





## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
2.1. NORMATIVE .....	4
2.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	4
2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO .....	5
<b>3. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO E DI LABORATORIO .....</b>	<b>6</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA.....</b>	<b>7</b>
<b>5. DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI .....</b>	<b>9</b>
<b>6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>10</b>
<b>7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>11</b>
<b>8. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....</b>	<b>17</b>
8.1. FABBRICATO DI ESAZIONE CON FONDAZIONI DIRETTE A PLATEA.....	20
8.1.1. Fondazione di larghezza $B = 10 \text{ m} \times L = 42.8 \text{ m}$ e approfondimento $D = 3.88 \text{ m}$ .....	20
8.1.1.1 Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini.....	20
8.1.1.2 Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata .....	21
8.1.1.3 Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata .....	22
8.1.1.4 Diagrammi di interazione in Condizione Sismica .....	23
8.1.2. Fondazione di larghezza $B = 5.0 \text{ m}$ e approfondimento $D = 4.06 \text{ m}$ .....	24
8.1.2.1 Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini.....	24
8.1.2.2 Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata .....	25
8.1.2.3 Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata .....	26
8.1.2.4 Diagrammi di interazione in Condizione Sismica .....	27
<b>9. COSTANTE DI SOTTOFONDO .....</b>	<b>28</b>
<b>10. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.....</b>	<b>29</b>
10.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO.....	30
10.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI.....	31
10.2.1. $H_{ril} = 2.50 \text{ m}$ piazzale autostazione.....	31
10.2.2. $H_{ril} = 5.00 \text{ m}$ .....	33
10.2.3. $H_{ril} = 6.00 \text{ m}$ .....	35
10.2.4. $H_{ril} = 8.00 \text{ m}$ .....	37
10.2.5. $H_{ril} = 10.00 \text{ m}$ .....	39
<b>11. STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO .....</b>	<b>41</b>

<b>12. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTI PER I RILEVATI IN CORRISPONDENZA DELLE SPALLE DELLE OPERE D'ARTE .....</b>	<b>42</b>
<b>13. VERIFICA DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>43</b>
<b>14. VERIFICHE DI STABILITÀ E DI SPOSTAMENTO IN ZONA LIQUEFACIBILE.....</b>	<b>44</b>
14.1. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.....	45
14.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI.....	47
14.2.1. $H_{ri} = 2.50$ m piazzale autostazione.....	47
14.3. VERIFICHE DI SPOSTAMENTO GLOBALE DEI RILEVATI .....	48
<b>15. INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEI RILEVATI NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>50</b>
<b>16. CLASSI DI ESPOSIZIONE PER OPERE DI FONDAZIONE .....</b>	<b>52</b>
<b>17. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.....</b>	<b>53</b>
17.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI.....	53
17.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE .....	53
17.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI .....	54
17.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI .....	54
17.5. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO .....	55
17.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE .....	57

## **1. PREMESSA**

---

Nell'ambito delle attività di progettazione previste per la redazione del Progetto Definitivo dell'Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo su A22 al casello di Ferrara Sud su A13, il presente documento illustra le analisi geotecniche con riferimento allo Svincolo Autostazione Cento.

In particolare, nel seguito dell'elaborato verranno descritte ed approfondite le seguenti tematiche:

- normativa e documentazione di riferimento per la caratterizzazione geotecnica;
- descrizione dei dati geognostici disponibili;
- caratterizzazione stratigrafica dei terreni lungo il tracciato;
- definizione dei livelli piezometrici ai fini delle analisi geotecniche;
- descrizione dei criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica;
- definizione dei parametri geotecnici per le unità geotecniche individuate;
- calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali;
- verifiche di stabilità dei rilevati;
- valutazione dei cedimenti dei rilevati;
- verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione e verifiche geotecniche in presenza di liquefazione;
- determinazione del trattamento del piano di posa dei rilevati.

## 2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

---

### 2.1. NORMATIVE

---

Le normative di riferimento sono riportate nell'elaborato:

- PD\_0\_000\_00000\_0\_GE\_KT\_01, "Elenco delle Normative di riferimento".

### 2.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

---

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- LANCELLOTTA R. (1993) – "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- LUNNE T., CHRISTOFFERSEN H.P. (1985) – "Interpretation of Cone Penetrometer Data for Offshore Sands" – Norwegian Geotechnical Institute, 1985, Publication n. 156.
- LUNNE T., ROBERTSON P.K., POWELL J.J.M. (1997) – "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" – Blackie Academic & Professional.
- P.K. ROBERTSON (2009) – "Interpretation of cone penetration tests - a unified approach" – Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, 1337-1355.
- "Soil behaviour in earthquake geotechnics"; Ishihara K.; 1996 Oxford science publications.
- "Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche"; Crespellani T., Facciorusso J.; 2010, Dario Flaccovio Editore.
- "Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests", Yokota K., Imai T., Konno M., 1981; OYO Technical report.
- "The behaviour of Drammen clay under cyclic loading", Eekelen H.A.M. Van, Potts D.M., 1978
- "Post-cyclic degradation of strength and stiffness for low plasticity silt", Yasuhara K., Murakami S.M., Song B., Yokokawa S., Hyde A.F.L., 2003

## 2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO

---

Nell'ambito delle attività di progettazione, a corredo della presente relazione sono state elaborate le cartografie tematiche di seguito elencate:

- Asse autostradale - Planimetria ubicazione indagini geognostiche in sito - Tav. 9/14 - scala 1:5.000  
Cod. PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_PG\_09;
- Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 5/7 - scala 1:10.000  
Cod. PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_CT\_05;
- Profilo geotecnico Svincolo Autostazione Cento - scala 1:5000  
Cod. PD\_0\_S04\_S0000\_0\_GT\_FT\_01.

Ulteriori elaborati di riferimento sono:

- Relazione geotecnica generale - PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_01;
- Criteri generali per le verifiche geotecniche - PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_02;
- Relazione di verifiche geotecniche - PD\_0\_A00\_00000\_0\_GT\_RB\_03;
- Relazione di verifiche geotecniche - addendum per liquefazione - PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_08;
- Relazione di verifiche geotecniche - addendum per liquefazione - Allegato 1 -  
PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_09.

Ai fini del presente studio, si è fatto inoltre riferimento alle prove geognostiche condotte a corredo della progettazione.

### **3. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO E DI LABORATORIO**

---

Per la indagini geognostiche di riferimento si rimanda al documento PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_01 ed al capitolo 7.



## 4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

---

Il profilo geologico-geotecnico, ottenuto dall'interpretazione delle indagini geognostiche, è riportato nell'elaborato Profilo geotecnico Svincolo Autostazione Cento (Cod. PD\_0\_S04\_S0000\_0\_GT\_FT\_01).

L'intera profondità indagata lungo tutta la tratta autostradale è caratterizzata dalla presenza di depositi di piana alluvionale che sono stati suddivisi nelle 6 unità stratigrafiche descritte in seguito:

- **Rilevati antropici**
- **Unità R**

Terreno vegetale e/o suoli agrari, sovraconsolidati per essiccamento. Localmente terreni di riporto.

- **Unità 1**

Argille, argille limose e debolmente limose o sabbiose, limi, limi argillosi e debolmente argillosi o sabbiosi, di colore nocciola, marrone, grigio e nerastro. Localmente sono presenti striature rossastre e oca, venature nerastre per presenza di frustoli carboniosi e resti torbosi, e concrezioni calcaree millimetriche (calcinelli). L'unità si presenta da moderatamente consistente a consistente. I primi metri dal piano campagna appaiono talvolta sovraconsolidati per essiccamento. Resistenza alla punta media 1÷3 MPa.

- **Unità 2**

Limi sabbiosi e sabbie limose, talora debolmente argillose di colore nocciola, marrone e grigio. Resistenza alla punta media 3÷8 MPa.

- **Unità 3**

Sabbie fini, talora debolmente limose di colore nocciola, marrone e grigio, da poco a mediamente addensate. Intercalate all'unità 3 si rinvengono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media 8÷10 MPa,  $Dr \leq 50\%$ .

- **Unità 4**

Sabbie medie, talora debolmente limose di colore nocciola, marrone e grigio. Localmente sono presenti livelli di sabbie più grossolane. Si presentano da mediamente addensate ad addensate. Intercalate all'unità 4 si rinvengono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media 10÷15 MPa,  $Dr = 50\% \div 70\%$ .

- **Unità 5**

Sabbie medie, talora debolmente limose, di colore nocciola, marrone e grigio. Localmente sono presenti livelli di sabbie più grossolane talora ghiaiose. Le sabbie presentano generalmente un buon grado di

addensamento. Intercalate all'unità 5 si rinvencono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media  $>15$  MPa,  $Dr \geq 70\%$ .

- **Unità 6**

Argille poco consistenti, di colore grigio scuro e nero con abbondante presenza di frustoli carboniosi e livelli organici indecomposti. Localmente si rinvencono livelli di torba di spessore decimetrico.

## **5. DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI**

---

Per la definizione dei livelli piezometrici si rimanda al documento PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_01 ed al capitolo 7.

## **6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

---

Per quanto concerne i criteri utilizzati nella caratterizzazione geotecnica si rimanda al documento PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_01.

## 7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riportano le schede di caratterizzazione geotecnica per lo svincolo, con riferimento alla autostazione ed alle rampe.

**OPERA:** Fabbricati di servizio dell'Autostazione di Cento

$Q_{rif} = 11.00 \text{ m s.l.m.}$

TABELLA 7-1: INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO PER STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE

sigla indagine	campagna di indagine	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
BH 540	Imprefond - 2011	10.660	50.00	C (20)
CPT L-062	S.IN.GE.A. - 2019	10.225	20.0	-
CPT L-063	S.IN.GE.A. - 2019	10.158	20.0	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);  
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto cieco+tratto filtrante).  
CH (...) = cross-hole (profondità)

TABELLA 7-2: UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INDIVIDUATE LUNGO IL TRACCIATO

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Argilla limosa/Limo argilloso
2	Sabbia limosa/Limo sabbioso
3	Sabbia con $D_r < 50\%$
4	Sabbia con $50\% < D_r < 70\%$
5	Sabbia con $D_r > 70\%$
6	Torba/Argilla organica

TABELLA 7-3: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) ( $Q_{ref}$ 11.00 m s.l.m.)	Unità -	$z_w$ (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi'$ (*) (°)	$c'$ (*) (kPa)	$c_u$ (*) (kPa)	$E'$ (MPa)	M (MPa)
0.0÷5.6	1	0.5	18.5	21-23	2-5	30-50	2.6	3.5
5.6÷10.1	6		14.1	16	-	20-30	1.9	2.5
10.1÷13.5	1		18.5	21-23	2-5	40-100	8.8	11.9
13.5÷18.3	2		19.0	29-31	-	-	15.0	-
18.3÷21.0	3		20.5	31-34	-	-	25.0	-
Da 21.0	1		18.5	21-23	2-5	60-100	150*z+5950	200*z+8000

$Q_{ref}$  = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

$z_w$  = profondità falda di progetto;

$\gamma_n$  = peso di volume naturale (kN/m<sup>3</sup>);

(\*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

$\varphi'$  = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

$c'$  = valore della coesione efficace (kPa);

$c_u$  = valore della coesione non drenata (kPa);

$E'$  = modulo di Young (MPa);

M = valore del modulo edometrico.

<b>OPERA:</b>	<b>SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI CENTO - RAMPA "A"</b>
<b>Progressiva km:</b>	<b>44+627</b>

<b>Q<sub>rif</sub> = 10.50 m s.l.m.</b>
---

**TABELLA 7-4: INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO PER STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE**

sigla indagine	campagna di indagine	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
BH 539	Imprefond - 2011	9.969	50.0	C(205)
CPTU 565	Imprefond - 2011	10.230	40.0	-
CPTU 567	Imprefond - 2011	9.902	40.0	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);  
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).

**TABELLA 7-5: UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INDIVIDUATE LUNGO IL TRACCIATO**

Unità	Descrizione
<b>R/V</b>	Terreno di riporto e terreno vegetale
<b>1</b>	Argilla limosa/Limo argilloso
<b>2</b>	Sabbia limosa/Limo sabbioso
<b>3</b>	Sabbia con $D_r < 50\%$
<b>4</b>	Sabbia con $50\% < D_r < 70\%$
<b>5</b>	Sabbia con $D_r > 70\%$
<b>6</b>	Torba/Argilla organica

TABELLA 7-6: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) ( $Q_{ref}$ 10.50 m s.l.m.)	Unità -	$z_w$ (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi'$ (*) (°)	$c'$ (*) (kPa)	$c_u$ (*) (kPa)	$E'$ (kPa)	$M$ (kPa)
0.0÷6.0	1	1.0	18.5	21-23	2-5	30	2600	3500
6.0÷9.0	6		14.1	-	-	18	1853	2500
9.0÷16.0	1		18.5	21-23	2-5	30-56	7780-10370	10500-14000
16.0÷23.0	3		20.5	31-34	0	-	25000	-
23.0÷25.0	4		20.0	32-35	0	-	40000	-
25.0÷27.0	3		20.5	31-34	0	-	25000	-
27.0÷47.0	1		18.5	21-23	2-5	60	10300-13300	13800-17800
Da 47.0	2		19.0	29-31	0	-	>35625	-

$Q_{ref}$  = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

$z_w$  = profondità falda di progetto;

$\gamma_n$  = peso di volume naturale (kN/m<sup>3</sup>);

(\*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

$\varphi'$  = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

$c'$  = valore della coesione efficace (kPa);

$c_u$  = valore della coesione non drenata (kPa);

$E'$  = modulo di Young (kPa);

$M$  = valore del modulo edometrico.



<b>OPERA:</b>	<b>SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI CENTO - RAMPA "B"</b>
<b>Progressiva km:</b>	<b>44+627</b>

<b>Q<sub>rif</sub> = 10.00 m s.l.m.</b>
---

**TABELLA 7-7: INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO PER STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE**

sigla indagine	campagna di indagine	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
BH 539	Imprefond - 2011	9.969	50.0	C(205)
BH 540	Imprefond - 2011	10.656	50.0	TA(6-4)
CPTU 568	Imprefond - 2011	10.347	40.0	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);  
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).

**TABELLA 7-8: UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INDIVIDUATE LUNGO IL TRACCIATO**

Unità	Descrizione
<b>R/V</b>	Terreno di riporto e terreno vegetale
<b>1</b>	Argilla limosa/Limo argilloso
<b>2</b>	Sabbia limosa/Limo sabbioso
<b>3</b>	Sabbia con $D_r < 50\%$
<b>4</b>	Sabbia con $50\% < D_r < 70\%$
<b>5</b>	Sabbia con $D_r > 70\%$
<b>6</b>	Torba/Argilla organica

TABELLA 7-9: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) ( $Q_{ref}$ 10.00 m s.l.m.)	Unità -	$z_w$ (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi'$ (*) (°)	$c'$ (*) (kPa)	$c_u$ (*) (kPa)	$E'$ (kPa)	$M$ (kPa)
0.0÷8.0	1	1.0	18.5	21-23	2-5	30	2600	3500
8.0÷9.0	6		14.1	-	-	18	1853	2500
9.0÷15.0	1		18.5	21-23	2-5	30-56	7780-10370	10500-14000
15.0÷18.0	3		20.5	31-34	0	-	25000	-
18.0÷22.0	1		18.5	21-23	2-5	60	8950	12000
22.0÷27.0	3		20.5	31-34	0	-	25000	-
Da 27.0	1		18.5	21-23	2-5	60	>10300	>13800

$Q_{ref}$  = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

$z_w$  = profondità falda di progetto;

$\gamma_n$  = peso di volume naturale (kN/m<sup>3</sup>);

(\*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

$\varphi'$  = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

$c'$  = valore della coesione efficace (kPa);

$c_u$  = valore della coesione non drenata (kPa);

$E'$  = modulo di Young (kPa);

$M$  = valore del modulo edometrico.

La categoria di sottosuolo che è possibile assumere per le elaborazioni è **D**.

Sulla base delle risultanze delle analisi chimiche sono emerse criticità in merito all'attacco chimico nel suolo naturale e nell'acqua del terreno, ai sensi della UNI EN 206-1 e della UNI 11104. Le condizioni ambientali risultano aggressive con classe di esposizione XA2.

## 8. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Lo studio della capacità portante di una fondazione superficiale di larghezza  $B$  può essere affrontato tramite la costruzione del relativo diagramma di interazione nello spazio tridimensionale delle componenti di carico, che delimita le combinazioni ammissibili, al suo interno, da quelle semplicemente inammissibili, al suo esterno.

La risultante dei carichi applicati  $Q$  può essere infatti scomposta nelle sue componenti staticamente equivalenti che, nel caso piano, sono costituite dalla componente verticale  $V$ , orizzontale  $H$  e dal momento  $M$ , così definite (Figura 8-1):

$$V = Q \cdot \cos\alpha \quad H = Q \cdot \sin\alpha \quad M = Q \cdot e \cdot \cos\alpha$$

ed il problema della capacità portante può essere così risolto verificando che le diverse possibili combinazioni delle componenti di carico ( $V, M, H$ ) ricadano all'interno del diagramma di interazione di riferimento.

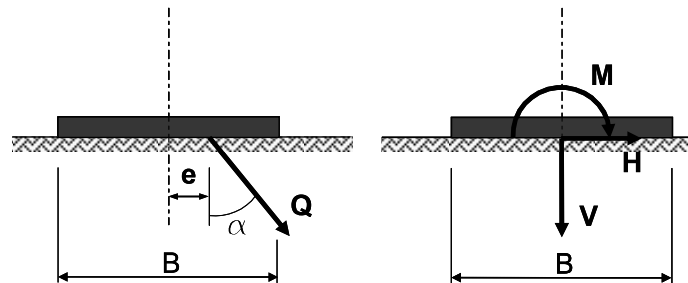


FIGURA 8-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

I luoghi di rottura (o diagrammi di interazione) di una fondazione, opportunamente adimensionalizzati, possono essere definiti mediante le formulazioni di **Brinch-Hansen (1970)** e **Meyerhof (1953)** per condizioni drenate e di **Gourvenec (2007)** per condizioni non drenate riportate in dettaglio nel documento PD-0-A00-A0000-0-GT-RB-02-A "Criteri generali per le verifiche geotecniche".

Il calcolo dei diagrammi di interazione è stato condotto, in riferimento al DM 14/01/2008, utilizzando i parametri del terreno fattorizzati con i coefficienti  $\gamma_M$  riportati in Tab. 6.2.II del decreto sopracitato; nelle seguenti condizioni di calcolo:

- Condizione statica a breve termine (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive);
- Condizione statica a lungo termine (calcolo in termini di parametri drenati dei terreni);

- Condizione sismica (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive).

Nel calcolo sono state considerate le seguenti condizioni geometriche indicate nella seguente tabella.

**TABELLA 8-1: CONDIZIONI GEOMETRICHE ANALIZZATE**

EDIFICIO/MANUFATTO	TIPO DI FONDAZIONE	Geometria analizzata	
		Dimensioni fondazione	Approfondimento D [m]
FABBRICATI DI ESAZIONE	Platea	B=10.0 m x L=42.8 m	3.88
CUNICOLO DI ESAZIONE E PENSILINA	Superficiale nastriforme	B = 5.0 m	4.06

Nei seguenti paragrafi sono riportati i diagrammi di interazione per le condizioni precedentemente descritte.

**Per la verifica della capacità portante della fondazione, per ciascuna combinazione di carico analizzata, il progettista dovrà seguire la seguente procedura coerentemente con le combinazioni di fattori  $\gamma_A$ ,  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  contemplate da normativa:**

- 1) si determina la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione ( $V_{ED}$ ,  $H_{ED}$ ,  $M_{ED}$ );
- 2) si verifica che il valore dell'azione verticale sollecitante di progetto  $V_{ED}$  sia inferiore al valore di  $V_{max} = V_{RD}$  fornito (vedi paragrafi seguenti);
- 3) dal dominio di interazione nel piano V-H, si determina il valore dell'azione orizzontale  $H_{RD}$  corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto  $V_{ED}$  per la quale si fornisce l'equazione

$$H_{RD} = \frac{10}{7} \cdot V_{ED} \left( 1 - \left( \frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^{1/5} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{RD} = 4 \cdot H_{max} \cdot \left[ \frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left( \frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \Leftrightarrow 0.5 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} \leq 1 \\ H_{RD} = H_{max} \Leftrightarrow 0 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} < 0.5 \end{array} \right. \text{ in condizioni non drenate}$$

- 4) dal dominio di interazione nel piano V-M, si determina il valore del momento flettente  $M_{RD}$  corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto  $V_{ED}$  per il quale si fornisce l'equazione:

$$M_{RD} = 0.5 \cdot B \cdot V_{ED} \left( 1 - \sqrt{\frac{V_{ED}}{V_{max}}} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$M_{RD} = 4 \cdot M_{max} \cdot \left[ \frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left( \frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \text{ in condizioni non drenate;}$$

- 5) Come primo requisito è necessario che la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione ( $V_{ED}$ ,  $M_{ED}$ ,  $H_{ED}$ ) analizzata soddisfi la seguente disuguaglianza:

$$\left( \frac{H_{ED}}{H_{RD}} \right)^2 + \left( \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right)^2 < 1;$$

- 6) Per garantire inoltre che siano rispettati i margini di sicurezza imposti da normativa attraverso i coefficienti  $\gamma_R$  riportati in tabella Tab. 6.4.I del DM 14/01/2008, si richiede di verificare come illustrato ai punti 2, 3, 4 e 5 del presente elenco anche le terne di sollecitazione così composte:

( $V_{ED} \cdot \gamma_R; H_{ED}; M_{ED}$ ) adottando i coefficienti  $\gamma_R$  relativi alle verifiche di capacità portante

( $V_{ED}; H_{ED} \cdot \gamma_R; M_{ED}$ ) adottando i coefficienti  $\gamma_R$  relativi alle verifiche di scorrimento.

La verifica della fondazione può considerarsi soddisfatta ove siano contemporaneamente soddisfatti i requisiti riportati al punto 5 ed al punto 6.

## 8.1. FABBRICATO DI ESAZIONE CON FONDAZIONI DIRETTE A PLATEA

Con riferimento a quanto indicato in Tabella 8-1 nel calcolo sono state considerate le seguenti condizioni geometriche:

- Larghezza della fondazione  $B = 10 \text{ m}$  x  $L = 42.8 \text{ m}$  e approfondimento del piano di posa della fondazione  $D = 3.88 \text{ m}$ .

### 8.1.1. Fondazione di larghezza $B = 10 \text{ m}$ x $L = 42.8 \text{ m}$ e approfondimento $D = 3.88 \text{ m}$

#### 8.1.1.1 Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini

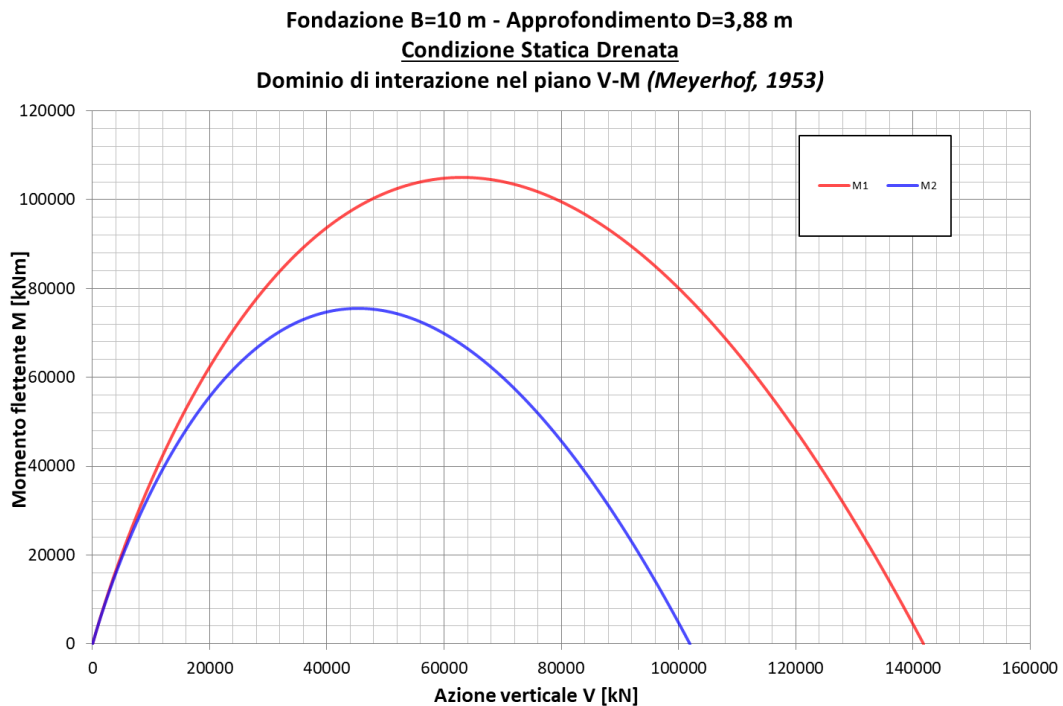
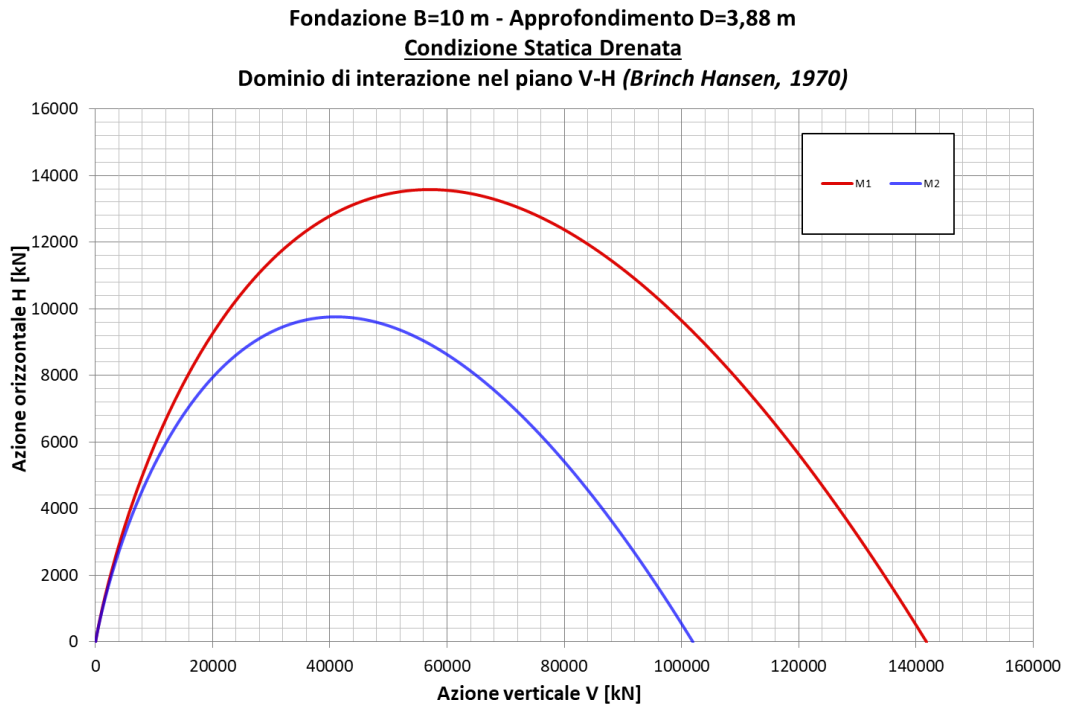
Nella seguente tabella si riportano i valori di  $V_{\max}$ ,  $H_{\max}$ ,  $M_{\max}$  di riferimento per le combinazioni di calcolo analizzate, parametri fondamentali per la costruzione dei domini di interazione. In particolare:

- $V_{\max}$  rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato;
- $H_{\max}$  è il carico orizzontale limite in assenza di carico verticale e momento flettente (determinabile esclusivamente in condizioni non drenate);
- $M_{\max}$  rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a  $0.5 \cdot V_{\max}$ .

**TABELLA 8-2: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI**

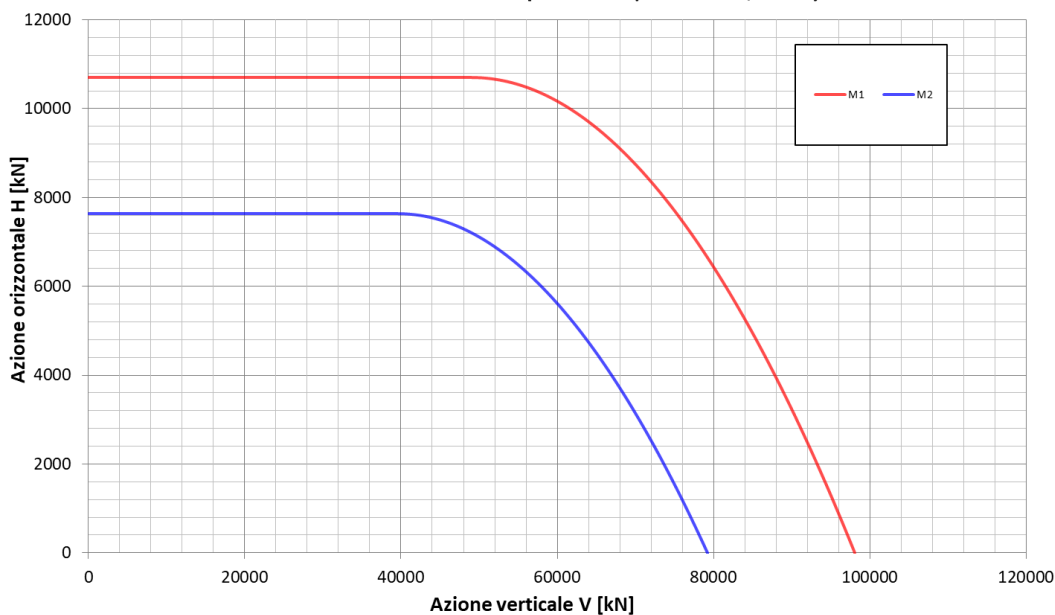
	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{\max, M1}$ [kN]	141856	98077	98077
$H_{\max, M1}$ [kN]	-	10700	10700
$M_{\max, M1}$ [kNm]	-	68480	68480
$V_{\max, M2}$ [kN]	101969	79190	79190
$H_{\max, M2}$ [kN]	-	7643	7643
$M_{\max, M2}$ [kNm]	-	48914	48914

### 8.1.1.2 Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata

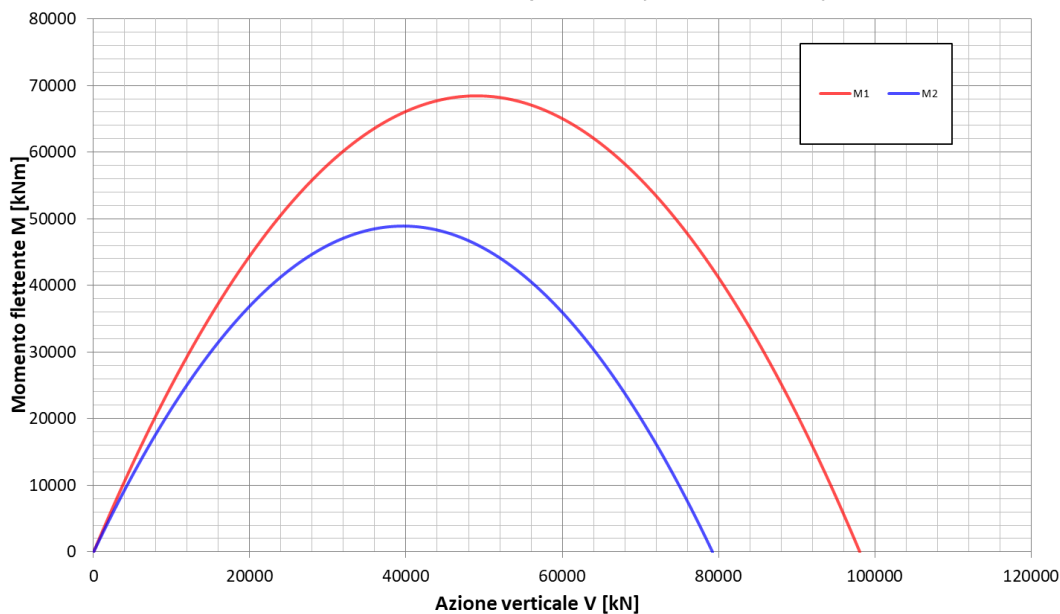


8.1.1.3 Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata

Fondazione B=10 m - Approfondimento D=3,88 m  
Condizione Statica Non Drenata  
 Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)



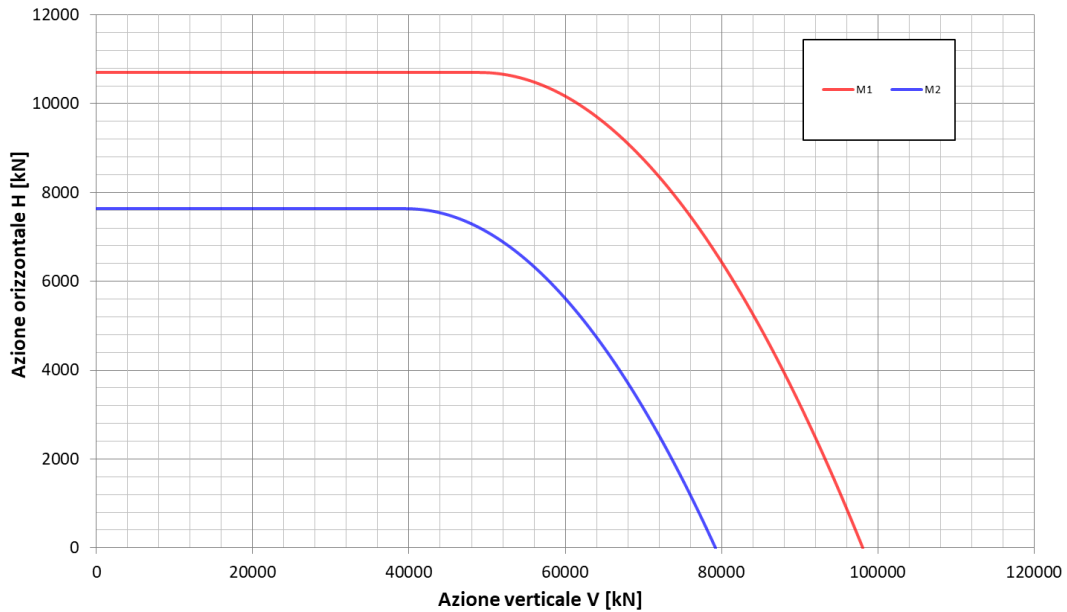
Fondazione B=10 m - Approfondimento D=3,88 m  
Condizione Statica Non Drenata  
 Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



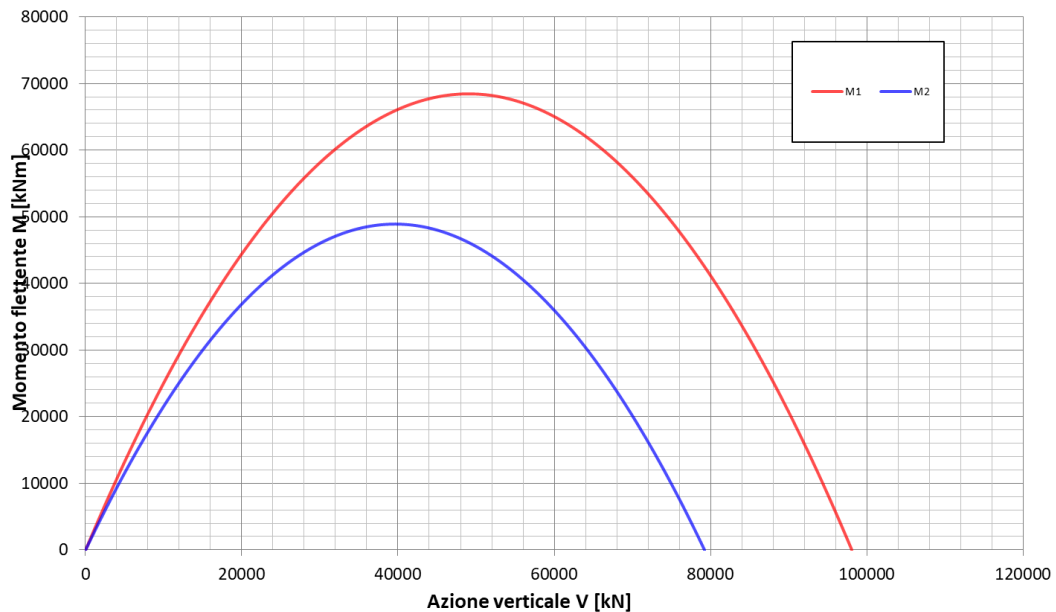


8.1.1.4 Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

**Fondazione B=10 m - Approfondimento D=3,88 m**  
**Condizione Sismica Non Drenata**  
**Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)**



**Fondazione B=10 m - Approfondimento D=3,88 m**  
**Condizione Sismica Non Drenata**  
**Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)**



## 8.1.2. Fondazione di larghezza B = 5.0 m e approfondimento D = 4.06 m

### 8.1.2.1 Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini

Nella seguente tabella si riportano i valori di  $V_{max}$ ,  $H_{max}$ ,  $M_{max}$  di riferimento per le combinazioni di calcolo analizzate, parametri fondamentali per la costruzione dei domini di interazione. In particolare:

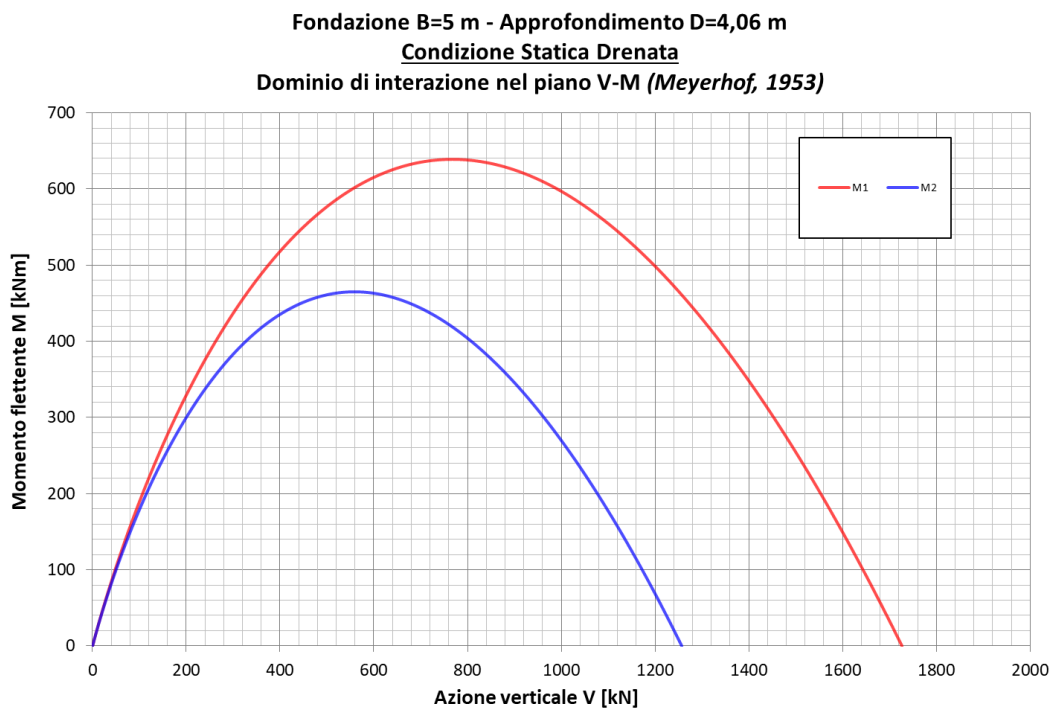
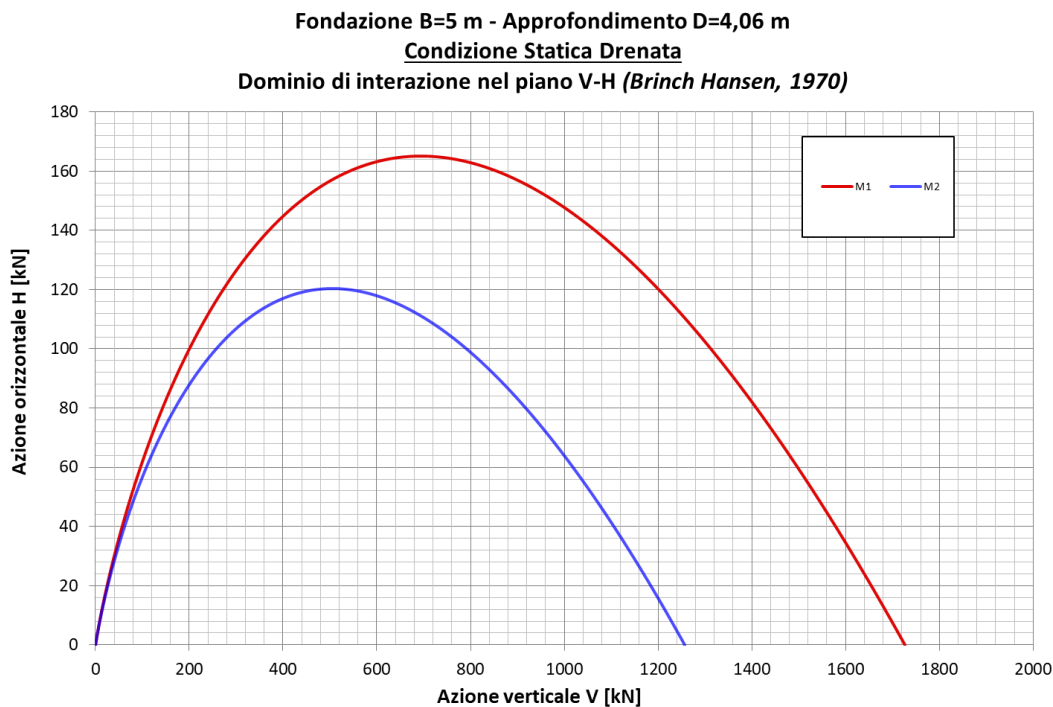
- $V_{max}$  rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato;
- $H_{max}$  è il carico orizzontale limite in assenza di carico verticale e momento flettente (determinabile esclusivamente in condizioni non drenate);
- $M_{max}$  rappresenta il momento flettente limite in corrispondenza di un carico verticale pari a  $0.5 \cdot V_{max}$ .

**TABELLA 8-3: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI**

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$ [kN]	1726	1242	1242
$H_{max,M1}$ [kN]	-	125	125
$M_{max,M1}$ [kNm]	-	400	400
$V_{max,M2}$ [kN]	1256	999	999
$H_{max,M2}$ [kN]	-	89	89
$M_{max,M2}$ [kNm]	-	286	286

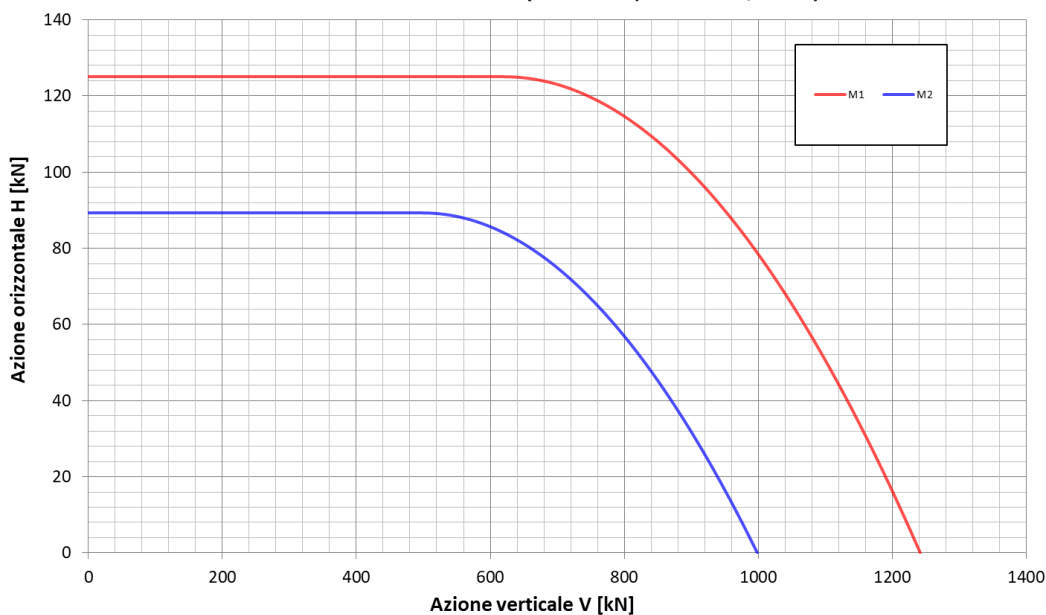
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastroforni tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

8.1.2.2 Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata

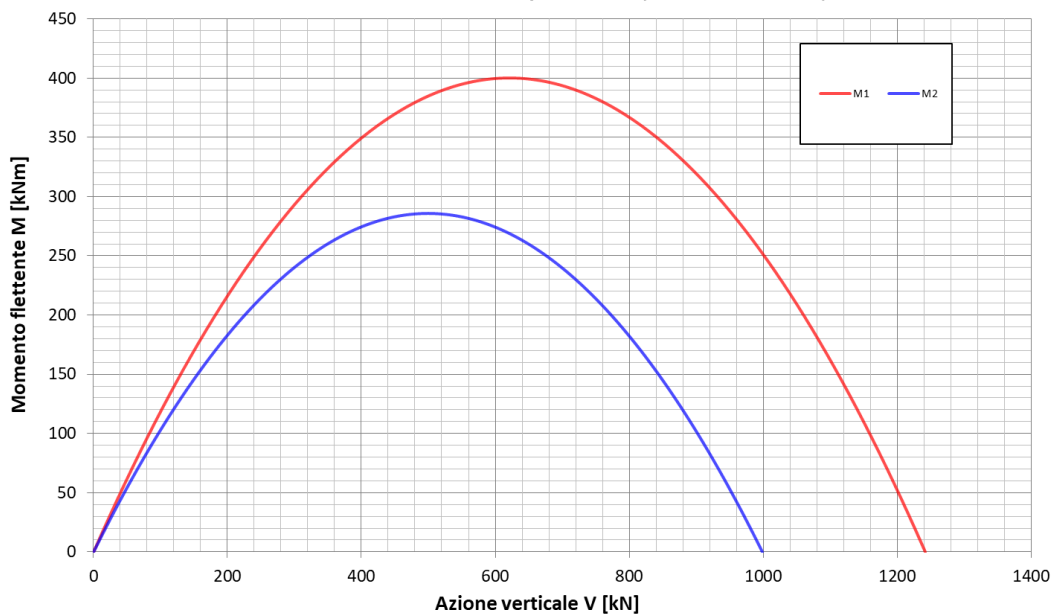


### 8.1.2.3 Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata

Fondazione B=5 m - Approfondimento D=4,06 m  
Condizione Statica Non Drenata  
Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)

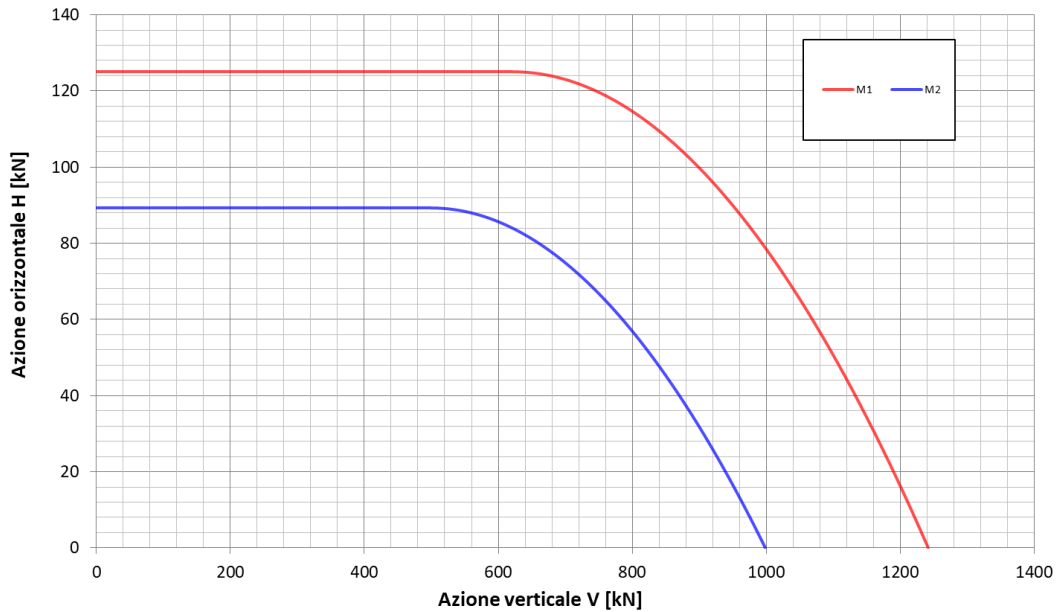


Fondazione B=5 m - Approfondimento D=4,06 m  
Condizione Statica Non Drenata  
Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)

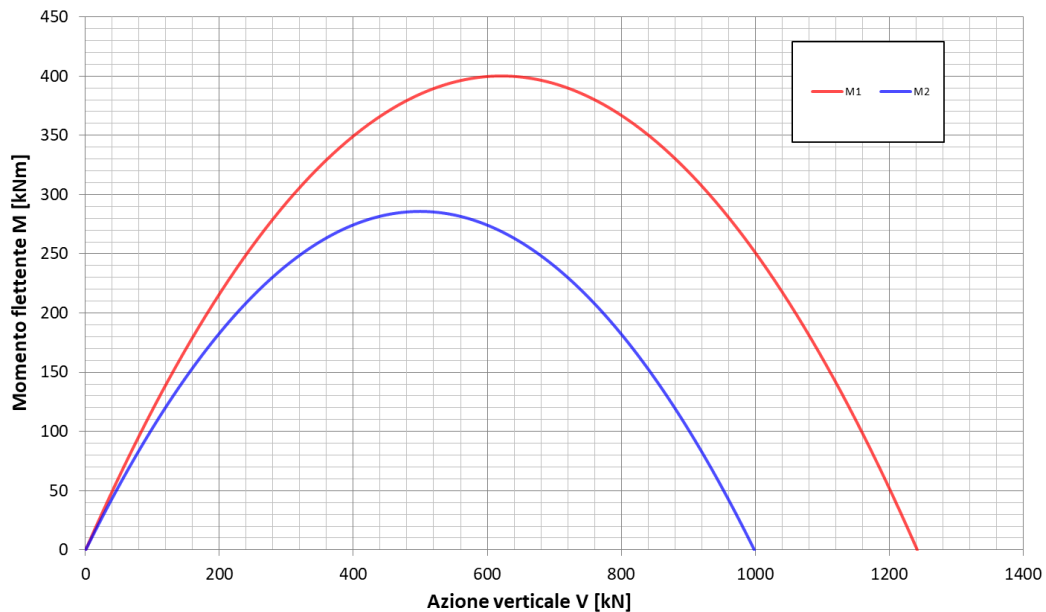


### 8.1.2.4 Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=5 m - Approfondimento D=4,06 m  
Condizione Sismica Non Drenata  
Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)



Fondazione B=5 m - Approfondimento D=4,06 m  
Condizione Sismica Non Drenata  
Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



## 9. COSTANTE DI SOTTOFONDO

---

Il terreno di fondazione può essere schematizzato secondo il modello di Winkler che prevede una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie e la pressione agente nello stesso punto.

Con riferimento a quanto riportato in "VIGGIANI C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni", la determinazione della costante di sottofondo del terreno al fine di una schematizzazione del piano di posa della struttura mediante molle può avvenire mediante la seguente formula:

$$k = \frac{M}{B}$$

dove:

- M: modulo edometrico del terreno di fondazione;
- B: larghezza della fondazione inerente alla modellazione strutturale adottata.

## 10. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI

Nel presente capitolo saranno riportate separatamente:

- le analisi relative alla stabilità delle scarpate dei rilevati;
- le analisi relative alla stabilità globale dei rilevati.

Per quanto concerne i criteri adottati per tali verifiche e le condizioni di analisi si rimanda all'elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata nella seguente tabella, nella quale per ogni unità litostratigrafica individuata sono indicati i parametri di resistenza al taglio caratteristici e di progetto ai fini delle verifiche.

**TABELLA 10-1: STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO – VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI**

Z <sub>min</sub> [m da p.c.]	Z <sub>max</sub> [m da p.c.]	Unità	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				c' <sub>k</sub> [kPa]	φ' <sub>k</sub> [°]	C <sub>uk-in</sub> [kPa]	C <sub>uk-fin</sub> [kPa]	C' <sub>d</sub> [kPa]	φ' <sub>d</sub> [°]	C <sub>ud-in</sub> [kPa]	C <sub>ud-fin</sub> [kPa]
0.0	4.5	1	19.7	3.0	24	30	30	2.4	19.61	21	21
4.5	8.2	6	13.9	0.0	16	27	27	0	12.92	19	19
8.2	15.0	1	19.7	3.0	24	40	80	2.4	19.61	29	57
15.0	18.0	3	19.5	-	32	-	-	-	26.56	-	-
18.0	22.0	1	19.7	3.0	24	70	70	2.4	19.61	50	50
22.0	27.0	3	19.5	-	32	-	-	-	26.56	-	-
27.0	30.0	1	19.7	3.0	24	80	80	2.4	19.61	57	57

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità del rilevato nella zona relativa al piazzale autostazione si adottano la stratigrafia e i parametri di progetto riportati in Tabella 7-3.

Nelle elaborazioni è stato assunto il livello di falda pari a 0.50 m da p.c.

Per completezza in aggiunta a tali parametri si riportano nella seguente tabella i parametri geotecnici caratteristici adottati per il materiale da rilevato ipotizzato in materiale stabilizzato a calce.

**TABELLA 10-2: PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO MATERIALE DA RILEVATO E TERRENO VEGETALE.**

Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici			Parametri di resistenza al taglio di progetto		
		$c'_k$ [kPa]	$\phi'_k$ [°]	$c_{uk}$ [kPa]	$c'_d$ [kPa]	$\phi'_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]
Materiale da rilevato	19.5	15	28	200.00	12	23.04	142.90
Terreno vegetale	18.5	5	24	-	4	19.61	

Con riferimento ai seguenti parametri per la determinazione di  $a_g$ :

- Vita nominale  $V_N$ : 100 anni;
- Classe d'uso: IV;
- Coefficiente d'uso  $C_U$ : 2.0;
- Periodo di riferimento  $V_R$ : 200 anni.

si riassumono nella seguente tabella, per ciascuna zona omogenea, i valori dei coefficienti sismici adottati nelle verifiche di stabilità ottenuti a partire dai massimi valori di  $a_g$  in corrispondenza dei comuni interessati dalla specifica zona omogenea.

**TABELLA 10-3: COEFFICIENTI SISMICI ADOTTATI PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.**

Comune	Categoria sottosuolo	$a_g$	$S_s$	$S_T$	$a_{max}$	$\beta_s$	$k_h$	$k_v$
<i>Cento</i>	D	0.269	1.404	1.00	0.378	0.28	0.10589	$\pm 0.05295$

## 10.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO

La geometria assunta per il corpo rilevato risulta analoga alla geometria dei rilevati autostradali in termini di pendenza delle scarpate e inserimento di banche intermedie ovvero:

- rilevati di altezza  $H_{ril} \leq 6.00$  m: pendenza delle scarpate pari a 2/3;
- rilevati di altezza  $6.00 \text{ m} < H_{ril} \leq 12.70$  m:
  - pendenza delle scarpate pari a 2/3;
  - larghezza banca pari a 2.00 m a 6.00 m dalla sommità del rilevato.



Inoltre tenuto conto che, per la viabilità interferita oggetto della presente trattazione:

- la larghezza della piattaforma risulta inferiore rispetto a quella dell'asse autostradale;
- il valore del periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica,  $V_R = 200$  anni risulta il medesimo di quello dell'asse autostradale

si ritiene che le verifiche di stabilità del corpo rilevato siano soddisfatte in quanto risultano tali le verifiche di stabilità del corpo rilevato dell'asse autostradale.

Per tali verifiche geotecniche si rimanda al documento PD\_0\_A00\_00000\_0\_GT\_RB\_03 "Relazione di verifiche geotecniche".

## 10.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI

Sulla base delle altezze massime di rilevato individuate in corrispondenza dei rami di svincolo e della zona relativa alla piazzola autostazione è stata analizzata la stabilità globale; in questo caso, le superfici di scorrimento interessano anche gli strati di terreno al di sotto del rilevato e consentono di definire la necessità di elementi di rinforzo alla base o all'interno del corpo rilevato. Nella seguente tabella si riassumono le altezze analizzate.

**TABELLA 10-4: ALTEZZE DI RILEVATO ANALIZZATE NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE PER CIASCUNA ZONA OMOGENEA.**

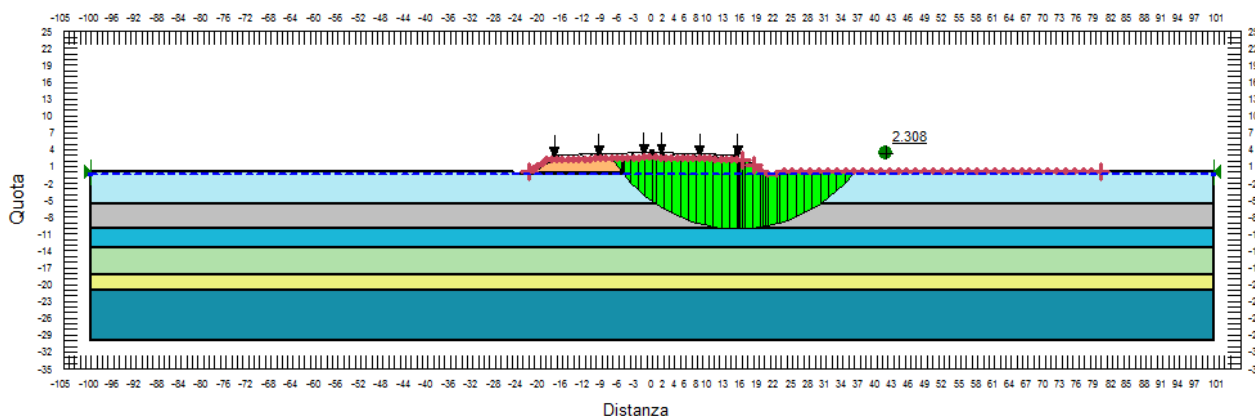
$H_{ril}$ [m]	Nota
2.50	Massima altezza di rilevato in corrispondenza della piazzola autostazione
5.00	Massima altezza di rilevato senza banca intermedia e senza geogriglia di rinforzo
6.00	Massima altezza di rilevato senza banca intermedia e con geogriglie
8.00	Altezza di rilevato intermedia con banca e con geogriglie
10.00	Massima altezza di rilevato con banca e con geogriglie

### 10.2.1. $H_{ril} = 2.50$ m piazzale autostazione

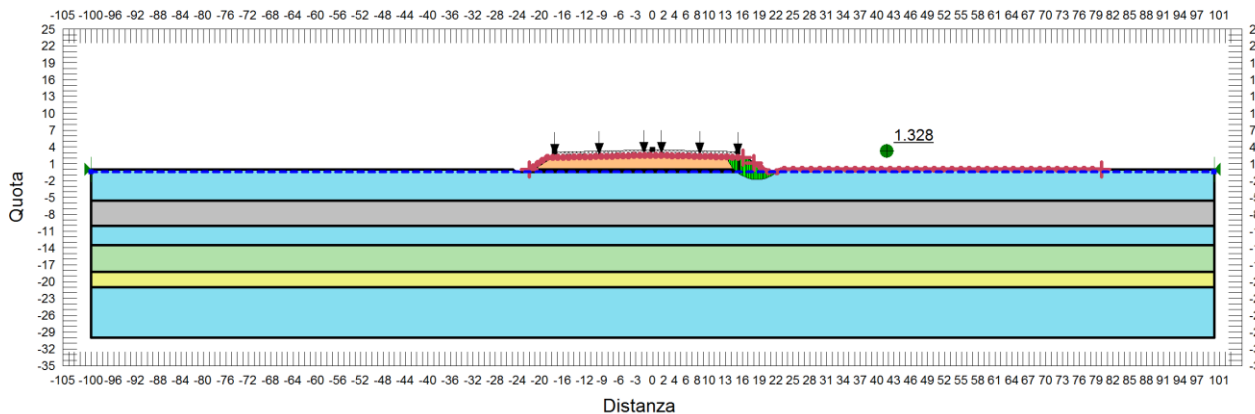
Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 2.50 m in corrispondenza della piazzale autostazione.

**TABELLA 10-5: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE  $H_{RIL} = 2.50$  M.**

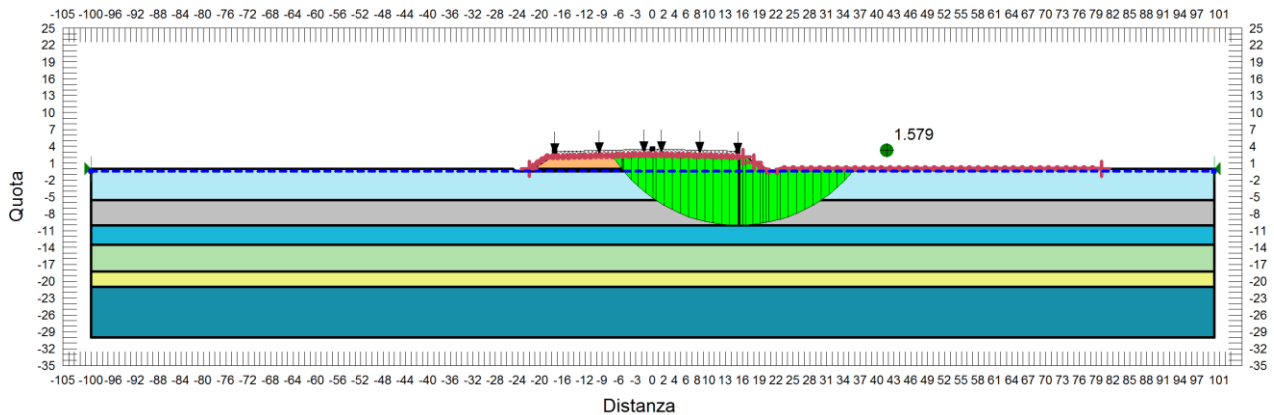
VERIFICHE	FS ( $\gamma_R \geq 1.1$ )			
ALTEZZA RILEVATI	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=2.50 m	2.308	1.328	1.579	1.679



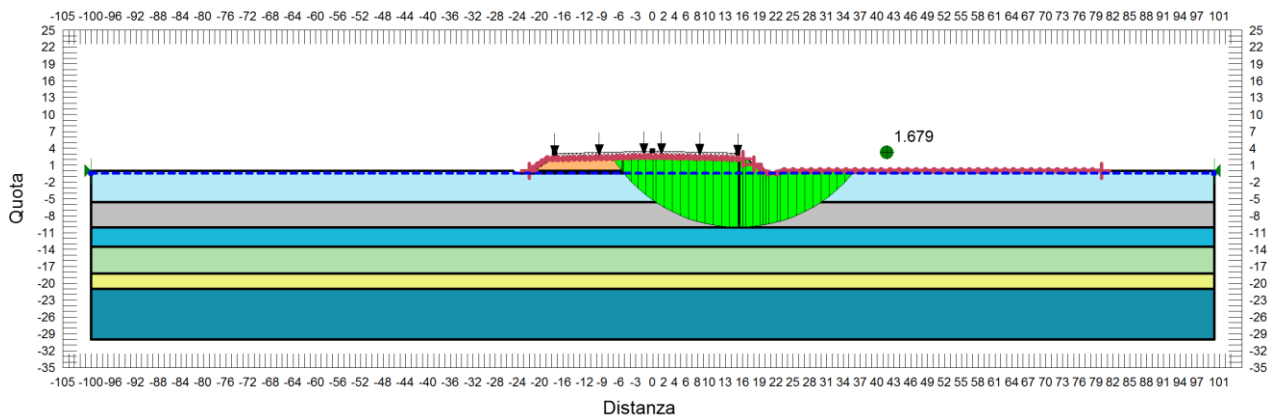
**FIGURA 10-1: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=2.50 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.**



**FIGURA 10-2: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=2.50 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.**



**FIGURA 10-3: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=2.50 M - CONDIZIONE SISMA+.**



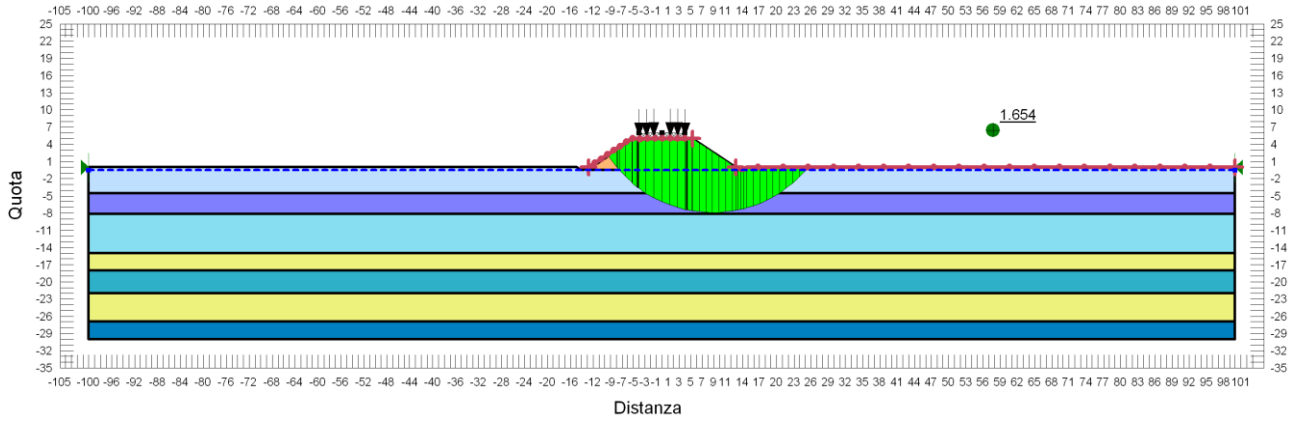
**FIGURA 10-4: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=2.50 M - CONDIZIONE SISMA-.**

### 10.2.2. H<sub>ril</sub> = 5.00 m

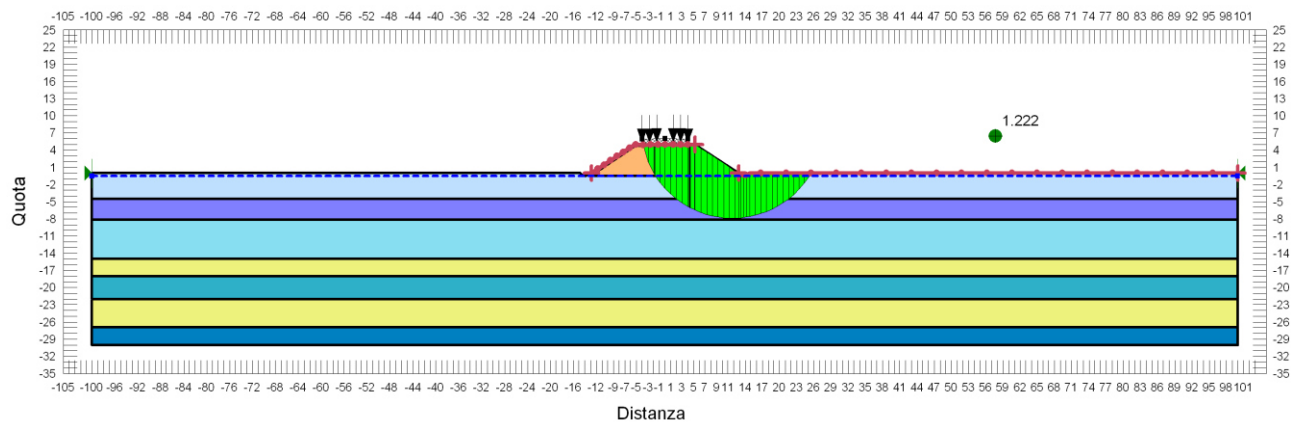
Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 5.00 m.

**TABELLA 10-6: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE H<sub>RIL</sub> = 5.00 M.**

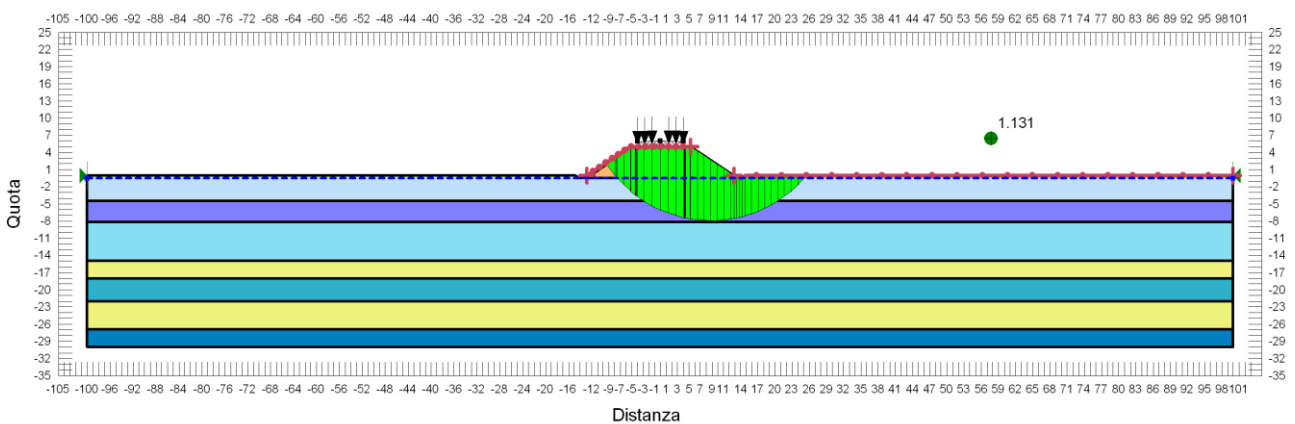
VERIFICHE	FS ( $\gamma_R \geq 1.1$ )			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=5.00 m	1.654	1.222	1.131	1.208



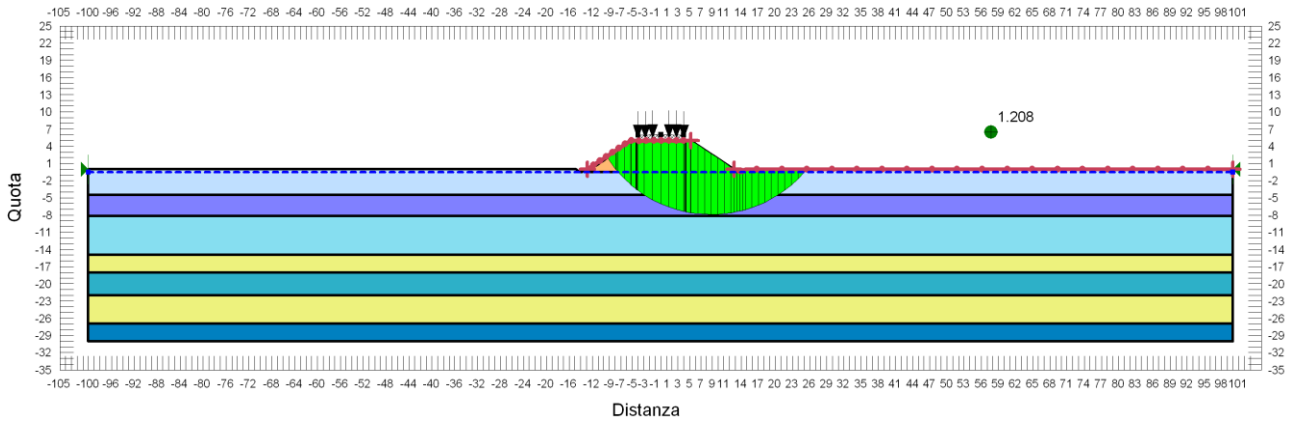
**FIGURA 10-5: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=5.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.**



**FIGURA 10-6: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=5.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.**



**FIGURA 10-7: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=5.00 M - CONDIZIONE SISMA+.**



**FIGURA 10-8: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=5.00 M - CONDIZIONE SISMA-**

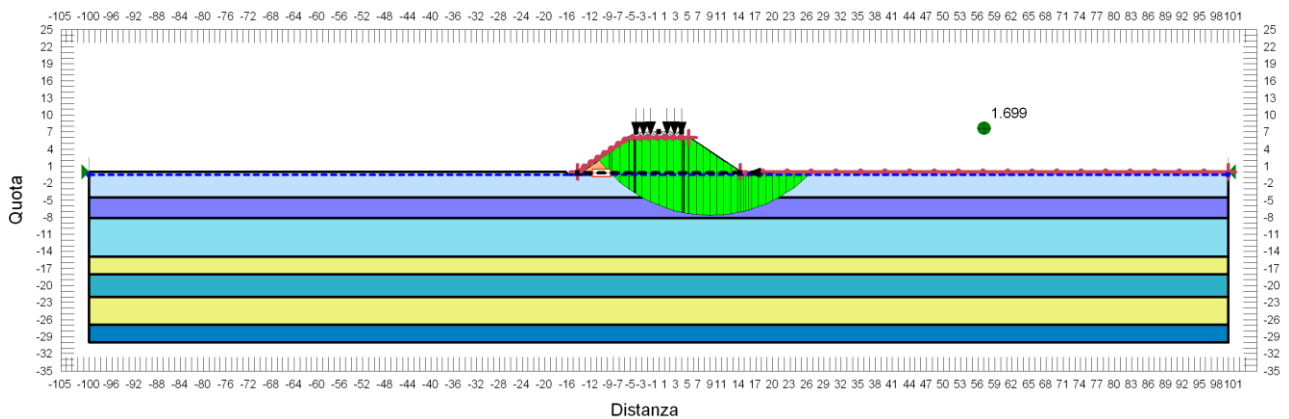
### 10.2.3. $H_{ril} = 6.00$ m

Per i rilevati di altezza superiore a 5.00 m sono state introdotte alla base del rilevato geogriglie di rinforzo. Per rilevati aventi altezza compresa tra 5.00 m e 6.00 m tali geogriglie devono avere resistenza a trazione di calcolo pari a 100 kN/m in corrispondenza di un allungamento  $\epsilon=10\%$ .

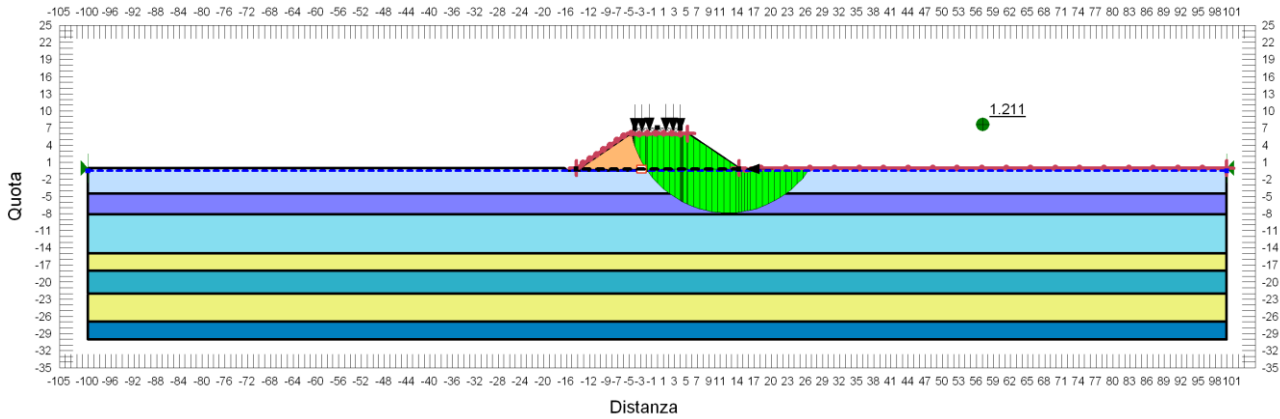
Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 6.00 m.

**TABELLA 10-7: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE  $H_{RIL} = 6.00$  M.**

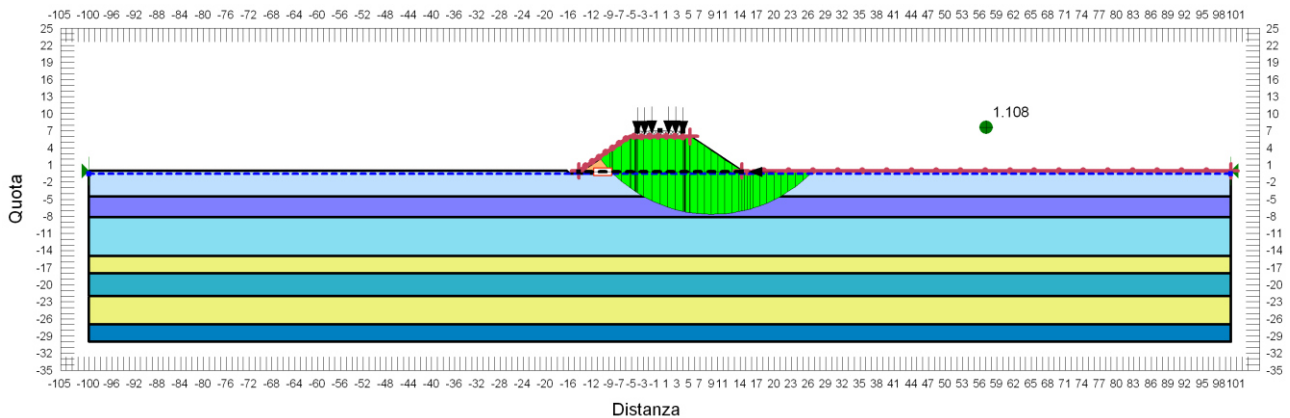
VERIFICHE	FS ( $\gamma_R \geq 1.1$ )			
ALTEZZA RILEVATI	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=6.00 m	1.699	1.211	1.108	1.190



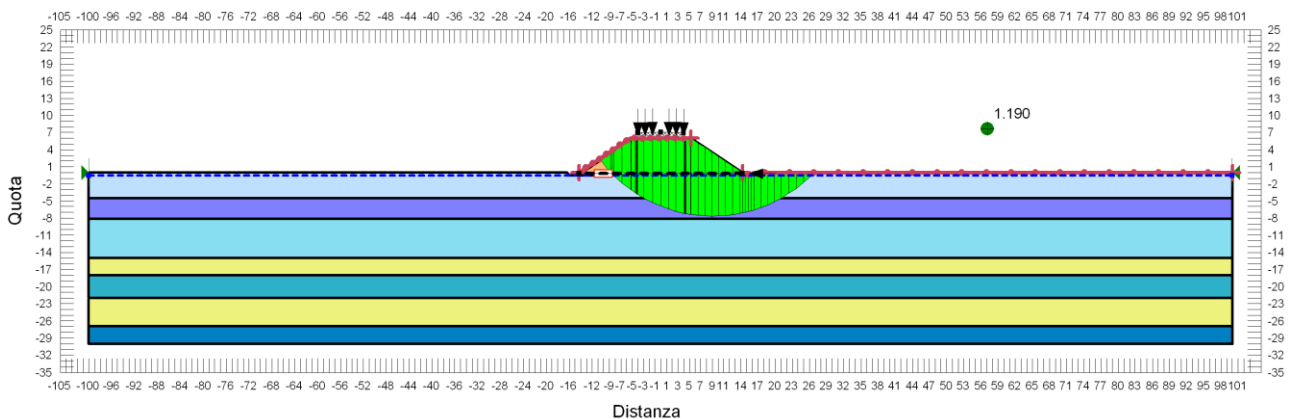
**FIGURA 10-9: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.**



**FIGURA 10-10: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.**



**FIGURA 10-11: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA+.**



**FIGURA 10-12: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA-.**

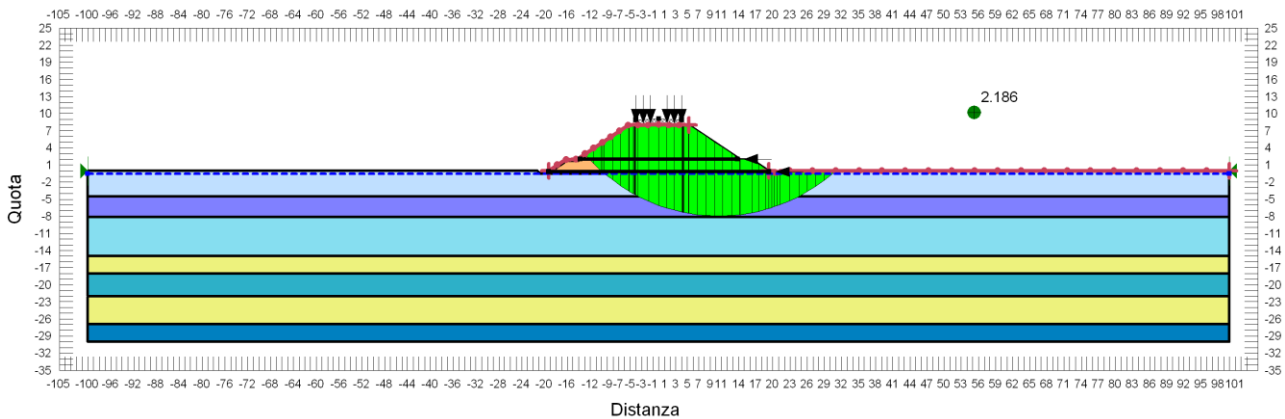
### 10.2.4. $H_{ril} = 8.00$ m

Per i rilevati di altezza superiore a 5.00 m sono state introdotte alla base del rilevato geogriglie di rinforzo. Per rilevati aventi altezza compresa tra 6.00 m e 8.00 m è stato introdotto un secondo strato di geogriglie di rinforzo a 2.00 m da p.c. Tali geogriglie devono avere resistenza a trazione di calcolo pari a 400 kN/m e 100 kN/m in corrispondenza di un allungamento  $\epsilon=10\%$  rispettivamente per il livello di base e per il livello superiore.

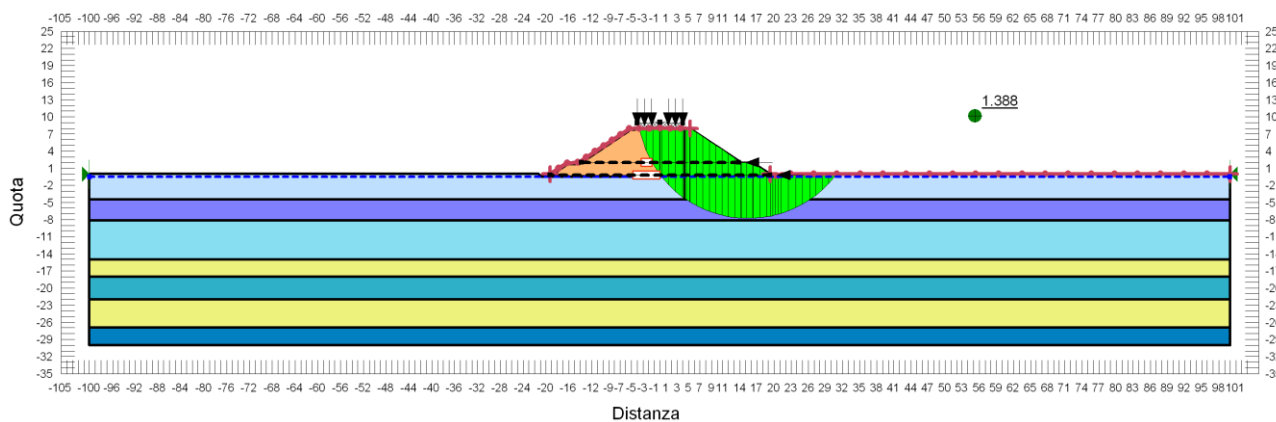
Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 8.00 m.

**TABELLA 10-8: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE  $H_{RIL} = 8.00$  M.**

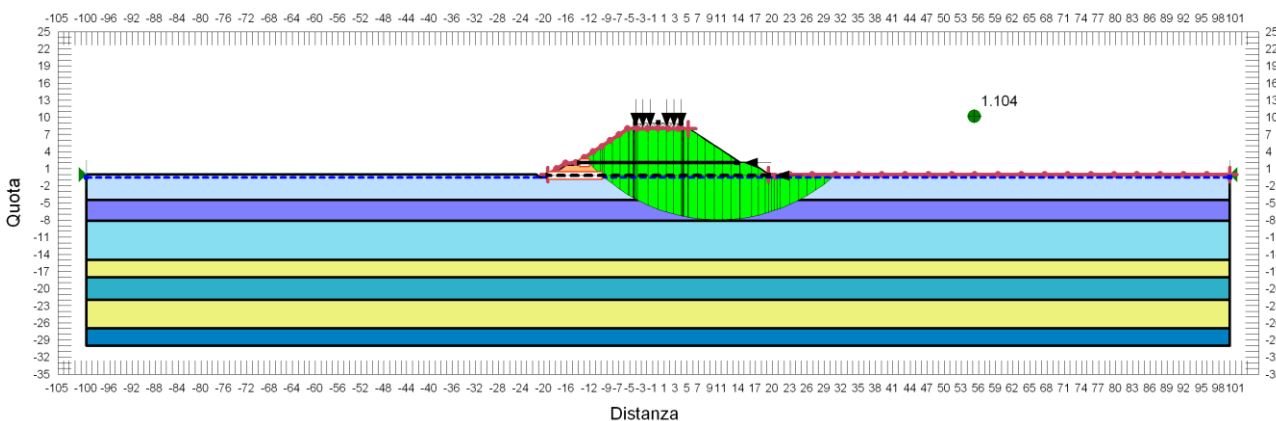
VERIFICHE	FS ( $\gamma_R \geq 1.1$ )			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=8.00 m	2.186	1.388	1.104	1.199



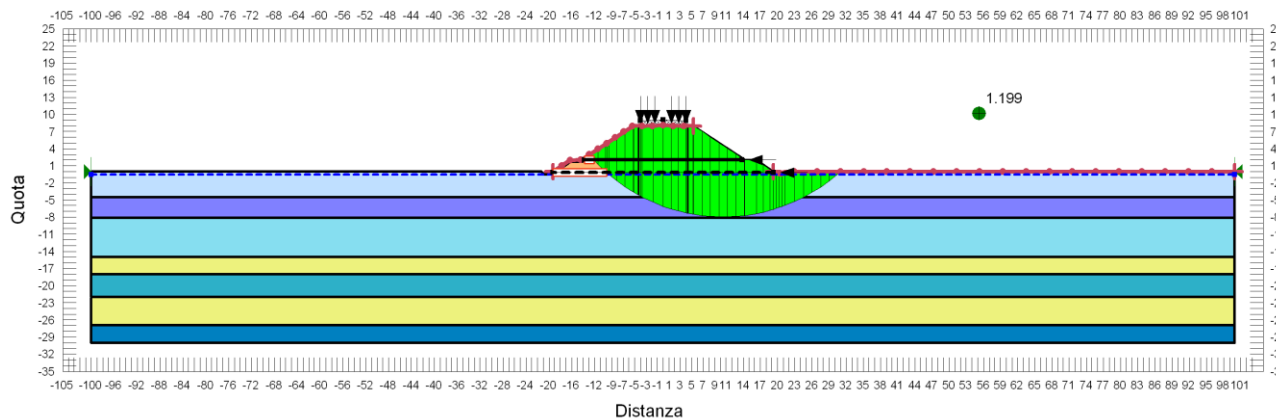
**FIGURA 10-13: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=8.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.**



**FIGURA 10-14: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=8.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.**



**FIGURA 10-15: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=8.00 M - CONDIZIONE SISMA+.**



**FIGURA 10-16: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=8.00 M - CONDIZIONE SISMA-.**



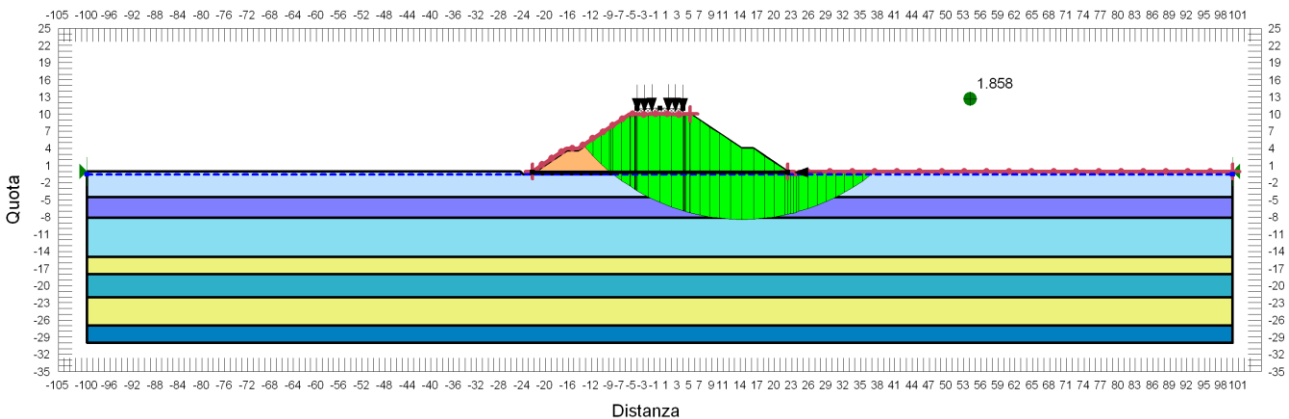
### 10.2.5. $H_{ril} = 10.00$ m

Per i rilevati di altezza superiore a 5.00 m sono state introdotte alla base del rilevato geogriglie di rinforzo. Per rilevati aventi altezza compresa tra 8.00 m e 10.00 m tali geogriglie devono avere resistenza a trazione di calcolo pari a 700 kN/m in corrispondenza di un allungamento  $\epsilon=10\%$ .

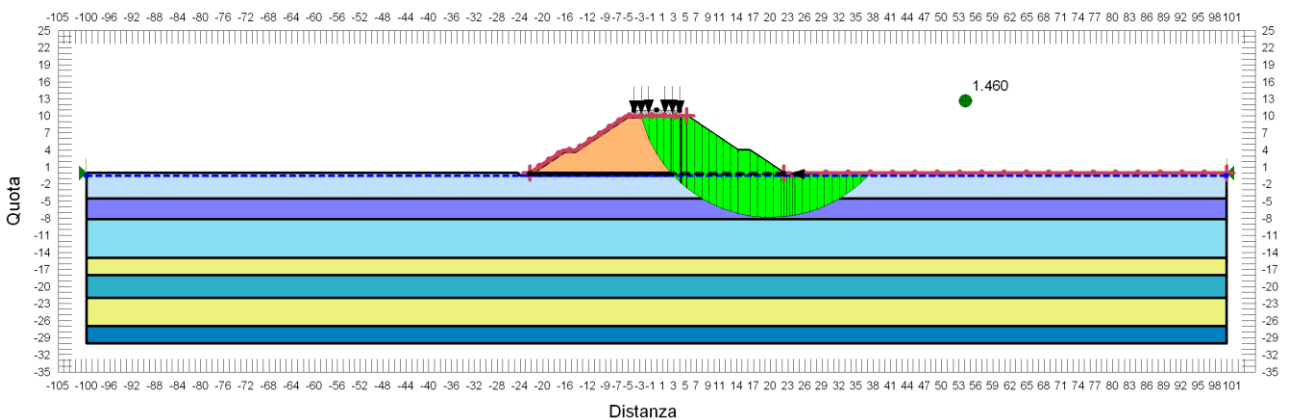
Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 10.00 m.

**TABELLA 10-9: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE  $H_{RIL} = 10.00$  M.**

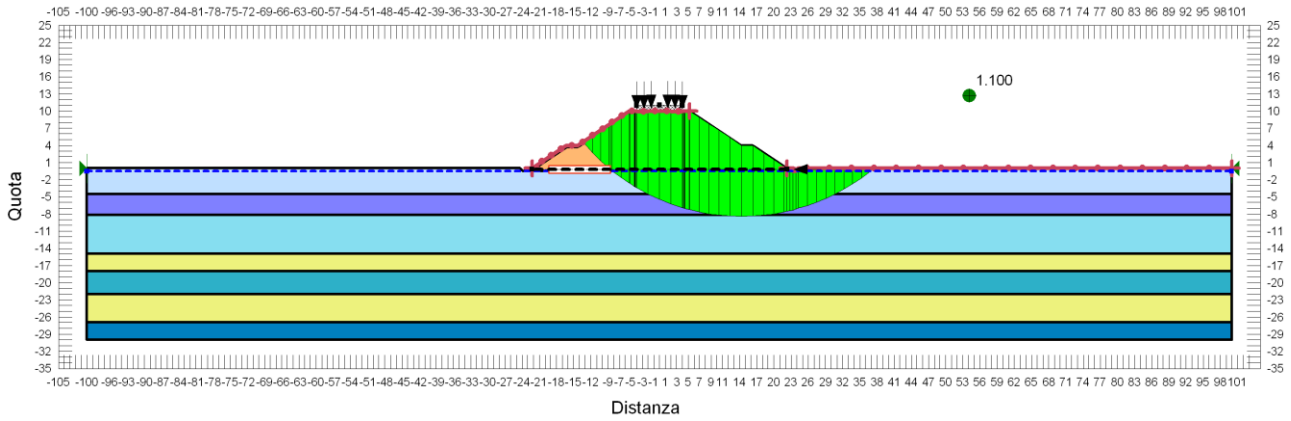
VERIFICHE	FS ( $\gamma_R \geq 1.1$ )			
ALTEZZA RILEVATI	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=10.00 m	1.858	1.460	1.100	1.206



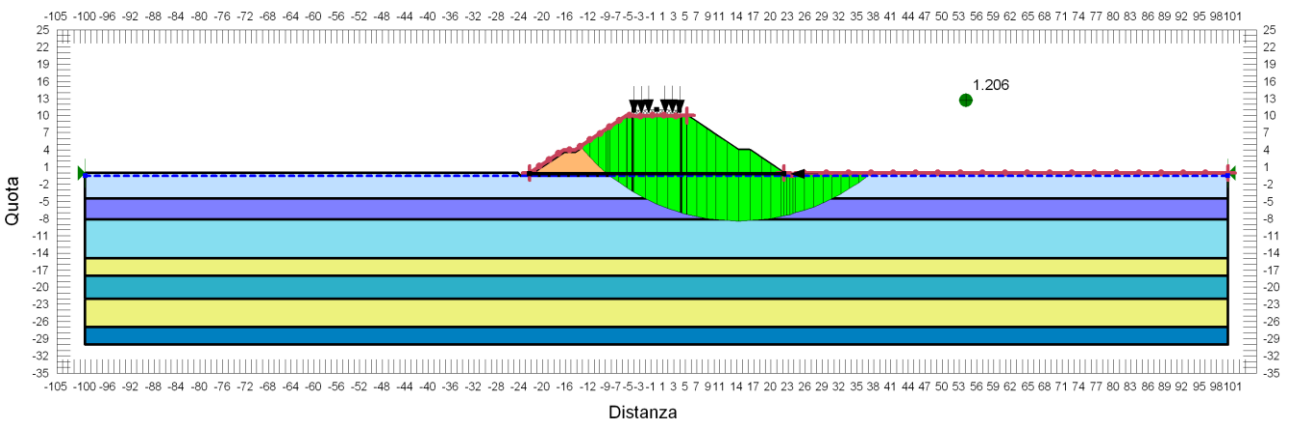
**FIGURA 10-17: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=10.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.**



**FIGURA 10-18: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=10.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.**



**FIGURA 10-19: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=10.00 M - CONDIZIONE SISMA+.**



**FIGURA 10-20: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=10.00 M - CONDIZIONE SISMA-.**

## 11. STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO

Per la valutazione dei cedimenti si rimanda al documento PD\_0\_A00\_00000\_0\_GT\_RB\_03 e PD\_0\_V28\_V0000\_0\_GT\_RB\_01, mentre per i livelli prestazionali si rimanda al documento PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_03.

In particolare gli interventi previsti sono riassunti nella seguente tabella.

**TABELLA 11-1: INTERVENTI RILEVATI CORRENTI.**

Interventi Previsti					
	Intervento previsto	Lato maglia quadrata [m]	Lunghezza dreni da piano campagna [m]	Tempo di costruzione	Tempo attesa
<b>S04</b>	Hrilevato $\leq$ 4.00 non sono previsti dreni	-	-	10gg/m	6 mesi
	4.00 < Hrilevato $\leq$ 6.00 sono previsti dreni	2.5	25	10gg/m	10 mesi
	6.00 < Hrilevato $\leq$ 8.00 sono previsti dreni a nastro	2.5	25	10gg/m	12 mesi
	8.00 < Hrilevato $\leq$ 10.00 sono previsti dreni a nastro	2.5	25	10gg/m	15 mesi

## 12. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTI PER I RILEVATI IN CORRISPONDENZA DELLE SPALLE DELLE OPERE D'ARTE

Per la valutazione dei cedimenti si rimanda al documento PD\_0\_A00\_00000\_0\_GT\_RB\_03 e PD\_0\_V28\_V0000\_0\_GT\_RB\_01.

In particolare gli interventi previsti sono riassunti nella seguente tabella.

**TABELLA 12-1: INTERVENTI SPALLE RILEVATI.**

Opera d'arte		Tipologia opera	Zona Omogenea	Tipologia Spalla	Altezza rilevato $H_{rel}$ [m]	Tipologia dreni	Spalla - Lunghezza dreni "L" da piano campagna [m]	Spalla - interasse dreni - "I" [m]	Altezza precarico $H_{precarico}$ [m]	Tc (Tempo di costruzione)	$T_{a1}$ (Tempo di attesa: fine esecuzione rilevato - inizio lavorazioni per realizzazione pali e spalla)	$T_a$ (Tempo di attesa: fine esecuzione rilevato - solidarizzazione impalcato-spalla)	Rilevato di approccio in LECA?	Impiego di un palancolato?
S04-SCV03	Svincolo Autostazione Cento	Impalcato Iperstatico	18	Aperta 1 fila di pali	11.0	sabbia	40.0	3.5	3.0	10 gg/m	10 mesi	12 mesi	No	No
S04-SCV04	Svincolo Autostazione Cento	Impalcato Iperstatico	18	Aperta 1 fila di pali	10.5	sabbia	40.0	3.5	3.0	10 gg/m	10 mesi	12 mesi	No	No

Per la definizione di dettaglio dei tempi di attesa  $T_{a1}$  e  $T_a$  si rimanda ai paragrafi 10.1 e 10.2 dell'elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_03 "Relazione di verifiche geotecniche".

Nel tempo intercorrente fra la realizzazione della spalla (compreso il rinterro a tergo) e la solidarizzazione definitiva dell'impalcato alla stessa, l'impalcato potrà essere eventualmente connesso alla spalla in maniera provvisoria.

La definizione del tempo di attesa sarà in ogni caso approfondita in sede di Progettazione Esecutiva a seguito delle elaborazioni di dettaglio proprie di tale fase progettuale.

Durante la realizzazione delle opere, nella valutazione del tempo di attesa si terrà conto del monitoraggio dei rilevati strumentati (vedi elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_03) e della relativa interpretazione.

## **13. VERIFICA DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE**

---

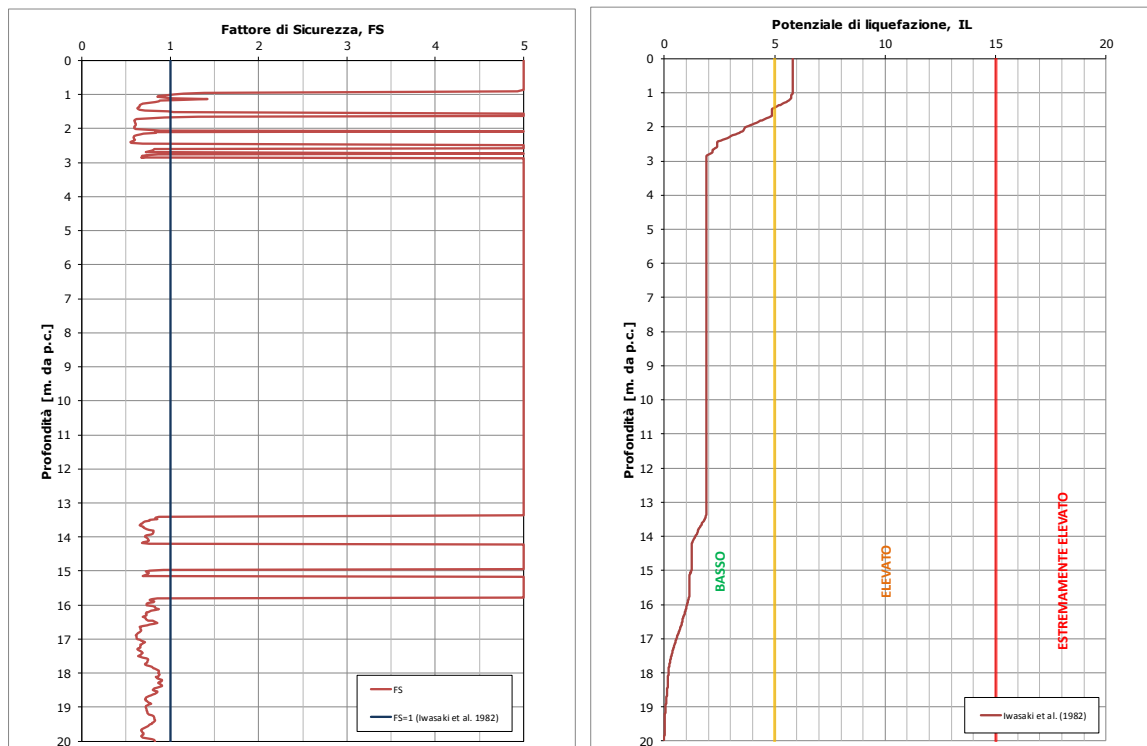
Per tutto ciò che concerne con le verifiche di stabilità nei confronti dei fenomeni di liquefazione si rimanda ai documenti:

- PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_08 “Relazione di verifiche geotecniche – addendum per liquefazione”;
- PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_09 “Relazione di verifiche geotecniche – addendum per liquefazione – Allegato 1”.

In particolare, parte dello svincolo ricade nella zona liquefacibile 20L, definita nei documenti suddetti.

## 14. VERIFICHE DI STABILITÀ E DI SPOSTAMENTO IN ZONA LIQUEFACIBILE

Il piazzale autostazione dello svincolo S04 - Cento ricade nella zona liquefacibile 20L a seguito di analisi da risposta sismica locale (potenziale di liquefazione  $IL > 5$ ), come si evince dalla Figura 14-1, in cui sono visibili il potenziale di liquefazione il fattore di sicurezza FS espresso come rapporto tra rapporto di resistenza ciclica CRR e rapporto di tensione ciclica CSR.



**FIGURA 14-1: OUTPUT DI CALCOLO DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE RAPPRESENTATIVO PER LA Z20L (CPTU L063) CON ACCELERAZIONE DA RSL**

Pertanto, i rilevati di svincolo vanno verificati in combinazione sismica  $\pm 50\%$  e liquefazione.

Per quanto riguarda i criteri di analisi e verifica adottati nelle analisi di liquefazione si rimanda agli elaborati:

- PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_02: Criteri generali verifiche geotecniche;
- PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_08 Relazione di verifiche geotecniche - addendum per liquefazione.

## 14.1. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Le stratigrafia di calcolo nella zona liquefacibile di pertinenza dello Svincolo S04 è stata dedotta a partire dalla CPTU L063, che risulta essere la prova di riferimento per la zona liquefacibile 20L, seguendo la procedura descritta nel presente paragrafo.

Dalla colonna del fattore di sicurezza FS dedotto dall'analisi di liquefazione sono stati individuati nei primi 20.0 m di profondità gli strati potenzialmente liquefacibili, cioè gli intervalli in corrispondenza dei quali si registra  $FS < 1$ .

E' stata costruita quindi la stratigrafia di calcolo per la zona liquefacibile in esame sulla base dei risultati della prova CPTU L063, assegnando agli strati potenzialmente liquefacibili (aventi  $FS < 1$ ) un comportamento non drenato, la cui resistenza al taglio corrispondente (in condizione di terreno liquefatto) è stata desunta dalla formulazione proposta da Kramer e Wang (2007):

$$S_r = 2116 \cdot \exp\left(-8,444 + 0,109 (N_1)_{60} + 5,379 \left(\frac{\sigma_v'}{2116}\right)^{0,1}\right)$$

come descritto nell'elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_02.

La stratigrafia adottata per i calcoli geotecnici relativi alla zona liquefacibile 20L è illustrata in **TABELLA 14-1**.

Per ogni unità litostratigrafica individuata sono riportati i parametri di resistenza al taglio caratteristici e di progetto ai fini delle verifiche di stabilità.

Gli intervalli liquefacibili sono evidenziati con il colore rosso e si riportano i valori della resistenza al taglio residua in condizioni di liquefazione nella colonna corrispondente alla coesione non drenata.

**TABELLA 14-1: STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO – ZONA LIQUEFACIBILE 20L – CPTU L063.**

Z <sub>min</sub> [m da p.c.]	Z <sub>max</sub> [m da p.c.]	Unità	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				c' <sub>k</sub> [kPa]	φ' <sub>k</sub> [°]	c <sub>uk-in</sub> [kPa]	c <sub>uk-fin</sub> [kPa]	c' <sub>d</sub> [kPa]	φ' <sub>d</sub> [°]	c <sub>ud-in</sub> [kPa]	c <sub>ud-fin</sub> [kPa]
0.00	1.00	1	18.5	3.5	22.00	40.0	40.0	2.8	17.91	28.6	28.6
1.00	2.90	2Liq1	19.0	-	-	7.4	7.4	-	-	5.3	5.3
2.90	5.60	1	18.5	3.5	22.00	40.0	40.0	2.8	17.91	28.6	28.6
5.60	10.10	6	14.1	0.0	16.00	25.0	25.0	0.0	12.92	17.9	17.9
10.10	13.40	1	18.5	3.5	22.00	70.0	70.0	2.8	17.91	50.0	50.0
13.40	14.50	2Liq2	19.0	-	-	16.6	16.6	-	-	11.9	11.9
14.50	15.80	2	19.0	0.0	30.00	-	-	0.0	24.79	-	-

Z <sub>min</sub> [m da p.c.]	Z <sub>max</sub> [m da p.c.]	Unità	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				c' <sub>k</sub> [kPa]	φ' <sub>k</sub> [°]	C <sub>uk-in</sub> [kPa]	C <sub>uk-fin</sub> [kPa]	c' <sub>d</sub> [kPa]	φ' <sub>d</sub> [°]	C <sub>ud-in</sub> [kPa]	C <sub>ud-fin</sub> [kPa]
15.80	17.50	2Liq2	19.0	-	-	16.6	16.6	-		11.9	11.9
17.50	20.00	3Liq1	20.5	-	-	24.7	24.7	-		17.6	17.6
20.00	21.00	3	20.5	0.0	32.50	-	-	0.0	27.01	-	-
21.00	30.00	1	18.5	3.5	22.00	80.0	80.0	2.8	17.91	57.1	57.1

Nota: suffisso “,in” = tetto dello strato; suffisso “,fin” = base dello strato.

Con riferimento a quanto indicato al paragrafo nell'elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_01: Relazione geotecnica generale, nelle elaborazioni è stato assunto il livello di falda pari a 0.50 m da p.c..

Per completezza in aggiunta a tali parametri si riportano nella seguente tabella i parametri geotecnici caratteristici adottati per il materiale da rilevato ipotizzato in materiale stabilizzato a calce e per il terreno vegetale adottato per il rivestimento delle scarpate.

TABELLA 14-2: PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO MATERIALE DA RILEVATO E TERRENO VEGETALE.

Unità	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici			Parametri di resistenza al taglio di progetto		
		c' <sub>k</sub> [kPa]	φ' <sub>k</sub> [°]	C <sub>uk</sub> [kPa]	c' <sub>d</sub> [kPa]	φ' <sub>d</sub> [°]	C <sub>ud</sub> [kPa]
Materiale da rilevato	19.5	15	28	200.0	12	23.04	142.90
Terreno vegetale	18.5	5	24	-	4	19.61	-

Con riferimento all'input sismico si riassumono nella seguente tabella per la zona liquefacibile 20L i valori dei coefficienti sismici adottati nelle verifiche di stabilità in condizione di liquefazione ottenuti a partire dai massimi valori di PGA da analisi di risposta sismica locale.

TABELLA 14-3: PROVA CPTU DI RIFERIMENTO, VALORI DELLA PGA OTTENUTA DA RSL, ALTEZZE DI RILEVATO MASSIME E COEFFICIENTI SISMICI ORIZZONTALE E VERTICALE ADOTTATI IN CONDIZIONE DI LIQUEFAZIONE (SISMA ±50%) IN Z20L

ZONA LIQUEFACIBILE	H <sub>ril max</sub> [m]	CPTU riferimento	PGA da RSL [g]	k <sub>h</sub> da PGA 50%	k <sub>v</sub> da PGA 50%
20L	2.5	CPTU L063	0.322	0.04500	±0.02250

Nella seguente tabella si riassumono le principali caratteristiche del rilevato del piazzale di autostazione dello svincolo S04 ricadente in Z20L.



**TABELLA 14-4: ALTEZZE DI RILEVATO ANALIZZATE NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE PER LA ZONA 20L**

ZONA LIQUEFACIBILE	H <sub>ril</sub> [m]	Nota
20L	2.50	Massima altezza di rilevato in zona autostazione

## 14.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI

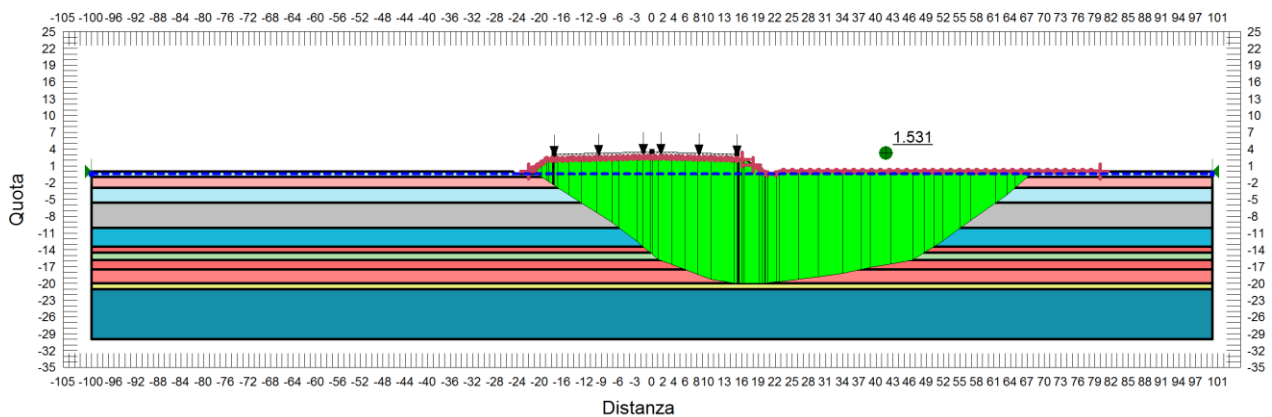
### 14.2.1. H<sub>ril</sub> = 2.50 m piazzale autostazione

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti nelle combinazioni sismiche al 50% e liquefazione per i rilevati di svincolo in zona autostazione che ricadono in Z20L.

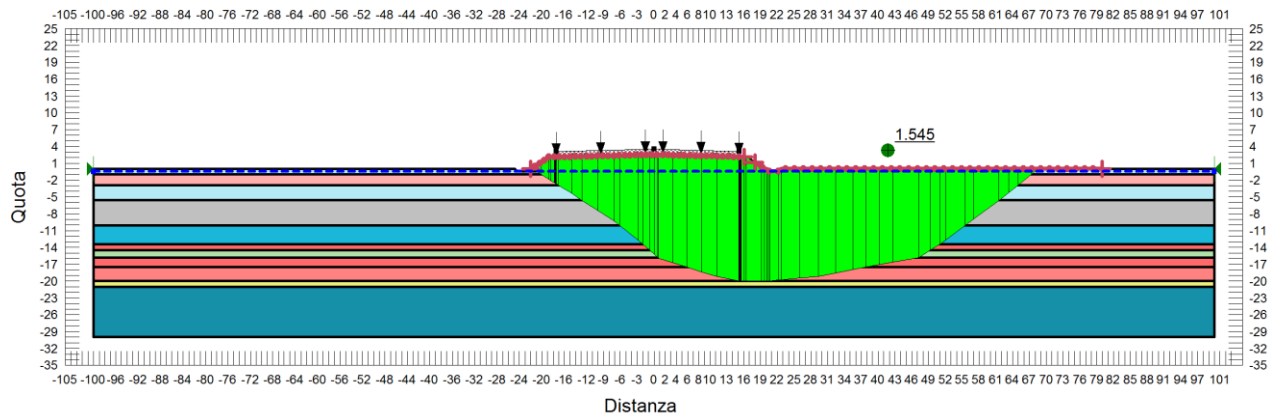
Per le verifiche statiche e sismiche in assenza di liquefazione si fa riferimento alle corrispondenti verifiche con la stratigrafia di zona omogenea, per le quali si rimanda al capitolo 10.

**TABELLA 14-5: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI H<sub>RIL</sub>=2.50 M.**

VERIFICHE	FS ( $\gamma_R \geq 1.1$ )	
	Cond. SISMA + al 50% e liquefazione	Cond. SISMA - al 50% e liquefazione
H=2.50 m	1.531	1.545



**FIGURA 14-2: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=2.50 M - CONDIZIONE SISMICA + 50% E LIQUEFAZIONE.**



**FIGURA 14-3: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=2.50 M - CONDIZIONE SISMICA - 50% E LIQUEFAZIONE.**

Come visibile dalle figure precedenti le verifiche di stabilità in corrispondenza della zona liquefacibile 20L, in condizione sismica al 50% e di liquefazione, per rilevati della zona autostazione aventi  $H \leq 2.50m$  sono soddisfatte senza necessità di ricorrere ad interventi di mitigazione.

### 14.3. VERIFICHE DI SPOSTAMENTO GLOBALE DEI RILEVATI

Per i rilevati di svincolo che si trovano in zona liquefacibile 20L vengono presentate in Tabella 14-6 le verifiche dei cedimenti verticali in condizione di liquefazione e degli spostamenti orizzontali (lateral spreading); si rimanda all'elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_02 per quanto concerne la descrizione esaustiva delle metodologie di calcolo e dei criteri di verifica degli spostamenti.

In Tabella 14-6 sono visibili le verifiche dei cedimenti verticali e degli spostamenti orizzontali nella zona che a seguito dell'analisi RSL risultano liquefacibili e le cui verifiche di stabilità sono presentate al paragrafo 14.2; con il termine "z" si intende la profondità della sommità del primo livello liquefacibile da piano campagna e con "h" l'altezza del rilevato valutata da piano campagna.

Le grandezze che definiscono la geometria di riferimento dalla quale scaturiscono i valori limite dei cedimenti verticali e degli spostamenti orizzontali è illustrata in Figura 14-4.

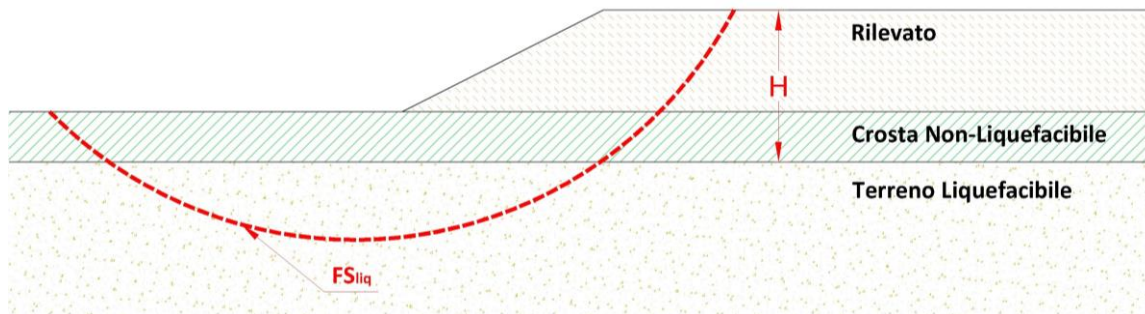


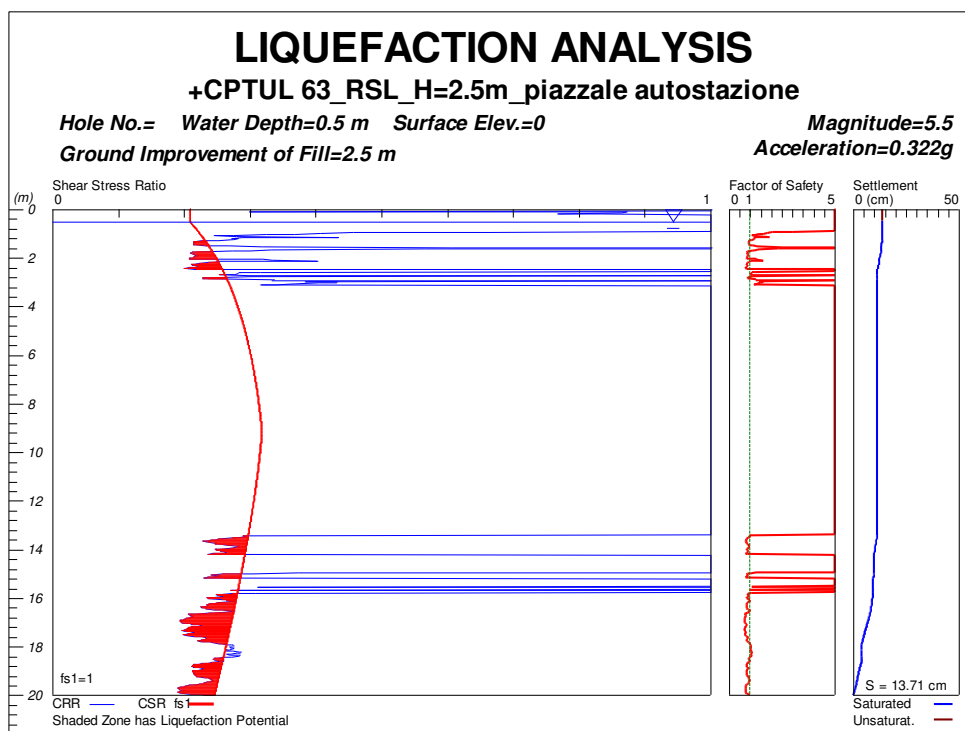
FIGURA 14-4: CRITERI DI DEFINIZIONE DI H

TABELLA 14-6: VERIFICHE DEI CEDIMENTI VERTICALI E DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (LATERAL SPREADING) IN CONDIZIONE DI LIQUEFAZIONE (SISMA ±50%) PER LA ZONA LIQUEFACIBILE 20L IN CORRISPONDENZA DELLA PIAZZOLA AUTOSTAZIONE

ZONA LIQUEFACIBILE	Geometria			Cedimento verticale $\delta_v$ [cm]	Cedimento verticale limite H/20 [cm]	Verifica Cedimenti verticali soddisfatta	Spostamento orizzontale D [cm]	Spostamento orizzontale limite H/20 [cm]	Verifica Spostamenti Orizzontali soddisfatta
	z [m]	h [m]	H [m]						
20L	1.02	2.5	3.52	13.71	17.60	Si	3.70	17.60	Si

Gli output del software Liquefy Pro con la determinazione del cedimento verticale dei livelli granulari saturi in accordo alla metodologia indicata negli elaborati di riferimento sono riportati nel seguito.

- Rilevato di altezza 2.5 m



## 15. INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEI RILEVATI NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

In tutti i rilevati per i quali le verifiche di stabilità globale in condizione sismica e di liquefazione si prevede il dimensionamento di un intervento di mitigazione volto ad escludere l'innescò del fenomeno della liquefazione, come descritto nell'elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_02: Criteri generali verifiche geotecniche.

Gli interventi proposti per la mitigazione dei rilevati nei confronti della liquefazione sono di due tipologie:

- Sostituzione dello strato liquefacibile;
- Progettazione di colonne in ghiaia.

La sostituzione dello strato liquefacibile è un intervento di mitigazione appropriato nel caso in cui lo strato liquefacibile sia superficiale e di spessore limitato (<3÷4m); nel caso in cui i livelli liquefacibili siano molteplici e posti a profondità maggiori si privilegia invece l'intervento con colonne in ghiaia.

In entrambi i casi, il criterio base che guida il dimensionamento dell'intervento è il raggiungimento di un potenziale di liquefazione  $IL < 5$ .

Per la zona liquefacibile in esame:

- come si evince dalla Tabella 15-1 le verifiche di stabilità e di spostamento in zona liquefacibile 20L sono soddisfatte; pertanto per il piazzale di autostazione, non risultano necessari interventi di mitigazione;
- è comunque previsto un intervento di mitigazione (sostituzione) sotto i fabbricati/opere della zona di esazione al fine di soddisfare le verifiche di capacità portante delle fondazioni superficiali; per tale mitigazione si rimanda agli elaborati:
  - PD\_0\_S04\_S0000\_0\_GT\_RH\_02: S04 - ADDENDUM LIQUEFAZIONE - Intervento di mitigazione nei confronti della liquefazione autostazione - Relazione di calcolo;
  - PD\_0\_S04\_SFB04\_0\_FB\_PZ\_07 - Piante e sezioni interventi di mitigazione nei riguardi della liquefazione.

**TABELLA 15-1: INTERVENTI DI MITIGAZIONE PREVISTI NELLA ZONA LIQUEFACIBILE**

ZONA LIQUEFACIBILE	H <sub>rilevato</sub> [m]	Verifica stabilità <i>Sisma 50% ± e liquefazione</i> soddisfatta	Verifica spostamenti soddisfatta	Intervento di mitigazione
20L	2.5	Si	Si	-



## **16. CLASSI DI ESPOSIZIONE PER OPERE DI FONDAZIONE**

---

Si rimanda al documento PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_03.

## 17. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE

### 17.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI

Per quanto concerne i criteri per la definizione del piano di posa dei rilevati/trincee si rimanda all'elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

### 17.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE

Lo schema generale delle bonifiche effettuate al piano di posa dei rilevati è riportato nella figura seguente.

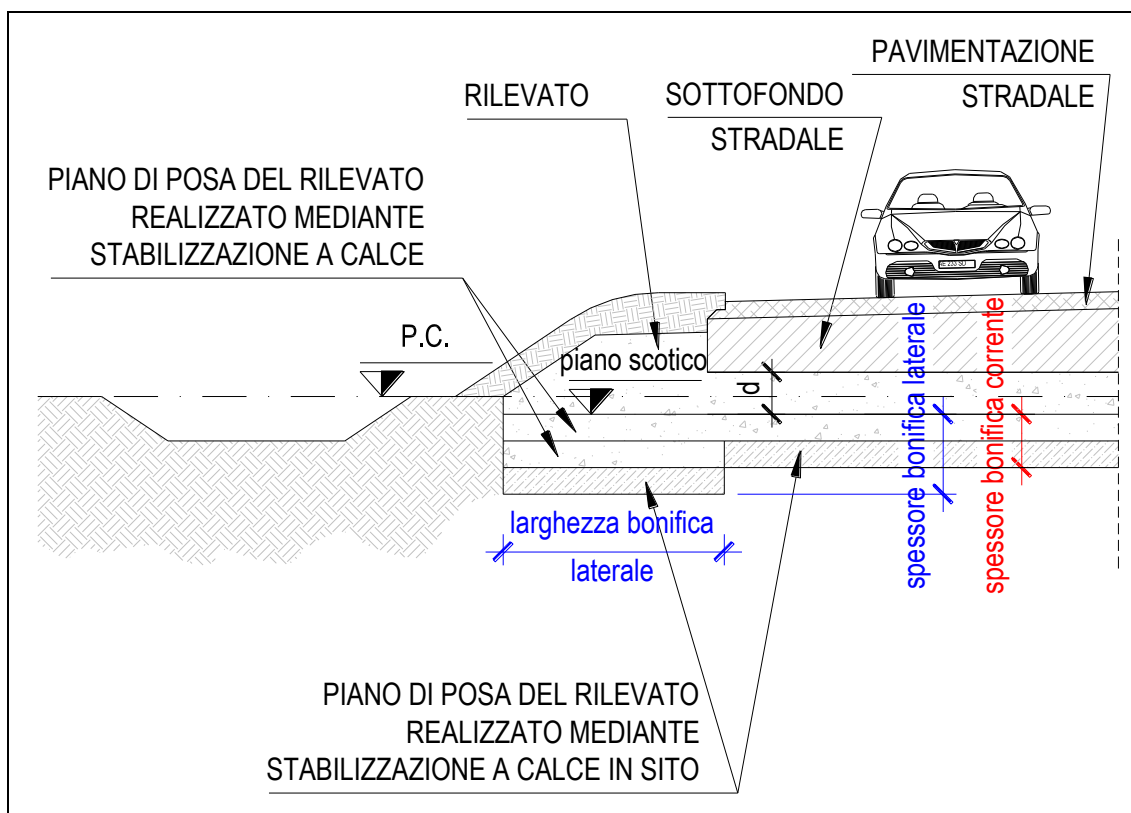


FIGURA 17-1: SCHEMA GENERALE BONIFICHE.

### 17.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Nella tabella seguente sono riportati, per il singolo tratto individuato sulla base della distanza prevalente intradosso fondazione/sottofondo stradale – piano di posa rilevato:

- le altezze di rilevato di riferimento;
- il livello prestazionale in termini di valore del modulo di deformazione su piastra  $M_d$  richiesto in funzione della distanza "d" considerata.

TABELLA 17-1: LIVELLI PRESTAZIONALI MINIMI DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.

Altezza rilevato [m]	d [m]	$M_{d\text{-richiesto}}$ [MPa]
≤ 1	0.0	50.0
> 1	1.0	20.0

### 17.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale utilizzato per lo strato di bonifica vengono ipotizzati valori del modulo elastico variabili nell'intervallo  $E_1 = 30.0 \div 75.0$  MPa.

*Pozzetti esplorativi di riferimento:* PZ 541 (vedi elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_01 "Relazione geotecnica generale").

Per la determinazione del modulo elastico  $E_0$  attribuito al terreno di sottofondo nelle elaborazioni numeriche atte a simulare la prova di carico su piastra all'estradosso dello strato di bonifica con il criterio di Burmister, si è fatto principalmente riferimento ai risultati delle prove di carico su piastra in termini di modulo di deformazione  $M_d$  condotte nella campagna di indagine di progetto definitivo in corrispondenza della viabilità oggetto del presente documento.

Tale modulo  $E_0 = E_{PLT}$  è ricavato sulla base del modulo di deformazione su piastra dei pozzetti di riferimento secondo quanto riportato nell'elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".



Nella tabella seguente è riportato, in base all'altezza del rilevato, il modulo elastico  $E_0 = E_{PLT}$  assunto nelle elaborazioni.

**TABELLA 17-2: TERRENO NATURALE – MODULO ELASTICO ASSUNTO NELLE ELABORAZIONI.**

Altezza rilevato [m]	$E_{PLT} = E_0$ [MPa]
$\leq 1$	3.0
$> 1$	4.5

## 17.5. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO

Al variare dello spessore di bonifica "s" e del relativo modulo elastico (da 30.0 MPa a 75 MPa) sono state ricavate le curve corrispondenti al valore del modulo su piastra equivalente  $M_d$  misurato all'estradosso della bonifica, ovvero al piano di posa del rilevato, definite secondo il criterio di Burmister.

Tale range di modulo elastico della bonifica si ritiene compatibile con terreno stabilizzato a calce.

I risultati delle analisi vengono riassunti nella tabella seguente in termini di:

- spessore corrente dello strato di bonifica;

da assumere al fine di raggiungere il livello prestazionale richiesto per il piano di posa del rilevato; per ogni tratto è inoltre indicato il riferimento alla figura che mostra l'analisi condotta con il criterio di Burmister.

Viene inoltre indicato:

- lo spessore di bonifica ai lati del piano di posa del rilevato che risulta, in genere, approfondito rispetto alla bonifica corrente e la relativa larghezza (vedi schema riportato in Figura 17-1).

Il modulo elastico della bonifica indicato nelle analisi è quello necessario a garantire il livello prestazionale richiesto; i valori indicati si ritengono compatibili con terreno stabilizzato a calce.

TABELLA 17-3: SPESSORI DI BONIFICA LUNGO IL TRACCIATO.

Altezza rilevato [m]	Spessore bonifica corrente [m]	Spessore bonifica laterale [m]	Larghezza bonifica laterale [m]	Analisi di Burmister
≤ 1	0.9	0.9	0.0	Figura 17-2
> 1	0.3	0.6	2.5	Figura 17-3

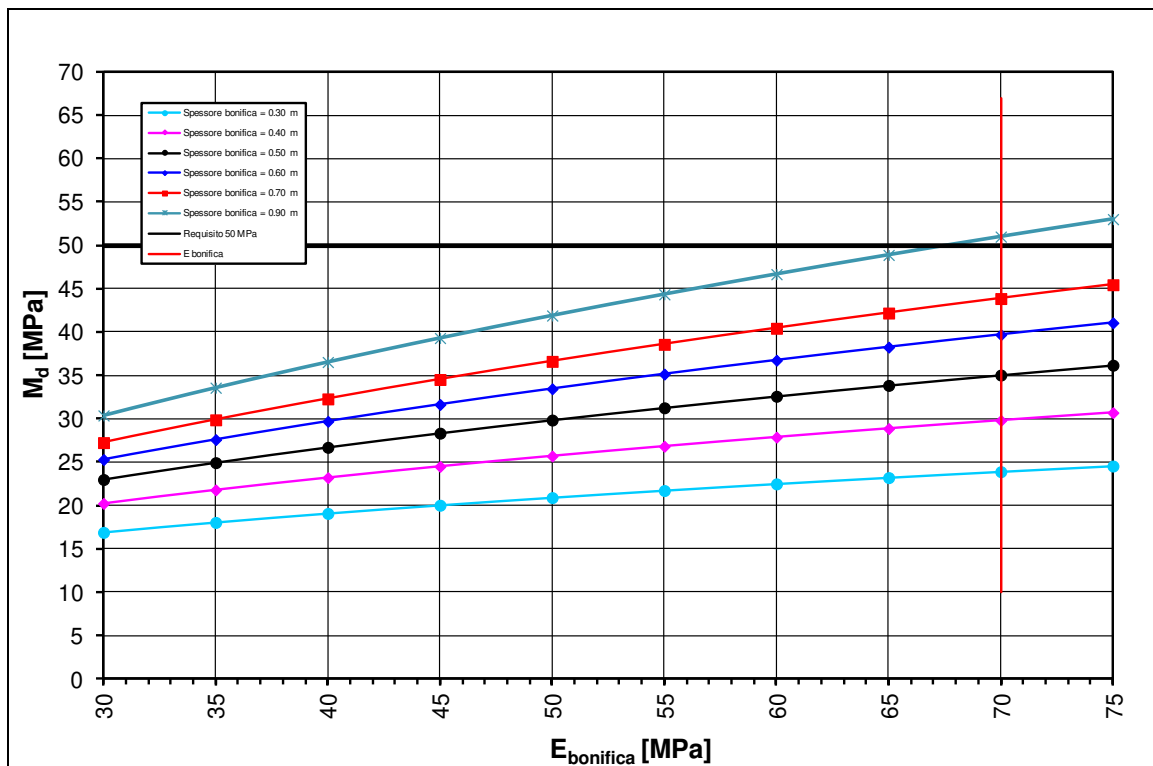


FIGURA 17-2: HRIL ≤ 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

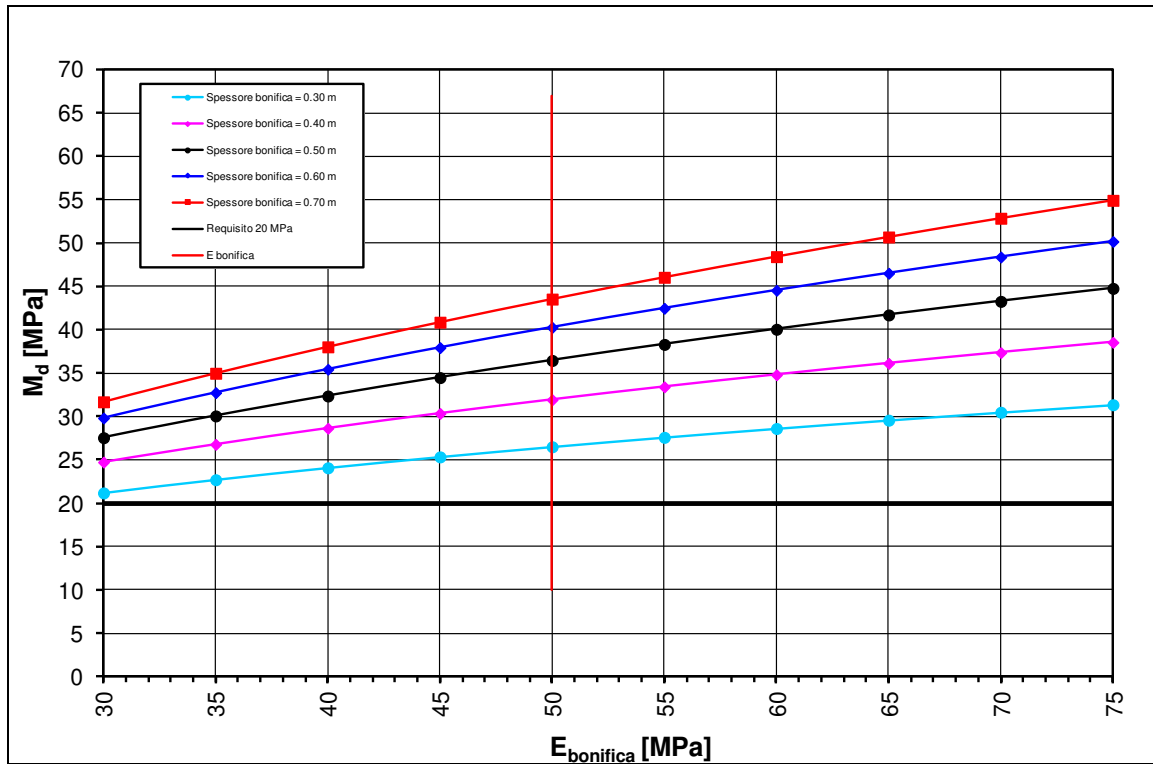


FIGURA 17-3: HRIL > 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

## 17.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE

A seguito dell'analisi dei certificati di laboratorio inerenti lo studio delle miscele terreno naturale + calce (CaO) (vedi elaborati inerenti le indagini di laboratorio riportati nell'elaborato PD\_0\_A00\_A0000\_0\_GT\_RB\_01 "Relazione geotecnica generale"), è stata verificata la sostanziale idoneità dei terreni presenti al piano di posa dei rilevati ad essere stabilizzati a calce.

Nella tabella seguente sono riportati:

- la percentuale di calce da adottare nelle miscele terreno naturale + calce (CaO) per la formazione del piano di posa dei rilevati/trincee (bonifiche);
- le pk di inizio e fine di riferimento per la singola percentuale di calce.

**TABELLA 17-4: LIVELLI PRESTAZIONALI MINIMI DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.**

pk inizio [km]	pk fine [km]	% calce viva (CaO) per stabilizzazione
/	/	3.0