuto conto del grado di sismicità della zona, si escludono inoltre fenomeni di liquefazione delle formazioni granulari.

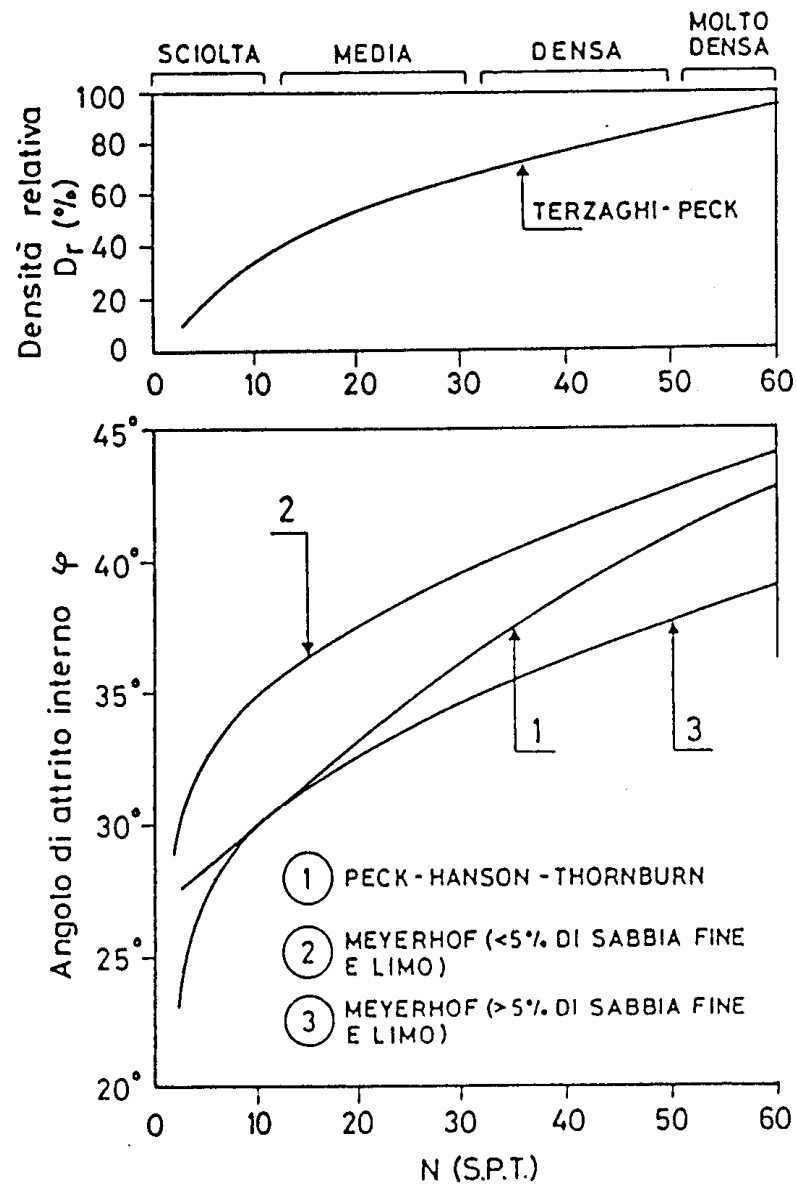


Figura 2. Densità ed angolo d'attrito di terreni granulari derivati in funzione del numero di colpi N della prova S.P.T (Peck-Hanson-Thornburn, 1954; Meyerhof, 1956).

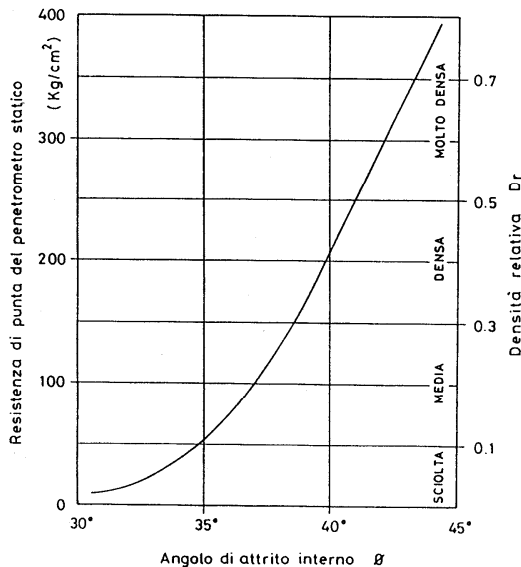


Figura 3. Angolo d'attrito in funzione della resistenza di punta del penetrometro statico (Meyerhof, 1974).

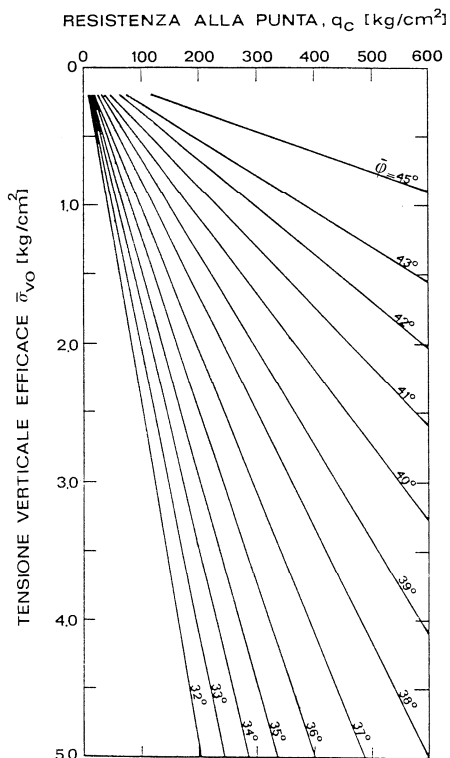


Figura 4. Correlazione fra resistenza penetrometrica alla punta q_c ed angolo d'attrito ϕ , in relazione alla pressione verticale efficace (Durgunoglu e Mitchell, 1975).

3 OPERE DI FONDAZIONE

3.1 Le fondazioni stradali

I collegamenti con l'autostrada ed il casello, se si esclude il rilevato di accosto, corrono a quote di circa 1.8 m rispetto al piano campagna e saranno realizzati con materiali del tipo A1-a e A1-b e compattati con energia Proctor modificata. In alternativa è da valutare l'opportunità di impiegare materiale riciclato di adeguata pezzatura che assicuri moduli di deformazione M_d non inferiori agli aggregati naturali.

Per il sottofondo di appoggio sul terreno naturale sarà quindi sufficiente, ai fini della durata della pavimentazione, asportare il terreno naturale e sostituirlo con anticapillare costituito da sabbia e ghiaia dello spessore di almeno 40 cm. Sul terreno naturale si dovranno comunque assicurare moduli di deformazione, dopo costipamento, M_d non inferiori a 15 MPa.

3.2 Area e zona casello

In quest'area si ritiene opportuno intervenire anche con una bonifica del terreno in sito per uno spessore di 1.5 m, mediante la stesa e compattazione di terreno del tipo A1-a o A1-b prima della realizzazione del riporto per raggiungere la quota di progetto $+1.5 \div 2.0$ m rispetto al p.c..

Con tale intervento, dopo aver atteso la consolidazione del sottofondo per circa 4 ÷ 5 mesi, si potranno realizzare le opere previste con l'impiego di fondazioni del tipo diretto.

Per quanto riguarda il calcolo della pressione massima sopportabile si rimanda al paragrafo § 3.3.1 *Capacità portante fondazioni superficiali*.

3.3 Calcolo della capacità portante delle fondazioni

3.3.1 Capacità portante fondazioni superficiali

La resistenza di progetto delle fondazioni superficiali viene determinata con riferimento all'approccio 2 delle NTC 2008:

A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di normativa.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

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

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Il calcolo della resistenza di progetto è svolto con l'espressione:

$$q_d = (\gamma D \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma' B \cdot N_\gamma) / \gamma_R \quad 1)$$

dove:

q_d	=		capacità portante di progetto;
ϕ'_k	=	34°	angolo di resistenza al taglio caratteristico;
γ	=	20 kN/m ³	peso di volume del terreno;
γ'	=	10 kN/m ³	peso di volume immerso del terreno;
D	=	0.5 m	profondità della fondazione dal piano campagna;
B	=	2.0 m	larghezza della fondazione;
γ_R	=	2.3	coefficiente parziale;
N_q	=	29.44	fattore di capacità portante.
N_γ	=	41.06	fattore di capacità portante.

Sviluppando la 1) si ottiene:

$$q_d = (20 \times 0.5 \times 29.44 + 0.5 \times 10 \times 2.0 \times 41.06) / 2.3 = (294 + 411) / 2.3 = 705 / 2.3 \approx 300 \text{ kN/m}^2.$$

3.3.2 Capacità portante fondazioni profonde

La costruzione dei rilevati è prevista in un periodo successivo alla realizzazione dei pali di fondazione delle spalle. I pali, quindi, sotto l'azione dei rilevati di accosto, sono sollecitati, nella parte superiore della loro lunghezza dove sono presenti terreni argillosi compressibili, da attriti negativi; viene di conseguenza ridotto il carico limite, per effetto di tale sovraccarico e dell'annullarsi di parte della resistenza laterale.

In considerazione di tali effetti, in progetto si prevede che i carichi delle spalle siano trasferiti al terreno mediante plinti che poggiano su 10 pali la cui disposizione, nel rispetto dell'interasse pari a 3 diametri, verrà stabilita nel progetto definitivo. I carichi

massimi verticali di progetto ($E_{d-strut}$) trasmessi dalle strutture sui singoli pali, come indicato dai Progettisti, sono pari a circa **3200 kN** (a cui si devono aggiungere, come indicato da normativa, le azioni permanenti dovute al peso proprio del palo e all'effetto dell'attrito negativo). Tenuto conto delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, si ritiene adeguato impiegare pali del tipo trivellato con diametro di 1200 mm e della lunghezza utile di 28.0 m (punta a -30.0 m dal p.c. circa).

Lo studio degli stati limite ultimi dei pali è eseguito con riferimento all'approccio 2 e alle combinazioni dei coefficienti:

A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II di normativa.

Il calcolo della resistenza di progetto del palo singolo è svolto con la:

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s \quad 2)$$

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = R_{b,cal} / \xi + R_{s,cal} / \xi \quad 3)$$

Si assume $\xi = 1.6$; $R_{b,k}$ e $R_{s,k}$ rappresentano rispettivamente le resistenze caratteristiche di base e laterale.

$$R_{b,cal} = A_b \times N_q \times \sigma'_{vo} \quad 4)$$

$$R_{s,cal} = \pi D \cdot (\sum_i \tau_i \cdot H_i) \quad 5)$$

i cui simboli hanno il seguente significato:

A_b = area di base del palo;

N_q^* = fattore di capacità portante (**Figura 5**. Associazione Geotecnica Italiana: Raccomandazioni sui pali di fondazione - dicembre 1984);

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla base del palo;

D = diametro del palo
 H_i = spessore degli strati;
 τ_i = resistenza di attrito laterale locale nella generica formazione, assunta pari ad $\alpha_i \cdot c_{u,i}$ per gli strati coesivi, dove con α si è indicato il coefficiente di adesione e con c_u la resistenza al taglio non drenata; e pari a $\gamma_i \cdot z_i \cdot k_i \cdot \text{tg} \delta_i$ per quelli granulari, dove con z_i si è indicata la profondità del generico strato, con k il coefficiente di spinta orizzontale, e con δ l'angolo di attrito palo – terreno;

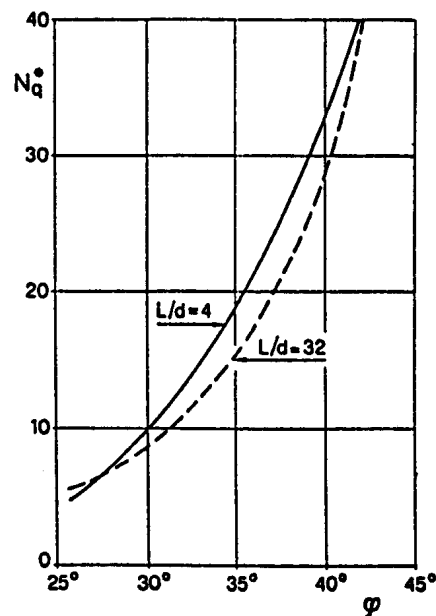


Figura 5. Valori di N_q^* per pali trivellati (Associazione Geotecnica Italiana: Raccomandazioni sui pali di fondazione - dicembre 1984)

Sviluppando i calcoli, adattando le (2), (3), (4) e (5) alle situazioni stratigrafiche rilevate, si ottiene la resistenza di progetto $R_{c,d}$ pari a **5081,5 kN** (vedi **Tabella 1**).

Tabella 1. Capacità portante dei pali $\phi 1200$.

Nuovo casello autostradale a Monselice (PD)				p.c. _{prova} =	0,00	m
Palo trivellato				Falda =	1,00	m da p.c. _{prova}
L* =	28,00	m	D _p =	1,200	m	
L _{punta} =	-30,00	m	p.p. _{plinto} =	-2,00	m	
			prescavo =	2,00	m	

Resistenza laterale Q_f (*: le profondità sono riferite al piano di posa del plinto = p.p. _{plinto})											
Strato	da*	a*	ΔH	Z	σ'_{v}	ϕ	c_u	k	α	τ	Q _f
	m	m	m	m	kN/m ²	°	kN/m ²			kN/m ²	kN
1	0,00	8,80	8,80	4,40	67,6						
2	8,80	11,50	2,70	10,15	119,4	36		0,60		52,0	529,6
3	11,50	28,00	16,50	19,75	205,8	38		0,60		96,4	5999,5
										R _{s,cal} =	6529,1
										ξ =	1,60
										R_{s,k} =	4080,7

Resistenza alla punta R_{b,k}							
A _p	q*	N _q	q _p	\dot{q} : $q \leq \sigma'_{v}(20 \cdot D)$	20 · D	R _{b,cal}	
m ²	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²	m		
1,13	244,0	12	2928,0	244,0	24,0	3311,5	
						ξ =	
						1,60	
						R_{b,k} =	
						2069,7	

Resistenza totale R_{c,d}							
Approccio	R _{b,k}	γ_b	R _{b,d}	R _{s,k}	γ_s	R _{s,d}	R _{c,d} = R _{b,d} + R _{s,d}
	kN		kN	kN		kN	kN
A1+M1+R3	2069,7	1,35	1533,1	4080,7	1,15	3548,4	5081,5

Una valutazione del limite superiore per l'attrito negativo locale può essere fatta, una volta individuata la parte del palo interessata al fenomeno, facendo riferimento al valore (Raccomandazioni A.G.I. 1984):

$$\tau_i \text{ attrito negativo} = \beta \cdot (\sigma'_{vo} + \Delta p') \quad (6)$$

dove:

β = coefficiente funzione del rapporto c_u / σ'_o assunto pari a 0.2 (Dawson,1970);

c_u = resistenza al taglio non drenata;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace nello strato prima dell'intervento;

$\Delta p'$ = incremento di pressione che genera i cedimenti.

La risultante, $P_{a.n.}$, si può quindi valutare dalla:

$$P_{a.n.} = \Sigma(\tau_{i \text{ a.n.}} \cdot A_{li}) \quad 7)$$

dove:

A_{li} = area della superficie laterale del palo a contatto con la generica formazione.

Considerando che gli effetti dell'attrito negativo si esauriscono praticamente alla -10.8 m dal p.c. (8.8 m dal piano di posa del plinto), sviluppando la (6) e la (7) si ottiene:

$$\tau_{i \text{ a.n.}} = \beta \cdot (\sigma'_{vo} + \Delta p') = 0.2 \cdot (67.6 + 72.5) = 28.0 \text{ kPa}$$

$$P_{a.n.} = \Sigma(\tau_{i \text{ a.n.}} \cdot A_{li}) = 28.0 \cdot (\pi \cdot 1.20 \cdot 8.8) = 930 \text{ kN}$$

L'azione esterna dovuta all'attrito negativo è quindi pari a **930 kN**.

Tenuto conto del peso proprio del palo, valutato con $\gamma'_{cls} = 14.0 \text{ kN/m}^3$, pari a **443 kN**, si ottiene l'azione di progetto in condizioni SLU pari a:

$$E_d = E_{d\text{-strut}} + \gamma_{G1} \cdot P_{a.n.} + \gamma_{G1} \cdot p \cdot p_{\text{palo}} = 3200 + 1.3 \times 930 + 1.3 \times 443 = \mathbf{4985 \text{ kN}}$$

minore della resistenza di progetto $R_{c,d}$ pari a **5081,5 kN**.

3.4 Rilevati

L'altezza massima prevista per i rilevati di accosto è pari a circa 8.0 m, in corrispondenza delle spalle del viadotto; i carichi massimi imposti dai rilevati sul terreno di fondazione risultano pari a circa 150 kN/m².

3.4.1 Cedimenti dei rilevati

La valutazione dei cedimenti, prescindendo dal trascurabile contributo delle formazioni sabbiose rispetto a quello dovuto agli strati di natura coesiva, è condotta con riferimento alla teoria monodimensionale di Terzaghi, con l'espressione seguente:

$$\Delta H = \Sigma (S_r + S_c)$$

$$\Delta H = \Sigma ((CRR \cdot H_0 \cdot \log(\sigma'_c / \sigma'_{v0})) + (CR \cdot H_0 \cdot \log((\sigma'_{v0} + \Delta' \sigma^+) / \sigma'_c))) \quad (8)$$

dove:

S_r = cedimento di ricomprensione degli strati coesivi;

S_c = cedimento di consolidazione degli strati coesivi;

H_0 = spessore iniziale degli strati compressibili;

CRR = indice di ricomprensione;

CR = indice di compressione;

σ'_c = pressione di consolidazione;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace presente nello strato prima dell'intervento;

$\Delta' \sigma^+$ = incremento di pressione per effetto dei carichi rispetto alla σ'_{v0} ;

OCR = rapporto di sovraconsolidazione;

Z = profondità mezzeria strato rispetto al p.c..

Sviluppando l'espressione (8) con riferimento alle condizioni stratigrafiche rilevate con le indagini disponibili, i cedimenti risultano compresi tra 33.6 cm, in corrispondenza dell'asse del rilevato, e 5.0 cm al piede; in **Tabella 2** sono riportati i dettagli delle calcolazioni svolte.

Tabella 2. Cedimenti del rilevato di accosto al cavalcavia.

Nuovo casello di Monselice. Rilevato di accosto al ponte														
RILEVATO DA 8.0 m - Asse rilevato quota falda 1,0 m														
STRATO	da - a		Z	Ho	σ_{vo}	OCR	σ_c	CR	CRR	$\Delta\sigma +$	σ	Sr	Sc	
	(m)	(m)	(m)	(cm)	(kPa)		(kPa)			(kPa)	(kPa)	(cm)	(cm)	
1	0,3	0,5	0,40	20	7,6	1,0	7,6	0,13	0,020	152,00	159,6	0,00	3,44	
2	4,0	6,5	5,25	250	57,3	1,5	85,9	0,13	0,029	147,58	204,8	1,28	12,27	
3	6,5	8,8	7,65	230	78,9	2,0	157,7	0,12	0,024	141,44	220,3	1,66	4,01	
4	8,8	10,0	9,40	120	94,6	1,0	94,6	0,10	0,020	135,94	230,5	0,00	4,64	
5	10,0	11,5	10,75	150	106,8	1,0	106,8	0,12	0,020	131,40	238,1	0,00	6,27	
			770											
												TOTALE	2,94	30,63
													CEDIMENTO COMPLESSIVO (cm) 33,6	
Nuovo casello di Monselice. Rilevato di accosto al ponte														
RILEVATO DA 8.0 m - Piede rilevato quota falda 1,0 m														
STRATO	da - a		Z	Ho	σ_{vo}	OCR	σ_c	CR	CRR	$\Delta\sigma +$	σ	Sr	Sc	
	(m)	(m)	(m)	(cm)	(kPa)		(kPa)			(kPa)	(kPa)	(cm)	(cm)	
1	0,3	0,5	0,40	20	7,6	1,0	7,6	0,13	0,020	1,38	9,0	0,00	0,19	
2	4,0	6,5	5,25	250	57,3	1,5	85,9	0,13	0,029	17,24	74,5	0,83	0,00	
3	6,5	8,8	7,65	230	78,9	2,0	157,7	0,12	0,024	23,85	102,7	0,63	0,00	
4	8,8	10,0	9,40	120	94,6	1,0	94,6	0,10	0,020	27,99	122,6	0,00	1,35	
5	10,0	11,5	10,75	150	106,8	1,0	106,8	0,12	0,020	30,78	137,5	0,00	1,98	
			770											
												TOTALE	1,46	3,52
													CEDIMENTO COMPLESSIVO (cm) 5,0	

3.4.2 Tempi di consolidazione

Per quanto concerne il calcolo dei tempi di consolidazione delle formazioni di natura coesiva, si fa riferimento alla teoria monodimensionale di Terzaghi, con l'espressione:

$$t = (T_v \cdot H^2) / c_v \quad 9)$$

dove:

$T_v = 0.85$ fattore di tempo per il maturarsi del 90% della consolidazione;

$H = 200$ cm percorso di drenaggio;

$c_v = 3.0 \cdot 10^{-3}$ cm²/s coefficiente di consolidazione;

da cui si ottiene:

$$t = (0.85 \times 200^2) \cdot 1000 / 3.0 / 86400 \approx 131 \text{ giorni} \Rightarrow 4 \div 5 \text{ mesi.}$$

Va da sé che il valore del coefficiente di consolidazione c_v è un parametro molto importante che dovrà essere confermato dalle indagini integrative e dai rilievi in sito eseguiti durante la costruzione.

3.4.3 Stabilità del piano di posa dei rilevati

Le verifiche di stabilità dei rilevati è svolta con riferimento all'Approccio 1 delle NTC 2008:

combinazione 2: A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I di normativa.

Tabella 6.8.I – *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.*

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Le verifiche sono condotte per superfici di scorrimento circolari adottando il metodo di Bishop semplificato (**Figura 6**), mediante l'ausilio del programma di calcolo automatico Slide 7.0 (Rocscience Inc. Toronto, Ontario) per la determinazione dei valori minimi del rapporto R_d/E_d lungo le possibili superfici di rottura, tenendo conto del valore del coefficiente parziale sulle resistenze γ_R :

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico;

E_d = valore di progetto dell'azione;

γ_R = 1.1 come da Tabella 6.8.I di normativa.

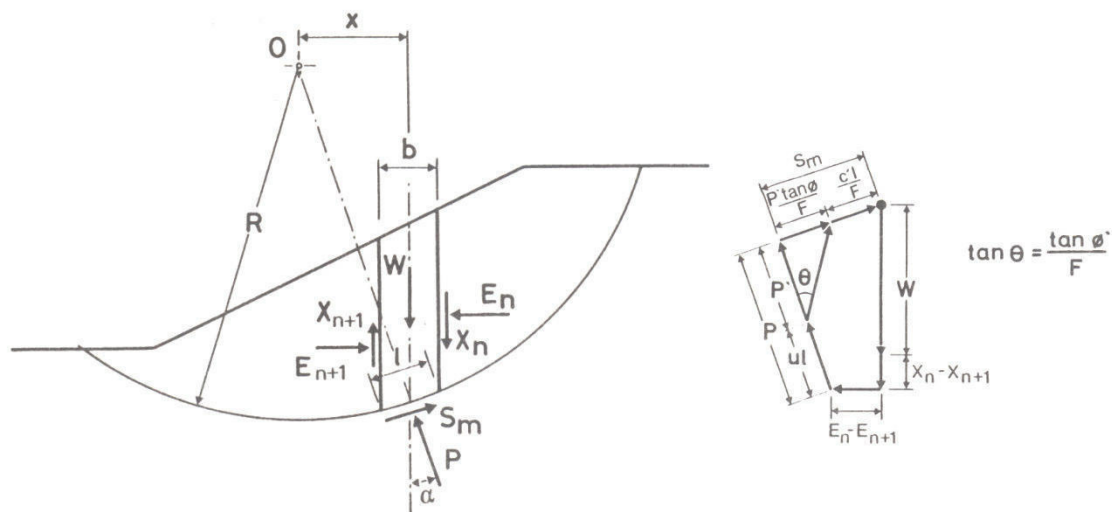


Figura 6. Schema di applicazione del metodo di Bishop semplificato.

Per l'analisi del comportamento in condizioni sismiche dei rilevati a lavori ultimati (vedi §7.11.4 *Fronti di scavo e rilevati* e §7.11.3.5.2 *Metodi di analisi* del D.M. 14/01/2008) si è utilizzato il metodo pseudo-statico utilizzando i seguenti coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}/g = \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

k_v = coefficiente sismico verticale;

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito definito nella Tabella 7.11.I del D.M.14/01/2008.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tenuto conto che l'opera si trova a Monselice (PD) e per la quale si è ipotizzato una vita nominale $V_N = 50$ anni e una classe d'uso III (\Rightarrow coefficiente d'uso $C_u = 1.5$ e $T_R = 712$ anni), utilizzando le indicazioni contenute nell'Allegato A del D.M. 14/01/2008, si ricava:

Sito	Stato limite	a_g (g)	F_0	T^*_C
Comune di Monselice	SLV $T_R = 712$ anni	0.073	2.762	0.362

Con **categoria di suolo tipo C**, si ottengono i seguenti parametri:

$\beta_s = 0.20$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$S_S = 1.5$ coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica.

Si ottiene quindi:

$$k_h = \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.20 \cdot (1.5 \cdot 1.0) \cdot 0.073 = 0.022$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.011$$

Tenuto conto dell'altezza dei rilevati e delle caratteristiche di resistenza degli strati superficiali, è necessario prevedere l'esecuzione programmata dei rilevati, per poter contare sull'incremento di resistenza al taglio conseguente alla consolidazione dei terreni compressibili. Per i terreni, quindi, si assumono i valori dei parametri geotecnici caratteristici a fine costruzione e a consolidazione avvenuta riportati in **Tabella 3**.

Tabella 3. Parametri geotecnici caratteristici a fine costruzione e a consolidazione avvenuta.

Strato	γ [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ_k [°]
1. Rilevato	19	0.0	30.0
2. Argilla limosa	19	40	0.0
3. Limo sabbioso	19	0.0	30.0
4. Argilla consistente	19	60.0	0.0
5. Sabbia densa	19	0.0	35

I risultati ottenuti in condizioni SLU ed SLV sono riportati in **Tabella 4** e appaiono pienamente accettabili; nelle **Figure 7 e 8** sono riportate le sezioni di calcolo con le superfici di scorrimento.

Tabella 4. Valori del rapporto R_d/E_d ottenuti con le verifiche di stabilità dei rilevati.

Altezza rilevato	SLU	SLV
8.0 m	1.110	1.071

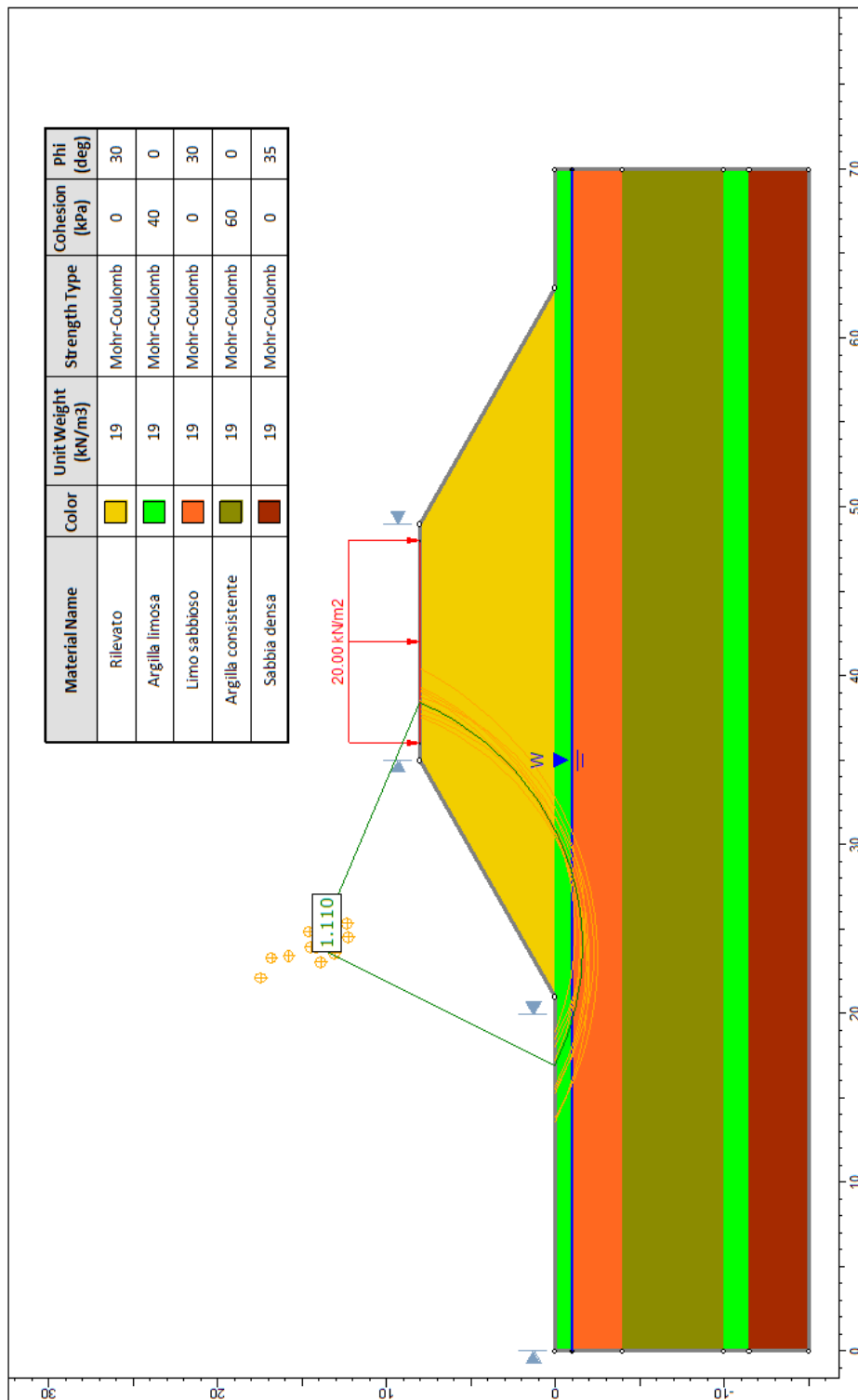


Figura 7. Altezza rilevato = 8.0 m. Condizioni SLU: A2 +M2 +R2

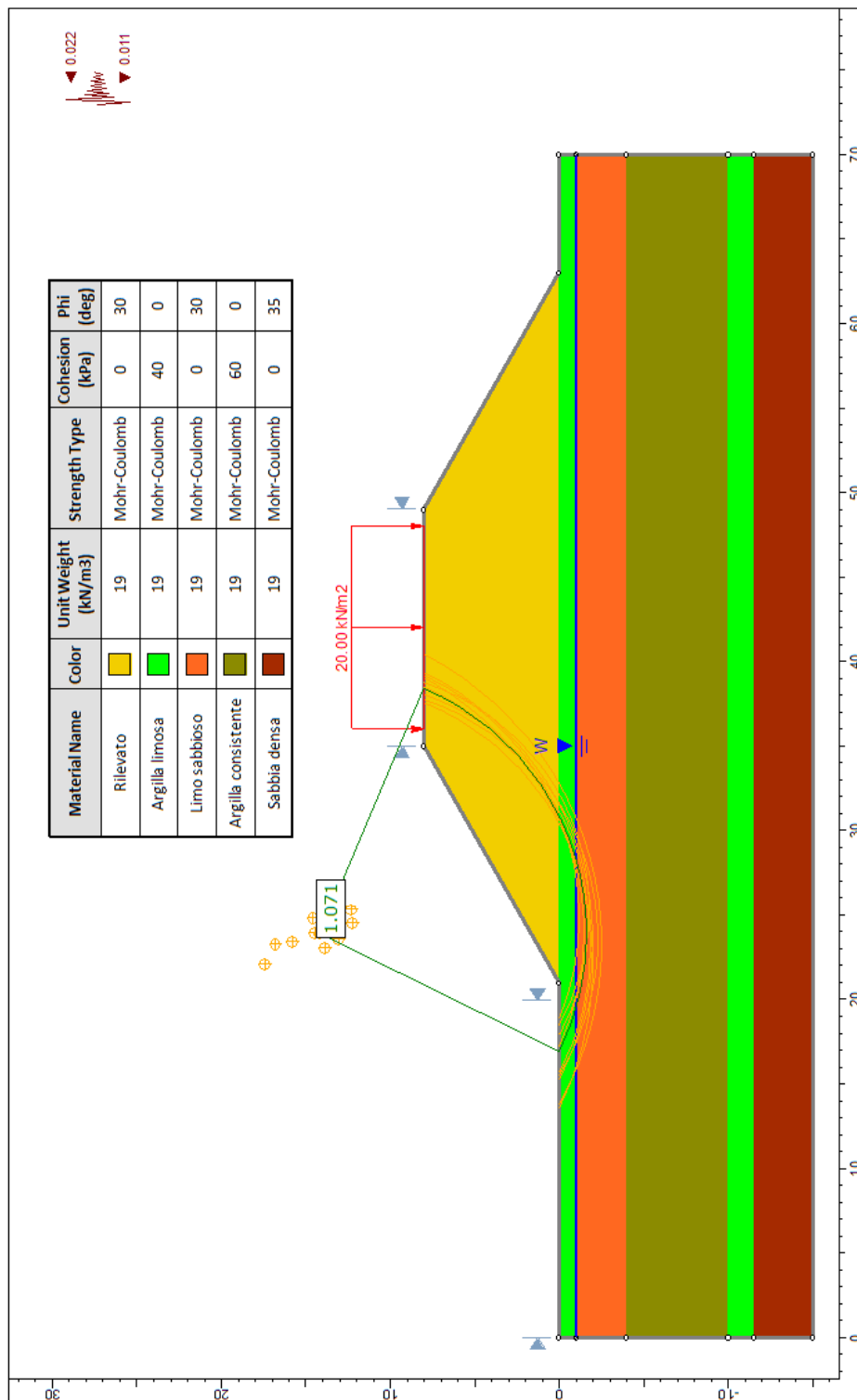


Figura 8. Altezza rilevato = 8.0 m. Condizioni SLV: A2 +M2 +R2

4 PROGRAMMAZIONE STUDI E PROVE IN SITO PER IL PROGETTO DEFINITIVO

Per la redazione del progetto esecutivo, secondo quanto previsto al paragrafo §6.2.2 *Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica* del DM 14/01/2008, si dovranno integrare le indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione mediante l'esecuzione delle seguenti prove, la cui ubicazione è riportata nella **Tavola 1** denominata *Ubicazione indagini geotecniche*:

Prove in corrispondenza del ponte, dei rilevati di accosto e del casello autostradale

I fase: 6 prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU - $L = 30 \div 40$ m da p.c.;

II fase: 3 sondaggi - $L = 20 \div 40$ m;

1 prova Down-Hole all'interno di un foro di sondaggio per la classificazione sismica del sito;

III fase: prove di laboratorio sui campioni prelevati durante i sondaggi.

Prove per i sottofondi dei percorsi stradali

14 scavi fino a $1.50 \div 2.0$ m dal p.c. con descrizione della stratigrafia, prelievo di campioni rimaneggiati ed esecuzione di prove di carico su piastra.

Padova, 24 ottobre 2017

Prof. Ing. Alberto Mazzucato

Spett.le

Studio Net Project S.r.l.

Piazza Modin, 12

35129 Padova

Oggetto: Relazione geotecnica per il progetto di fattibilità economica e finanziaria per il nuovo casello autostradale in comune di Monselice (PD).

Di seguito sono riportate le risposte alle note di integrazione alla relazione geotecnica.

A disposizione per eventuali integrazioni, porgo cordiali saluti.

Padova, 16 febbraio 2018

Prof. Ing. Alberto Mazzucato

GEOTECNICA

In riferimento ai seguenti documenti: “Relazione geotecnica”, Tav.19 planimetria sondaggi geotecnici e Tav.20, si evidenzia che:

8.1 E' necessario allegare i risultati delle indagini geognostiche e delle prove di laboratorio a cui si fa riferimento per la determinazione della successioni degli strati e alla loro parametrizzazione geotecnica.

Le stratigrafie, i diagrammi penetrometrici e i risultati delle prove di laboratorio di cui ci si è avvalsi per sviluppare la relazione geotecnica di inquadramento delle problematiche geotecniche relative al nuovo casello autostradale di Monselice, come evidenziato nelle premesse, non sono di mia proprietà e quindi non mi è possibile trasmetterli se non dopo aver chiesto l'autorizzazione ai relativi proprietari.

Nella stesura della relazione si è fatto quindi riferimento solo a quanto contenuto nelle relazioni a suo tempo preparate.

8.2 Nella determinazione della capacità portante delle fondazioni superficiali si considera un terreno avente un angolo di resistenza al taglio di 34° che risulta relativo ai terreni granulari del II strato, più profondo, che non al I strato coesivo.

Nel calcolo della capacità portante si è fatto riferimento ad angoli di resistenza al taglio di 34° perché riferiti non al terreno in posto, ma al bonifico ed ai riempimenti con materiali adeguati (A1-a e A1-b) che saranno costipati con il 95% dell'AASHTO modificato e tali da contenere le superfici di rottura al di sotto della fondazione.

8.3 La successione degli strati coesivi nella stima del cedimento al di sotto del piano del rilevato necessita di una descrizione più accurata sulla determinazione dei diversi parametri rispetto a quanto sommariamente esposto al cap. 2 della relazione e da quanto illustrato nell'elaborato grafico denominato TAV.20 stratigrafie; peraltro quanto indicato nel capitolo 2 della relazione differisce da quanto illustrato nell'elaborato grafico.

Gli spessori e le proprietà meccaniche impiegati per la valutazione dei cedimenti sono quelli richiamate nelle premesse. Si precisa che durante i lavori di realizzazione della strada statale SS10, come di consueto, sono stati eseguiti anche dei rilievi topografici che hanno confermato le previsioni progettuali sia per quanto concerne l'entità dei cedimenti totali che della loro evoluzione nel tempo.

Va da sé che le richieste formulate saranno riprese non appena si eseguiranno le indagini programmate per la redazione del progetto definitivo (paragrafo §4 della relazione).

Della Tav.20 a cui si fa riferimento, il sottoscritto non ha alcun dato di dettaglio stratigrafico e di laboratorio.

8.4 Lo spessore ($H=2$ m) del percorso di filtrazione assunto per la determinazione dei tempi di consolidazione risulta inferiore allo spessore dello strato coesivo ($12\div 13$ m da p.c.) interessato da tale fenomeno, i tempi necessari all'esaurimento del fenomeno potrebbero risultare superiori a quelli stimati.

Per tale osservazione si rimanda al punto precedente 8.3. Si rileva tuttavia che dai dati in nostro possesso in zona non sono presenti spessori omogenei di argilla di $12 \div 13$ m, in quanto i terreni sono sempre caratterizzati da alternanze continue di limi argillosi e sabbie limose.

8.5 Nella verifica di stabilità dei rilevati si è assunto una classe d'uso III ($cu=1.5$) che conduce ad una vita di riferimento per l'infrastruttura in progetto di 75 anni inferiore alla prassi autostradale per gli scavalchi (classe d'uso IV, $cu=2$, $Vr=100$, $Tr=975$ anni).

Si è recepito tale richiesta e si riporta in allegato l'aggiornamento delle calcolazioni con il nuovo valore di Vita di riferimento dell'opera che porta a modifiche trascurabili.

8.6 Nella verifica di stabilità dei rilevati in tabella 3 si fa riferimento a parametri geotecnici caratteristici che devono però essere divisi per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella tabella 6.2.II delle NTC2008.

Nella relazione è scritto in modo chiaro che si è fatto riferimento a quanto richiesto dalla normativa ed in particolare all'uso delle combinazioni richieste dalle NTC. Nella relazione vengono evidenziati i parametri caratteristici perché di competenza specifica del progettista (paragrafo §6.2.2 delle NTC 2008), mentre i parametri di progetto, usati nei calcoli, sono una mera conseguenza. Nei calcoli si sono ovviamente impiegati i coefficienti di sicurezza parziali.

8.7 Al cap. 4 della relazione si indicano per la redazione della successiva fase progettuale l'esecuzione di 6 prove penetrometriche CPTU e 3 sondaggi (specificare se sono tutti a carotaggio continuo) mentre nell'elaborato grafico (Tav. 19) sono indicati 4 sondaggi. Nelle successive fasi progettuali dovranno essere inoltre approfonditi, con il necessario dettaglio richiesto, tutti i temi affrontati genericamente nella fase di fattibilità, con particolare riguardo ai seguenti temi:

I sondaggi sono in numero di 4 (verificare se nella Tav.19 sono effettivamente 4; il 3 è probabilmente un refuso). I sondaggi sono tutti a carotaggio continuo.

I punti successivi non sono chiari, perché è lapalissiano che la progettazione definitiva farà riferimento a tutti i dati che si andranno a raccogliere con specifico riferimento al sito e di questi si terrà conto nella progettazione geotecnica.

Stabilità del piano di posa dei rilevati

Le verifiche di stabilità dei rilevati è svolta con riferimento all'Approccio 1 delle NTC 2008:

combinazione 2: A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I di normativa.

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

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Le verifiche sono condotte per superfici di scorrimento circolari adottando il metodo di Bishop semplificato (**Figura 6**), mediante l'ausilio del programma di calcolo automatico Slide 7.0 (Rocscience Inc. Toronto, Ontario) per la determinazione dei valori minimi del rapporto R_d/E_d lungo le possibili superfici di rottura, tenendo conto del valore del coefficiente parziale sulle resistenze γ_R :

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico;

E_d = valore di progetto dell'azione;

γ_R = 1.1 come da Tabella 6.8.I di normativa.

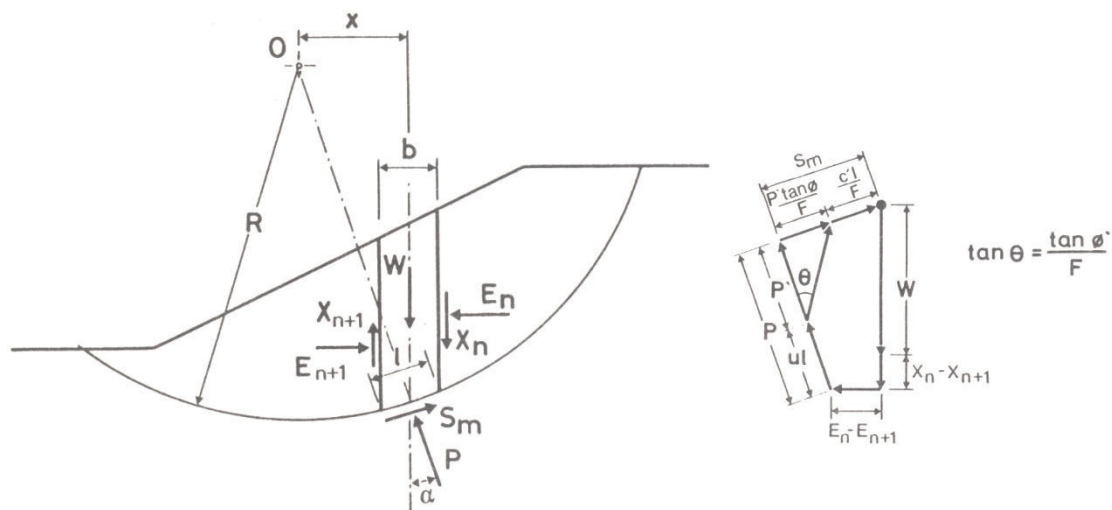


Figura 6. Schema di applicazione del metodo di Bishop semplificato.

Per l'analisi del comportamento in condizioni sismiche dei rilevati a lavori ultimati (vedi §7.11.4 *Fronti di scavo e rilevati* e §7.11.3.5.2 *Metodi di analisi* del D.M. 14/01/2008) si è utilizzato il metodo pseudo-statico utilizzando i seguenti coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}/g = \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

k_v = coefficiente sismico verticale;

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito definito nella Tabella 7.11.I del D.M.14/01/2008.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tenuto conto che l'opera si trova a Monselice (PD) e per la quale si è ipotizzato una vita nominale $V_N = 50$ anni e una classe d'uso IV (\Rightarrow coefficiente d'uso $C_u = 2.0$ e $T_R = 949$ anni), utilizzando le indicazioni contenute nell'Allegato A del D.M. 14/01/2008, si ricava:

Sito	Stato limite	a_g (g)	F_0	T^*_C
Comune di Monselice	SLV $T_R = 949$ anni	0.079	2.794	0.371

Con **categoria di suolo tipo C**, si ottengono i seguenti parametri:

$\beta_s = 0.20$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$S_S = 1.5$ coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica.

Si ottiene quindi:

$$k_h = \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.20 \cdot (1.5 \cdot 1.0) \cdot 0.079 = 0.0237$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.0119$$

Tenuto conto dell'altezza dei rilevati e delle caratteristiche di resistenza degli strati superficiali, è necessario prevedere l'esecuzione programmata dei rilevati, per poter contare sull'incremento di resistenza al taglio conseguente alla consolidazione dei terreni compressibili. Per i terreni, quindi, si assumono i valori dei parametri geotecnici caratteristici a fine costruzione e a consolidazione avvenuta riportati in **Tabella 3**.

Tabella 3. Parametri geotecnici caratteristici a fine costruzione e a consolidazione avvenuta.

Strato	γ [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ_k [°]
1. Rilevato	19	0.0	30.0
2. Argilla limosa	19	40	0.0
3. Limo sabbioso	19	0.0	30.0
4. Argilla consistente	19	60.0	0.0
5. Sabbia densa	19	0.0	35

I risultati ottenuti in condizioni SLU ed SLV sono riportati in **Tabella 4** e appaiono pienamente accettabili; nelle **Figure 7 e 8** sono riportate le sezioni di calcolo con le superfici di scorrimento.

Tabella 4. Valori del rapporto R_d/E_d ottenuti con le verifiche di stabilità dei rilevati.

Altezza rilevato	SLU	SLV
8.0 m	1.110	1.067

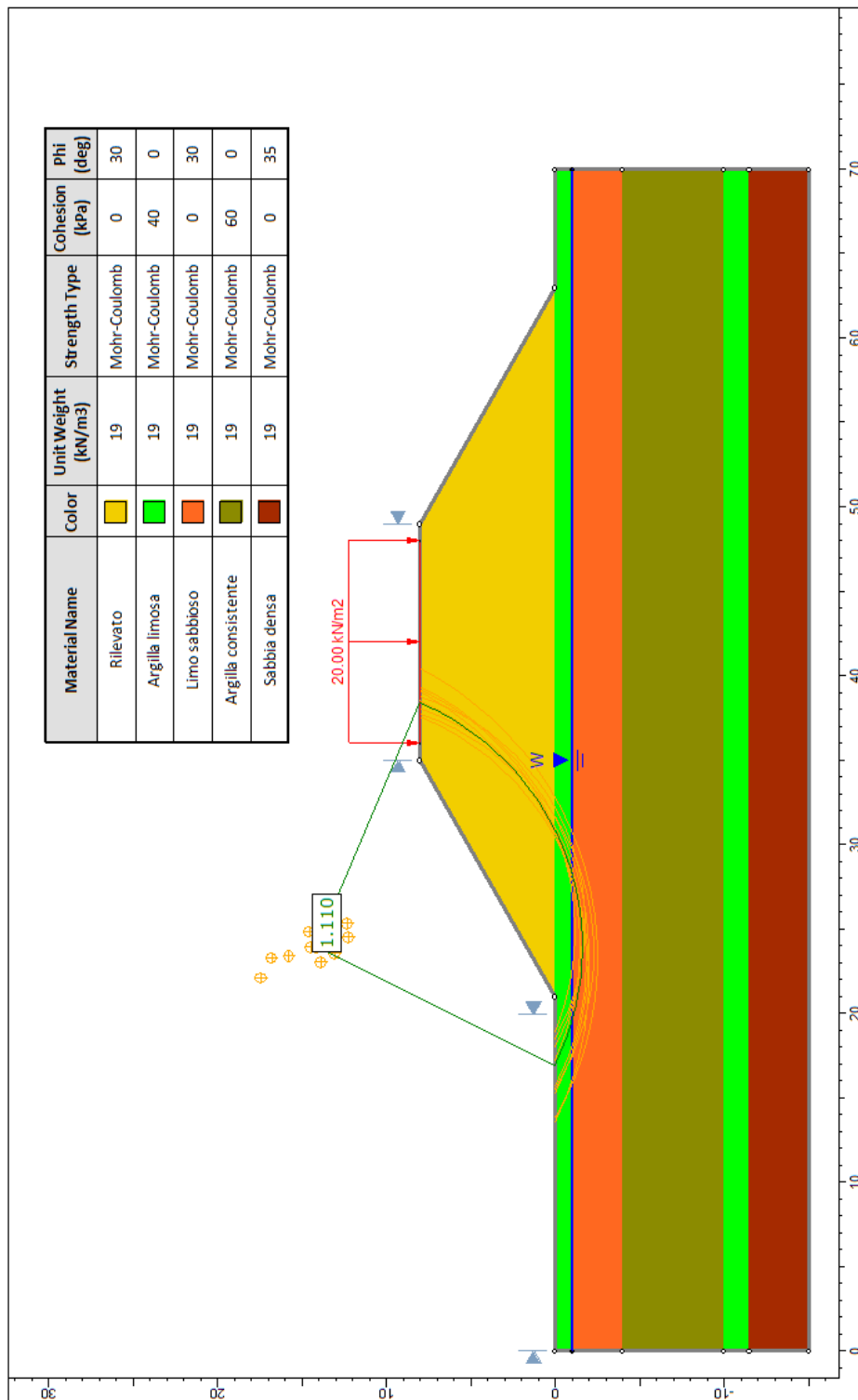


Figura 7. Altezza rilevato = 8.0 m. Condizioni SLU: A2 +M2 +R2

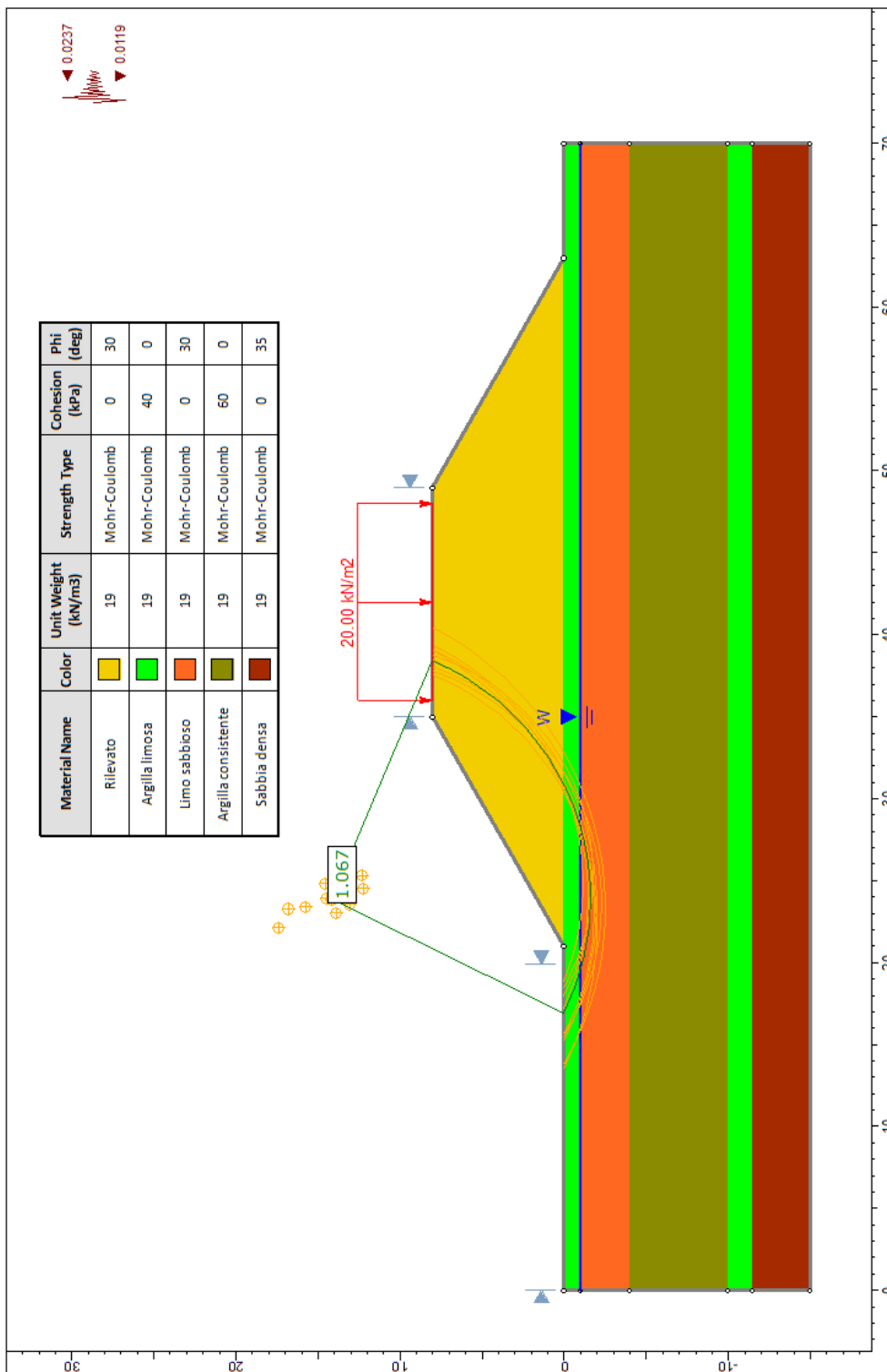


Figura 8. Altezza rilevato = 8.0 m. Condizioni SLV: A2 +M2 +R2