

AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B0800060009

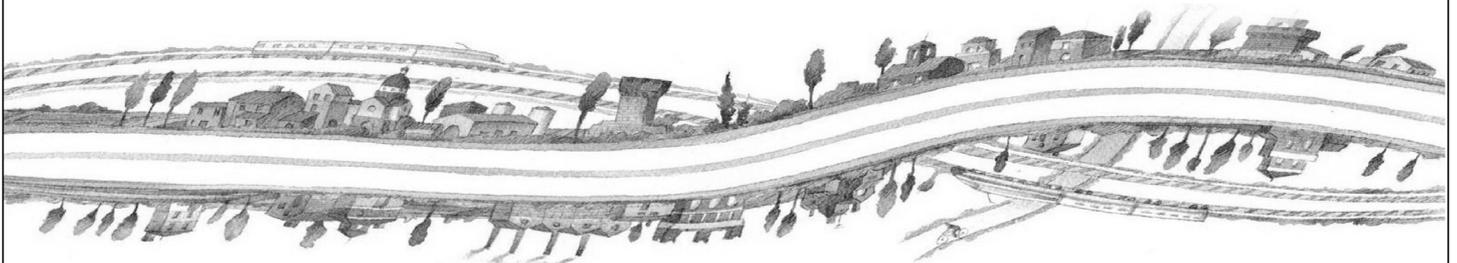
PROGETTO DEFINITIVO

**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI
 COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
 GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA E GEOTECNICA**

GEOTECNICA

SVINCOLO DI REGGIOLO - ROLO

RELAZIONE GEOTECNICA SVINCOLO DI REGGIOLO - ROLO



IL PROGETTISTA

Ing. Gianfranco Marchi
 Albo Ing. Ravenna n°342

Gianfranco Marchi

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE
 PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Antonio Anania
 Albo Ing. Perugia n° A2574

Dott. Ing. Antonio Anania
 IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
 Iscritto ordine Ingegneri di Perugia n° A2574

Antonio Anania

IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
 Cispadana S.p.A.
 IL PRESIDENTE
 Graziano Pattuzzi

Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B	01.08.2019	EMISSIONE PER OTTEMPERANZA DECRETO VIA DEL 25.07.2017	BOSCHI	MARCHI	ANANIA					
A	17.04.2012	EMISSIONE	BOSCHI	MARCHI	SALSI					
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE					
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: AGOSTO 2019
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: _
0460	PD	0	S01	S0000	0	GT	RB	01	B	

INDICE

1.	PREMESSA.....	3
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1.	NORMATIVE	4
2.2.	BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	4
2.3.	ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO	5
3.	INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO E DI LABORATORIO	6
4.	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA.....	7
5.	DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI	9
6.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
8.	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	13
8.1.	FABBRICATO PRINCIPALE AUTOSTAZIONE CON FONDAZIONE A PLATEA	15
8.1.1.	Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini	15
8.1.2.	Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata.....	16
8.1.3.	Diagrammi di interazione in Condizione Statica Non Drenata	17
8.1.4.	Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	18
8.2.	CUNICOLO DI ESAZIONE E PENSILINA CON FONDAZIONE NASTRIFORME	19
8.2.1.	Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini	19
8.2.2.	Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata.....	20
8.2.3.	Diagrammi di interazione in Condizione Statica Non Drenata	21
8.2.4.	Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	22
9.	COSTANTE DI SOTTOFONDO	24
10.	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.....	25
10.1.	VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO.....	26
10.2.	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI.....	27
10.2.1.	$H_{rl} = 6.00$ m.....	27
11.	STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO	29
12.	VERIFICA DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	30
13.	VERIFICHE DI STABILITÀ E DI SPOSTAMENTO IN ZONA LIQUEFACIBILE.....	31

13.1. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.....	32
13.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI.....	34
13.2.1. $H_{rit} = 3.00$ m.....	34
13.2.2. $H_{rit} = 6.00$ m.....	35
13.3. VERIFICHE DI SPOSTAMENTO GLOBALE DEI RILEVATI	37
14. INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEI RILEVATI NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	39
15. CLASSI DI ESPOSIZIONE PER OPERE DI FONDAZIONE	40
16. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.....	41
16.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI.....	41
16.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE	41
16.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI	42
16.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	42
16.5. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO	43
16.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE	45

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 Reggiolo Rolo.

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:
 - del fabbricato principale di autostazione con fondazione a platea;
 - del cunicolo impianti e pensilina con fondazione nastriforme;
- 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. 1/14 - scala 1:5.000
Cod. PD_0_A00_A0000_0_GT_PG_01;
- Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 1/7 - scala 1:10.000
Cod. PD_0_A00_A0000_0_GT_CT_01;
- Profilo geotecnico Svincolo Autostazione Reggiolo Rolo - scala 1:5000
Cod. PD_0_S01_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 - 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 Reggiolo Rolo (Cod. PD_0_S01_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 ocra, 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, $D_r \leq 50\%$.

- **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, $D_r = 50\% \div 70\%$.

- **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 rinvengono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media >15 MPa, $D_r \geq 70\%$.

- **Unità 6**

Argille poco consistenti, di colore grigio scuro e nero con abbondante presenza di frustoli carboniosi e livelli organici indecomposti. Localmente si rinvengono 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 riporta la scheda di caratterizzazione geotecnica per l'opera in oggetto.

OPERA:	Autostazione di Reggiolo Rolo
---------------	--------------------------------------

Q_{rif} = 17.50 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 01	Geoservice - 2011	17.389	40.50	C (20)
CPTU1B	Geoservice - 2011	17.065	30.03	-
CPTU2B	Geoservice - 2011	16.786	29.96	-
CPT L-001	S.IN.GE.A. - 2019	16.451	20.0	-

C (....) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (....) = piezometro a tubo aperto (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} 17.00 m s.l.m.)	Unità -	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	φ^* (*) (°)	c^* (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	E' (MPa)	M (MPa)
0.0÷6.50	1		18.8	24-26	4-6	40-70	2.9	4.0
6.50÷13.5	2		19.0	29-31	-	-	15.0	-
13.5÷17.0	3		19.0	30-32	-	-	22.0	-
17.0÷27.0	4		19.0	32-34	-	-	30.0	-
da 27.0	5		19.5	32-34	-	-	60.0	-

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

z_w = profondità media di falda di progetto;

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

(*) = 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.

φ' = 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.

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

Sulla base delle risultanze delle analisi chimiche condotte su acque e terreni, per quanto concerne le classi di esposizioni del calcestruzzo non si riscontrano criticità in merito all'attacco chimico nel suolo naturale e nell'acqua del terreno.

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.

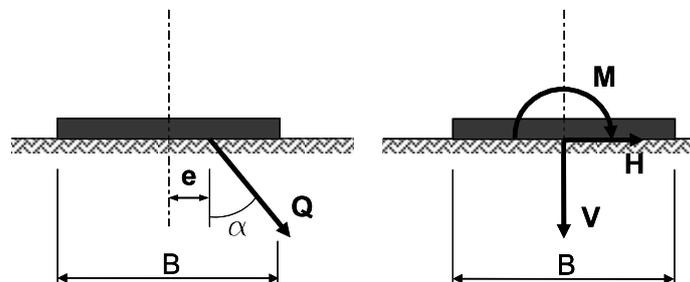


FIGURA 8-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

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 γ_M riportati in Tab. 6.2.II del decreto sopracitato; nelle seguenti condizioni di calcolo:

- Condizione statica a lungo termine (calcolo in termini di parametri drenati dei terreni);
- Condizione sismica (calcolo in termini di parametri 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]
FABBRICATO TIPICO DI ESAZIONE	Platea	B = 10.0 m x L=42.8 m	3.82
PENSILINA	Superficiale nastriforme	B = 5.0 m	3.91
CUNICOLO DI ESAZIONE	Superficiale nastriforme	B = 5.0 m	3.91

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 γ_A , γ_M e γ_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 γ_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 γ_R relativi alle verifiche di capacità portante

($V_{ED}; H_{ED} \cdot \gamma_R; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_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 PRINCIPALE AUTOSTAZIONE CON FONDAZIONE A PLATEA

Il fabbricato principale dell'autostazione sarà caratterizzato da un piano interrato posizionato a circa 3.82m da p.c.

Con riferimento a quanto indicato in Tabella 8-1 nel calcolo è stata considerata una platea di larghezza $B = 10.0$ m, lunghezza $L=42.8$ m con approfondimento del piano di posa $D=3.82$ m.

8.1.1. 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);

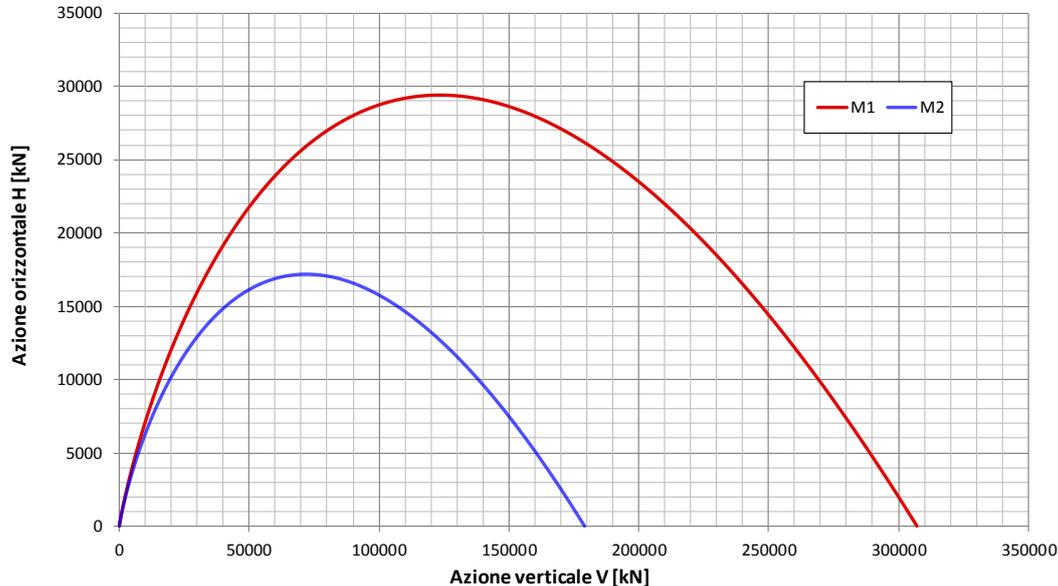
- M_{max} rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

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

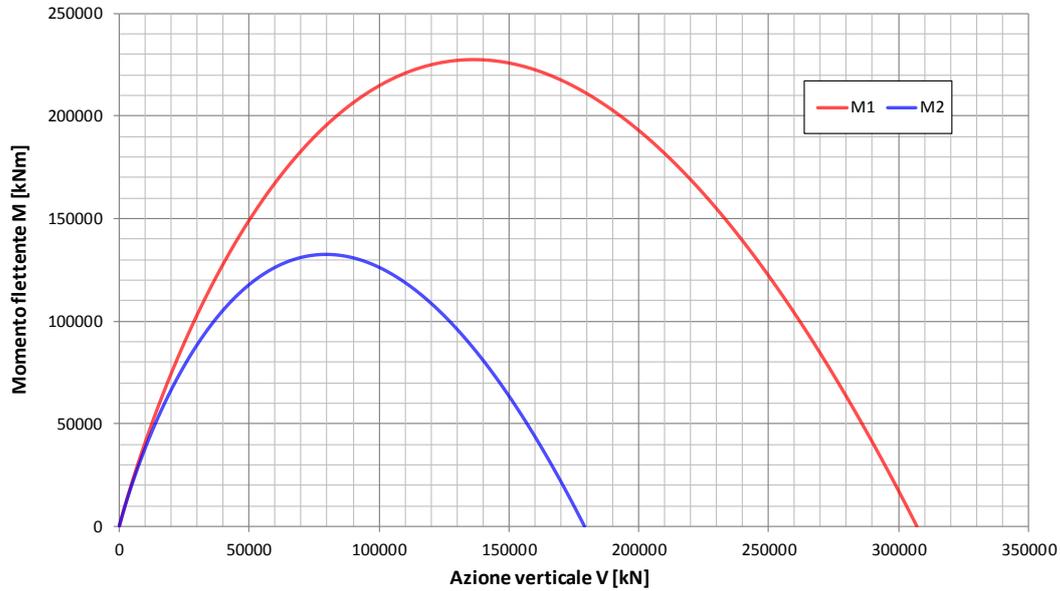
	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$ [kN]	306943	137270	137270
$H_{max,M1}$ [kN]	-	17120	17120
$M_{max,M1}$ [kNm]	-	109568	109568
$V_{max,M2}$ [kN]	179281	107111	107111
$H_{max,M2}$ [kN]	-	12229	12229
$M_{max,M2}$ [kNm]	-	78263	78263

8.1.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata

Fondazione a platea 10m x 42.8m - Approfondimento D= 3.82m Condizione Statica Drenata Dominio di interazione nel piano V-H (Brinch Hansen, 1970)

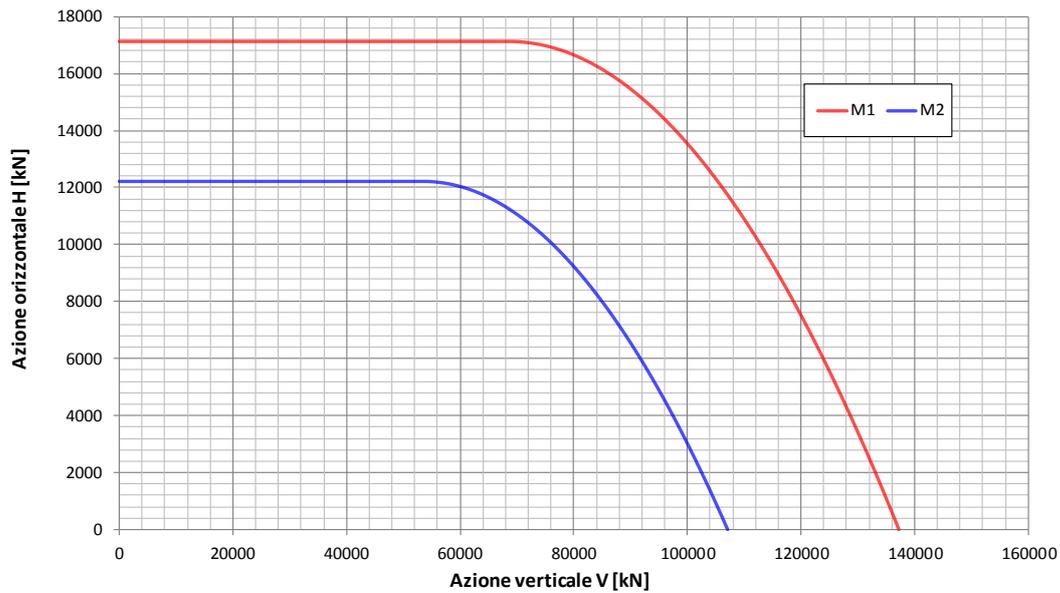


Fondazione a platea 10m x 42.8m - Approfondimento D= 3.82m Condizione Statica
 Drenata Dominio di interazione nel piano V-M (Meyerhof, 1953)

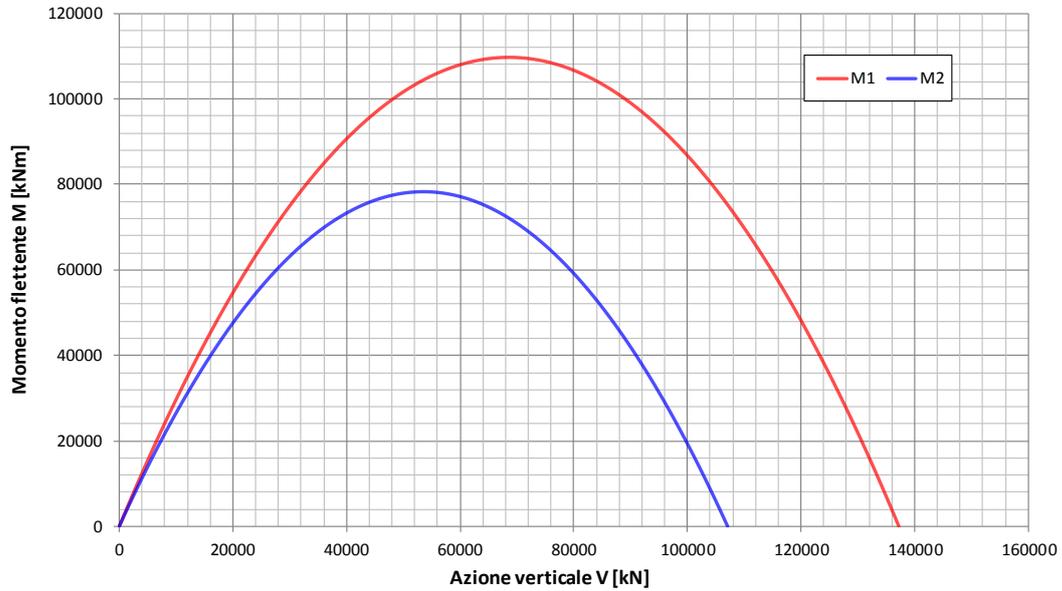


8.1.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica Non Drenata

Fondazione a platea 10m x 42.8m - Approfondimento D= 3.82m Condizione Statica
 Non Drenata Dominio di interazione nel piano V-H (Gouvernec, 2007)

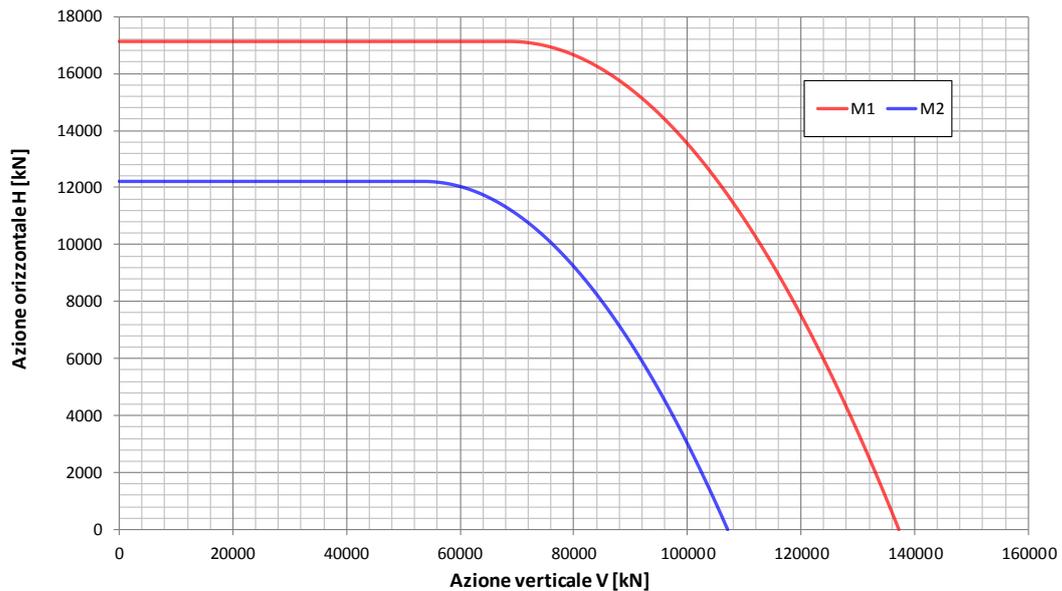


Fondazione a platea 10m x 42.8m - Approfondimento D= 3.82m Condizione Statica
 Non Drenata Dominio di interazione nel piano V-M (Gouverneq, 2007)

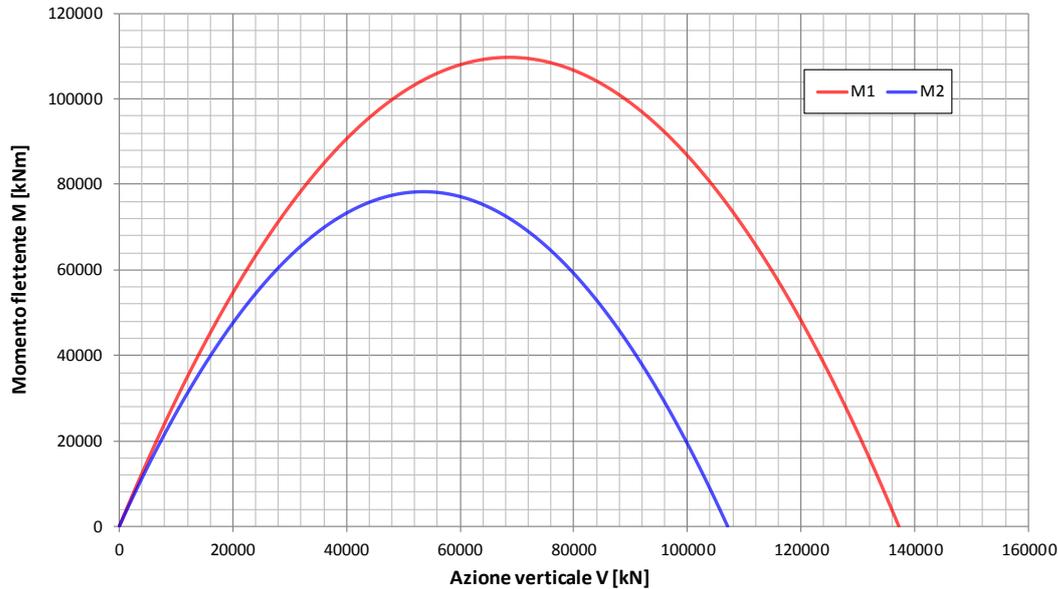


8.1.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione a platea 10m x 42.8m - Approfondimento D= 3.82m Condizione Sismica Non Drenata Dominio di interazione nel piano V-H (Gouverneq, 2007)



Fondazione a platea 10m x 42.8m - Approfondimento D= 3.82m Condizione Sismica Non Drenata Dominio di interazione nel piano V-M (Gouvernec, 2007)



8.2. CUNICOLO DI ESAZIONE E PENSILINA CON FONDAZIONE NASTRIFORME

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

- Fondazione nastriforme di larghezza $B = 5.0$ m e approfondimento del piano di posa della fondazione $D = 3.91$ m.

-

8.2.1. 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 $0.5 \cdot V_{max}$.

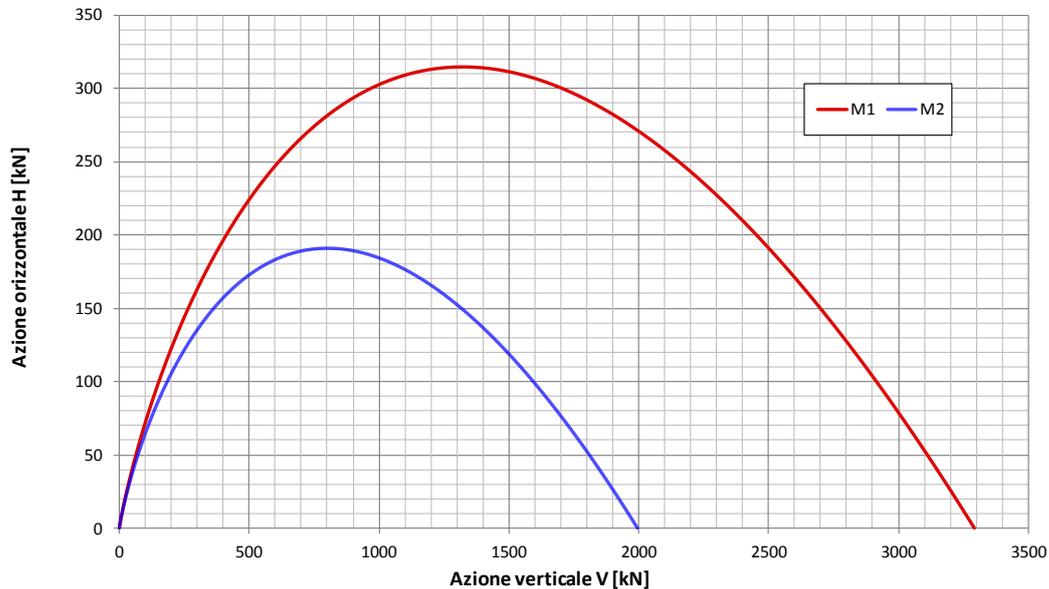
TABELLA 8-3: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$ [kN]	3292	1730	1730
$H_{max,M1}$ [kN]	-	200	200
$M_{max,M1}$ [kNm]	-	640	640
$V_{max,M2}$ [kN]	1997	1344	1344
$H_{max,M2}$ [kN]	-	143	143
$M_{max,M2}$ [kNm]	-	457	457

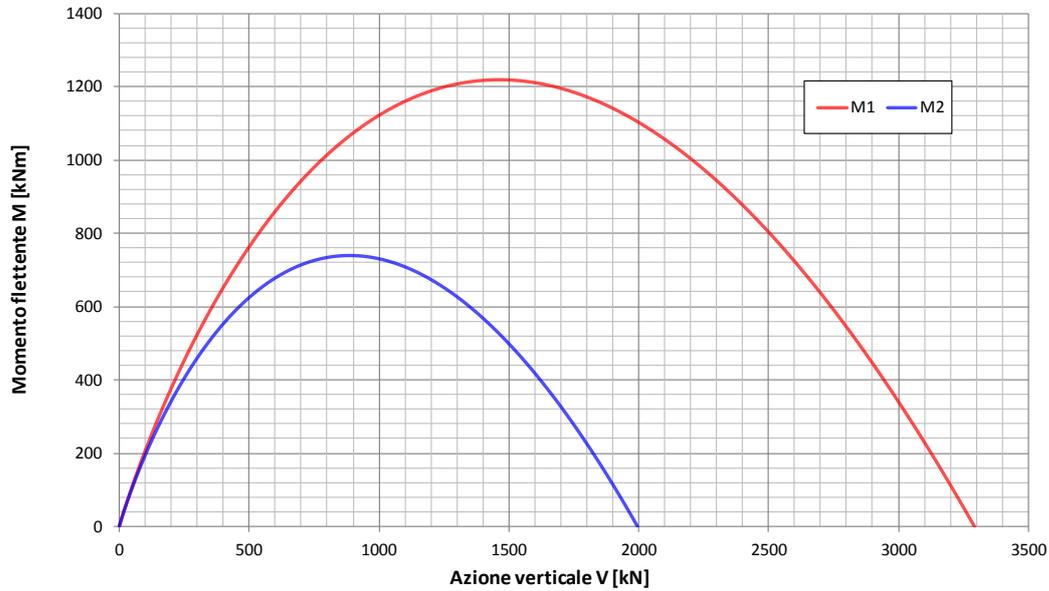
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

8.2.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata

Fondazione B= 5m - Approfondimento D= 3.91m Condizione Statica Drenata
Dominio di interazione nel piano V-H (Brinch Hansen, 1970)

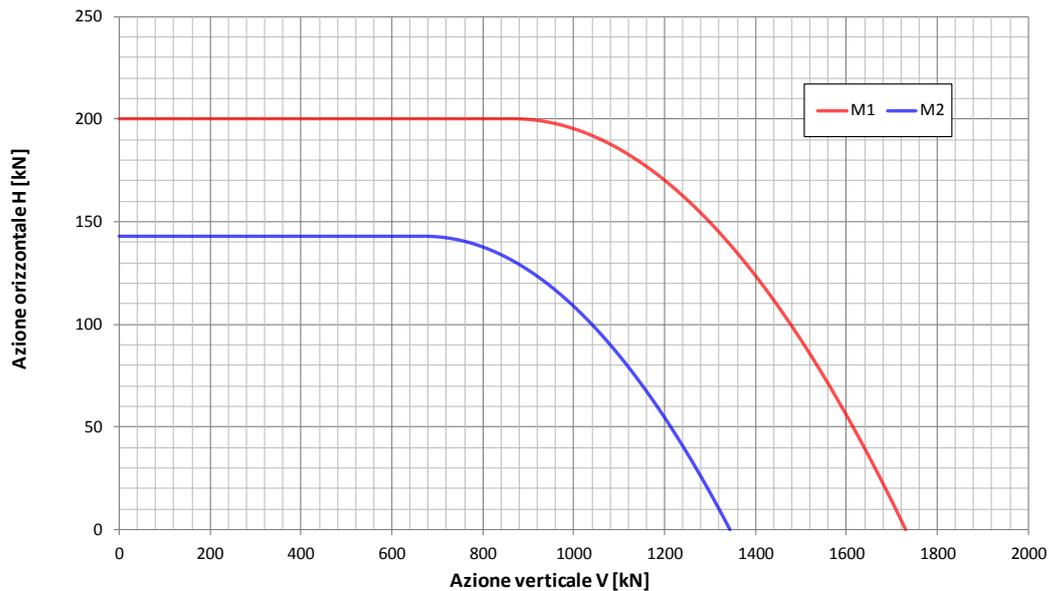


Fondazione B= 5m - Approfondimento D= 3.91m Condizione Statica Drenata
Dominio di interazione nel piano V-M (Meyerhof, 1953)

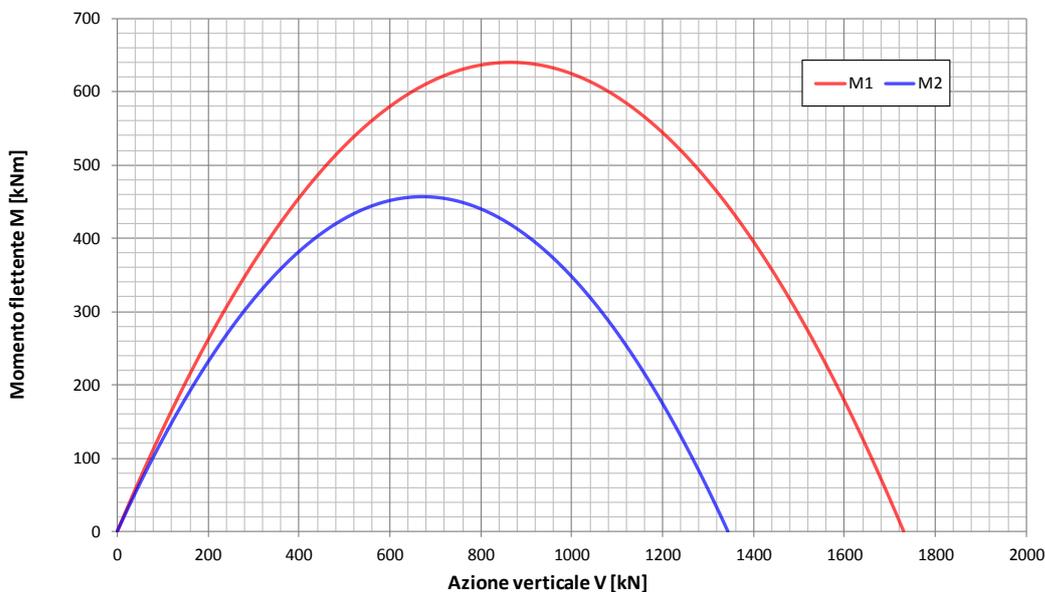


8.2.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica Non Drenata

Fondazione B= 5m - Approfondimento D= 3.91m Condizione Statica Non Drenata
Dominio di interazione nel piano V-H (Gouvernec, 2007)

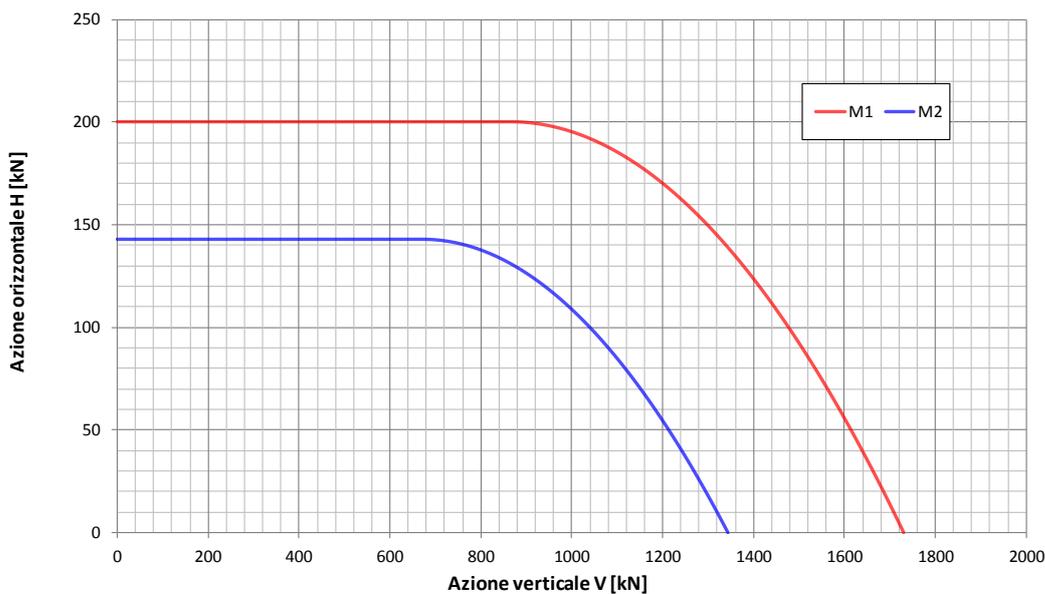


Fondazione B= 5m - Approfondimento D= 3.91m Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (Gouvernec, 2007)

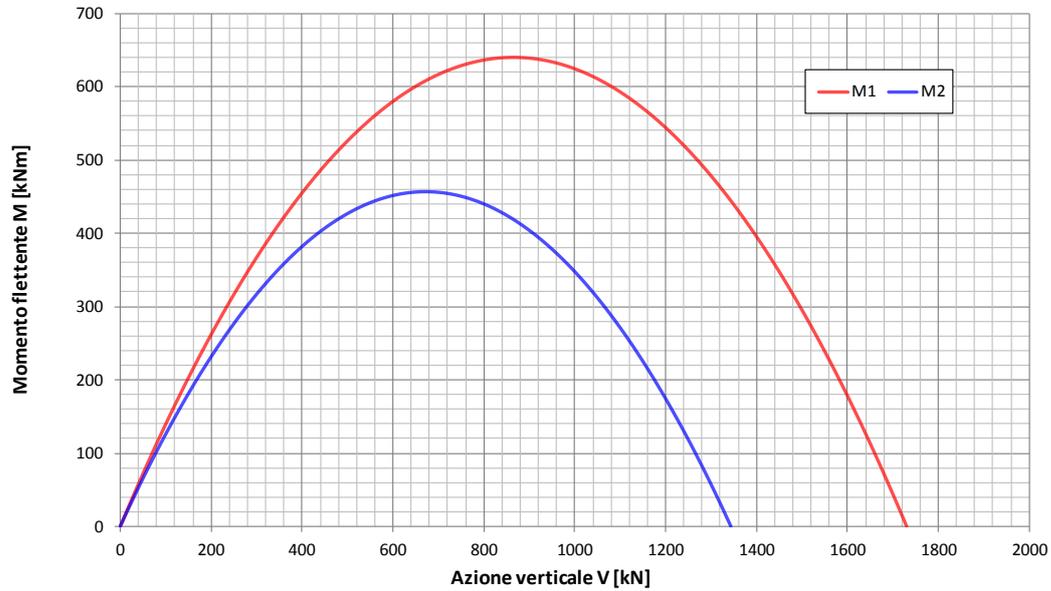


8.2.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B= 5m - Approfondimento D= 3.91m Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (Gouvernec, 2007)



Fondazione B= 5m - Approfondimento D= 3.91m Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (Gouvernec, 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 adotta.

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 in Tabella 11-1.

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

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 _{min} [m da p.c.]	Z _{max} [m da p.c.]	Unità	γ [kN/m ³]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				C' _k [kPa]	φ' _k [°]	C _{uk-in} [kPa]	C _{uk-fin} [kPa]	C' _d [kPa]	φ' _d [°]	C _{ud-in} [kPa]	C _{ud-fin} [kPa]
0.0	2.0	2	19.0	0	30	-	-	0	24.8	-	-
2.0	5.5	1	18.8	5	25	55	55	4	20.5	39	39
5.5	10.0	2	19.0	0	30	-	-	0	24.8	-	-
10.0	20.0	3	19.0	0	31	-	-	0	25.7	-	-
20.0	30.0	4	19.0	0	33	-	-	0	27.5	-	-

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 10-2: COEFFICIENTI SISMICI ADOTTATI PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.

Comune	Categoria sottosuolo	a_g	S_s	S_T	a_{max}	β_s	k_h	k_v
<i>Reggiolo</i>	C	0.213	1.381	1.000	0.294	0.28	0.08231	± 0.04115

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 $6.00 \text{ m} < H_{ril} \leq 7.00$ 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 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 10-3: ALTEZZE DI RILEVATO ANALIZZATE NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE PER CIASCUNA ZONA OMOGENEA.

H _{ril} [m]	Nota
6.00	Massima altezza di rilevato senza banca intermedia

10.2.1. H_{ril} = 6.00 m

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 10-4: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE H_{RIL} = 6.00 M.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=6.00 m	2.476	1.294	2.067	2.111

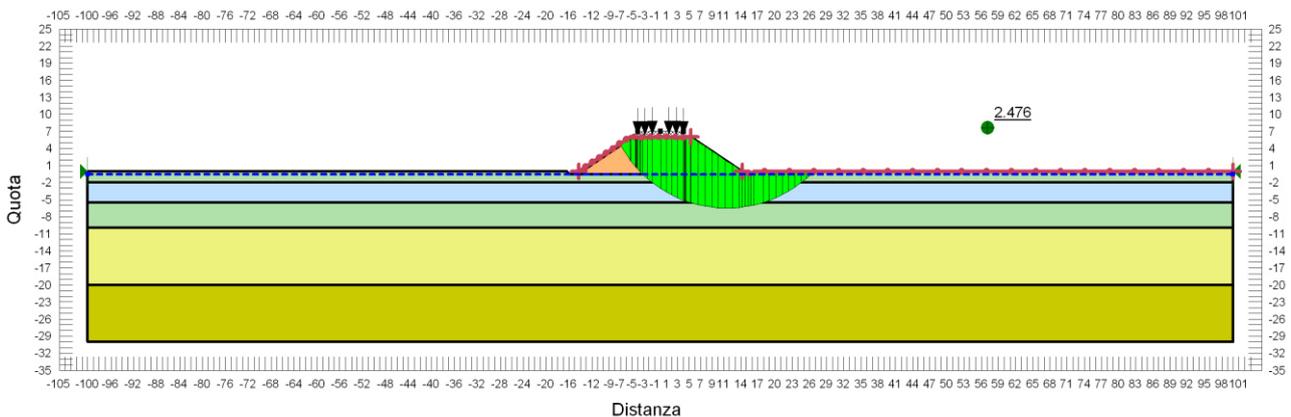


FIGURA 10-1: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

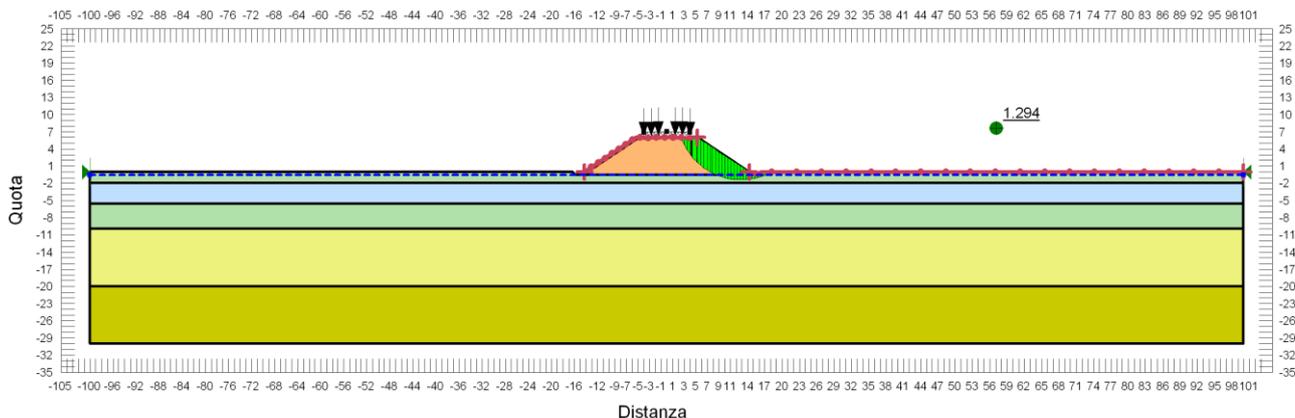


FIGURA 10-2: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

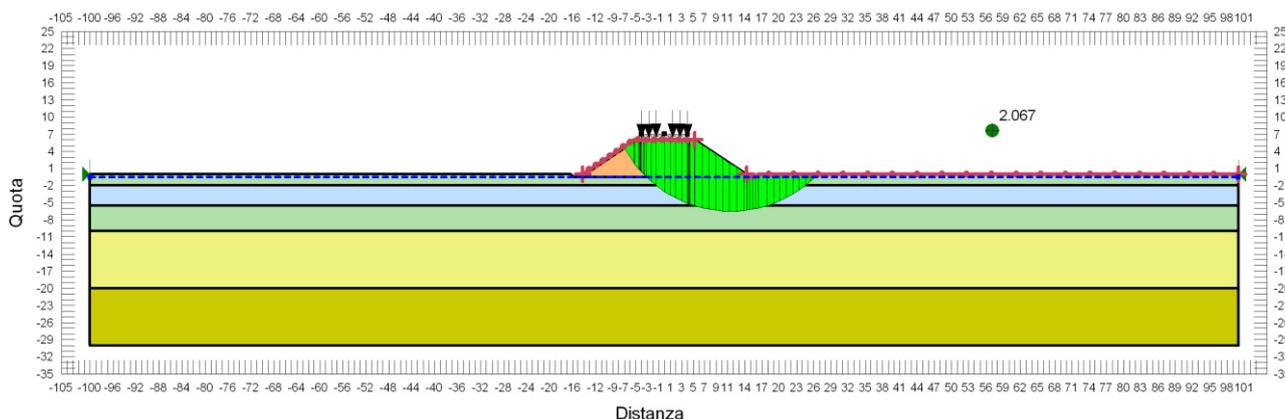


FIGURA 10-3: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

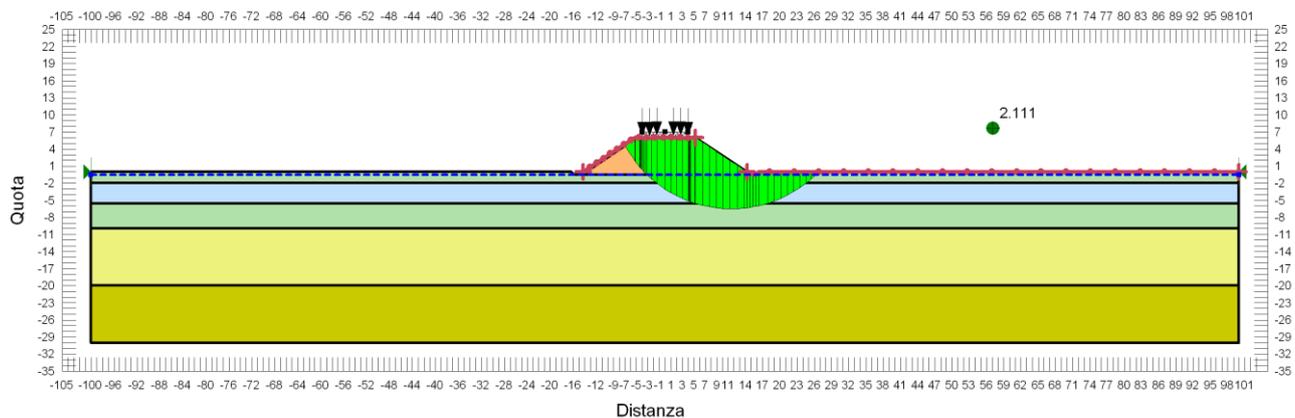


FIGURA 10-4: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA-.

11. STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO

Per la valutazione dei cedimenti si rimanda ai documenti PD_0_I01_I0000_0_GT_RB_01 e PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_03, 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
S01	H _{rilevato} ≤ 5.00 non sono previsti dreni	-	-	10gg/m	6 mesi

12. 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 1L, definita nei documenti suddetti.

13. VERIFICHE DI STABILITÀ E DI SPOSTAMENTO IN ZONA LIQUEFACIBILE

Lo svincolo S01 Rolo - Reggiolo ricade nella zona liquefacibile 1L a seguito di analisi da risposta sismica locale (potenziale di liquefazione $IL > 5$), come si evince dalla Figura 13-1 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.

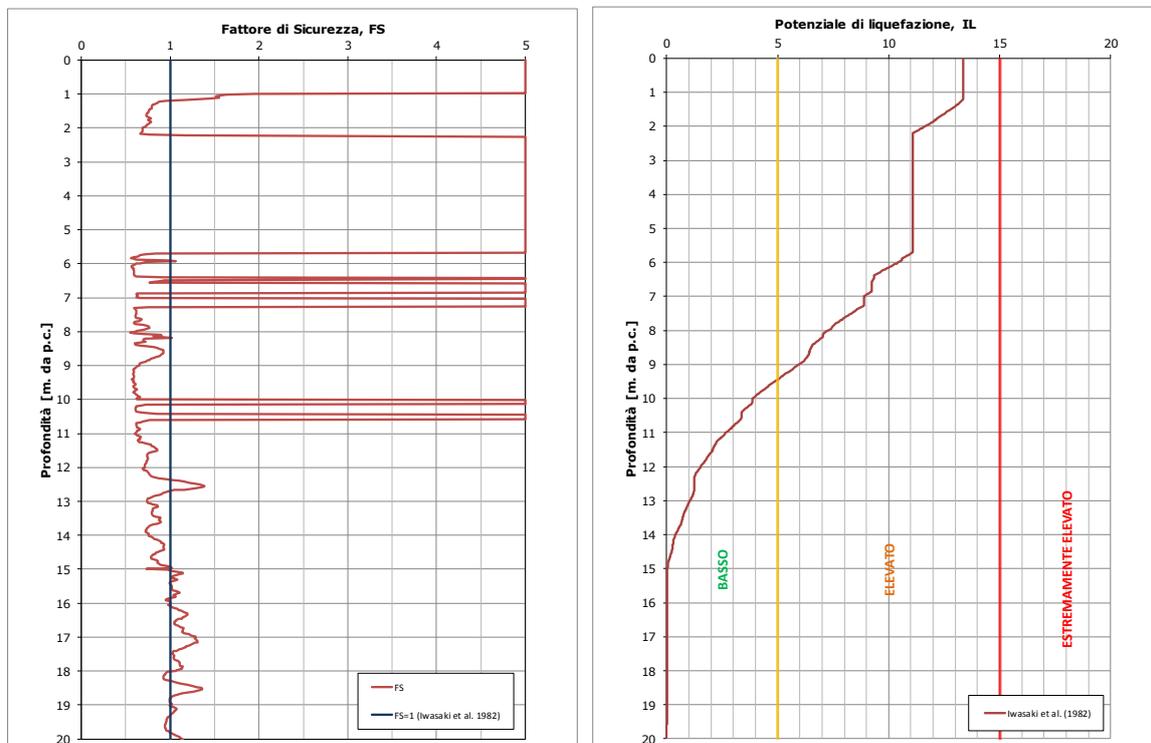


FIGURA 13-1: OUTPUT DI CALCOLO DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE RAPPRESENTATIVO PER LA Z01L (CPTU 05) CON ACCELERAZIONE DA RSL

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.

13.1. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Le stratigrafia di calcolo nella zona liquefacibile di pertinenza dello Svincolo S01 Rolo – Reggiolo è stata dedotta a partire dalla CPTU 05, che risulta essere la prova di riferimento per la zona liquefacibile 1L, 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 05, assegnando agli strati potenzialmente liquefacibili (aventi FS<1) una resistenza al taglio caratteristica in condizione di terreno liquefatto 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 1L è illustrata in Tabella 13-1.

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 in condizioni di liquefazione (S_{rm-in} e S_{rm-fin}) nelle colonne corrispondenti alla coesione non drenata.

TABELLA 13-1: STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO – ZONA LIQUEFACIBILE 01L – CPTU 05.

Z _{min} [m da p.c.]	Z _{max} [m da p.c.]	Unità	γ [kN/m³]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				c' _k [kPa]	φ' _k [°]	c _{uk-in} [kPa]	c _{uk-fin} [kPa]	c' _d [kPa]	φ' _d [°]	c _{ud-in} [kPa]	c _{ud-fin} [kPa]
0.00	1.20	2	19.0	0.0	30.00	-	-	0.0	24.79	-	-
1.20	2.20	2Liq1	19.0	-	-	10.7	10.7	-	-	7.6	7.6
2.20	5.70	1	18.8	5.0	25.00	55.0	55.0	4.0	20.46	39.3	39.3
5.70	6.50	2Liq2	19.0	-	-	9.2	9.2	-	-	6.6	6.6
6.50	7.20	1	18.8	5.0	25.00	75.0	75.0	4.0	20.46	53.6	53.6
7.20	11.30	2Liq3	19.0	-	-	14.5	14.5	-	-	10.3	10.3
11.30	14.80	3Liq1	19.0	-	-	25.3	25.3	-	-	18.1	18.1

Z _{min} [m da p.c.]	Z _{max} [m da p.c.]	Unità	γ [kN/m ³]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				c' _k [kPa]	φ' _k [°]	C _{uk-in} [kPa]	C _{uk-fin} [kPa]	c' _d [kPa]	φ' _d [°]	C _{ud-in} [kPa]	C _{ud-fin} [kPa]
14.80	19.00	4	19.0	0.0	31.00	-	-	0.0	25.67	-	-
19.00	19.50	4Liq1	19.0	-	-	27.2	27.2	-	-	19.4	19.4
19.50	22.80	4	19.0	0.0	31.00	-	-	0.0	25.67	-	-
22.80	30.00	5	19.5	0.0	33.00	-	-	0.0	27.45	-	-

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 dati si riportano nella seguente tabella i parametri geotecnici caratteristici adottati per il materiale da rilevato ipotizzato in materiale stabilizzato a calce, per il terreno vegetale adottato per il rivestimento delle scarpate e per l'eventuale materiale costituente rilevati esistenti interferenti con la viabilità principale.

TABELLA 13-2: PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO MATERIALE DA RILEVATO E TERRENO VEGETALE.

Unità	γ [kN/m ³]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici			Parametri di resistenza al taglio di progetto		
		c' _k [kPa]	φ' _k [°]	C _{uk} [kPa]	c' _d [kPa]	φ' _d [°]	C _{ud} [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 1L 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 13-3: 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 Z13bL

ZONA LIQUEFACIBILE	H _{ril max} [m]	CPTU riferimento	PGA da RSL [g]	k _h da PGA 50%	k _v da PGA 50%
01L	6.0	CPTU 05	0.301	0.04200	±0.02100

Nella seguente tabella si riassumono le principali caratteristiche del rilevato di svincolo ricadente in Z1L.

TABELLA 13-4: ALTEZZE DI RILEVATO ANALIZZATE NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE PER LA ZONA 01L

ZONA LIQUEFACIBILE	H _{ril} [m]	Nota
1L	3.00	Massima altezza di rilevato per il quale le verifiche di stabilità e cedimento in condizione di liquefazione risultano soddisfatte (zona autostazione e tratti bassi dei rami di svincolo)
	6.00	Massima altezza di rilevato di svincolo

13.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI

13.2.1. H_{ril} = 3.00 m

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti nelle combinazioni sismiche al 50% e liquefazione per i rilevati di svincolo di altezza 6.00 m che ricadono in Z1L.

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 13-5: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI H_{ril}=3.00 M.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
ALTEZZA RILEVATI	Cond. SISMA + al 50% e liquefazione	Cond. SISMA - al 50% e liquefazione
H=3.00 m	1.298	1.328

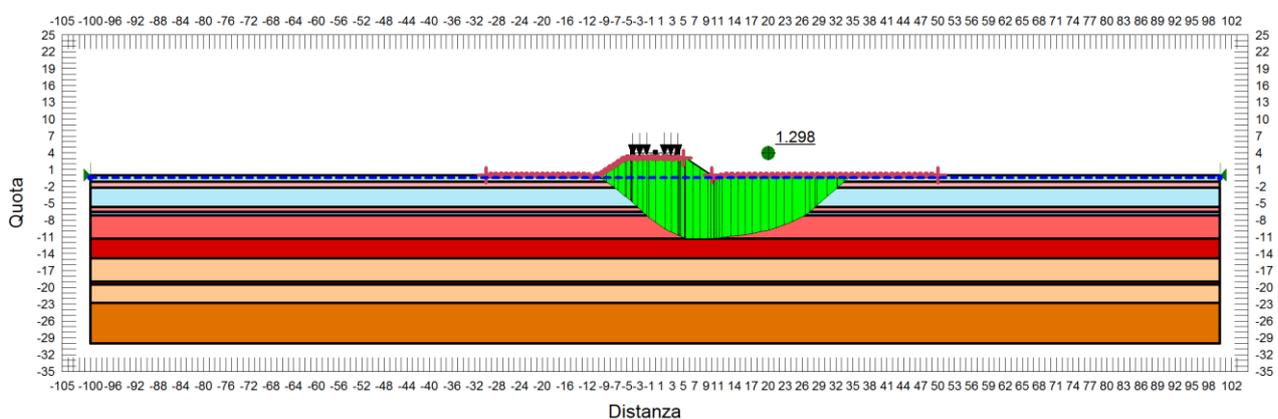


FIGURA 13-2: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=3.00 M - CONDIZIONE SISMICA + 50% E LIQUEFAZIONE.

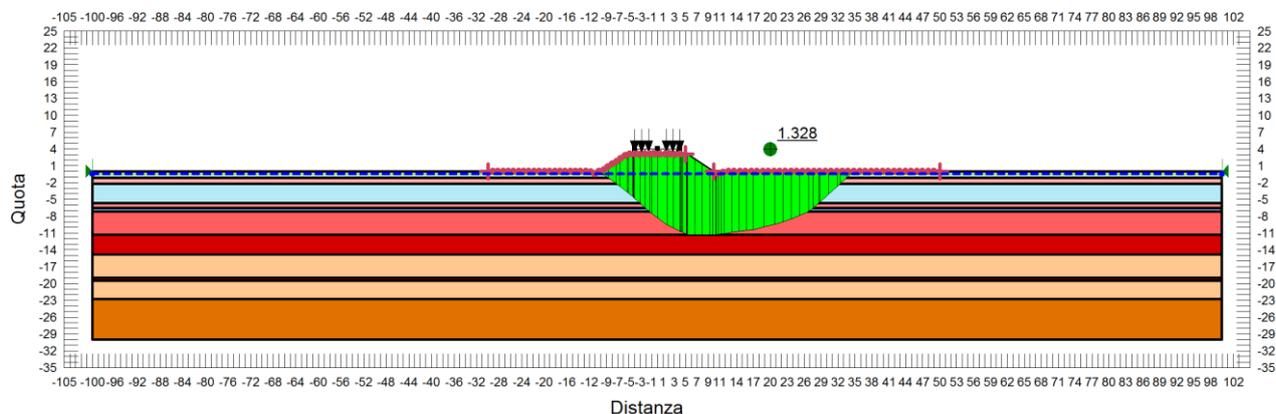


FIGURA 13-3: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=3.00 M - CONDIZIONE SISMICA - 50% E LIQUEFAZIONE.

Come visibile dalle figure precedenti le verifiche di stabilità in corrispondenza della zona liquefacibile 1L, in condizione sismica al 50% e di liquefazione, per rilevati aventi H≤3.00m sono soddisfatte senza necessità di ricorrere ad interventi di mitigazione.

13.2.2. H_{ril} = 6.00 m

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti nelle combinazioni sismiche al 50% e liquefazione per i rilevati di svincolo di altezza 6.00 m che ricadono in Z1L.

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 13-6: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI H_{RIL}=6.00 M.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Cond. SISMA + al 50% e liquefazione	Cond. SISMA - al 50% e liquefazione
H=6.00 m	0.806	0.831

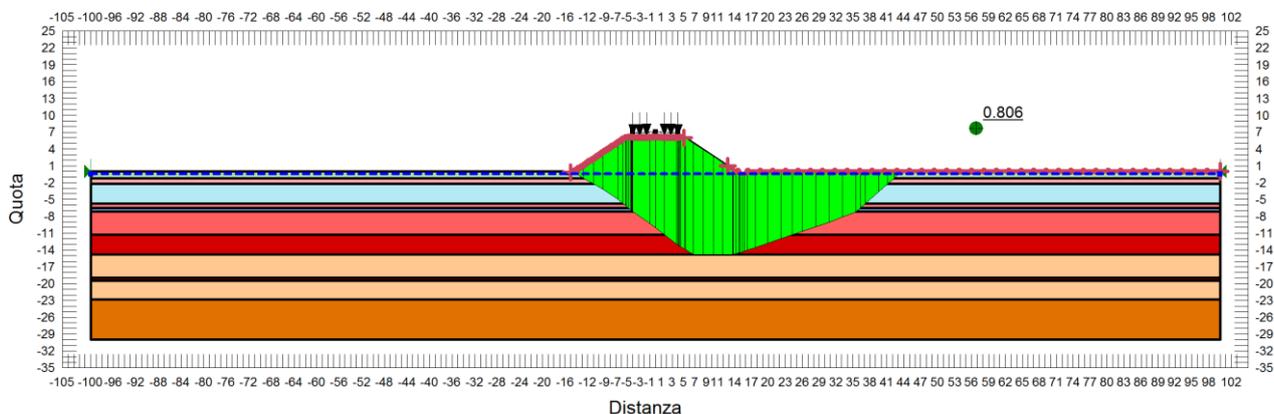


FIGURA 13-4: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 m - CONDIZIONE SISMICA + 50% E LIQUEFAZIONE.

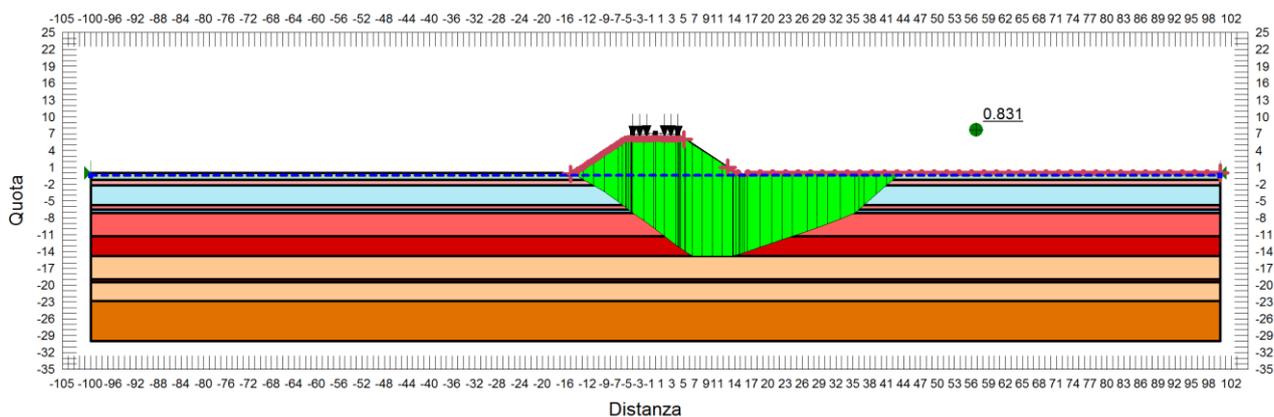


FIGURA 13-5: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 m - CONDIZIONE SISMICA - 50% E LIQUEFAZIONE.

Come visibile dalle figure precedenti le verifiche di stabilità in corrispondenza della zona liquefacibile 01L, in condizione sismica al 50% e di liquefazione, non sono soddisfatte per rilevati aventi $3.00\text{m} \leq H \leq 6.00\text{m}$, pertanto occorrerà progettare un intervento di mitigazione nei confronti della liquefazione nella zona in esame.

13.3. VERIFICHE DI SPOSTAMENTO GLOBALE DEI RILEVATI

Per i rilevati di svincolo che si trovano in zona liquefacibile 1L vengono presentate in Tabella 13-7 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 13-7 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 13.2; 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 altre grandezze che definiscono la geometria di riferimento dalla quale scaturiscono i valori limite dei cedimenti verticali e degli spostamenti orizzontali sono illustrate in Figura 13-6.

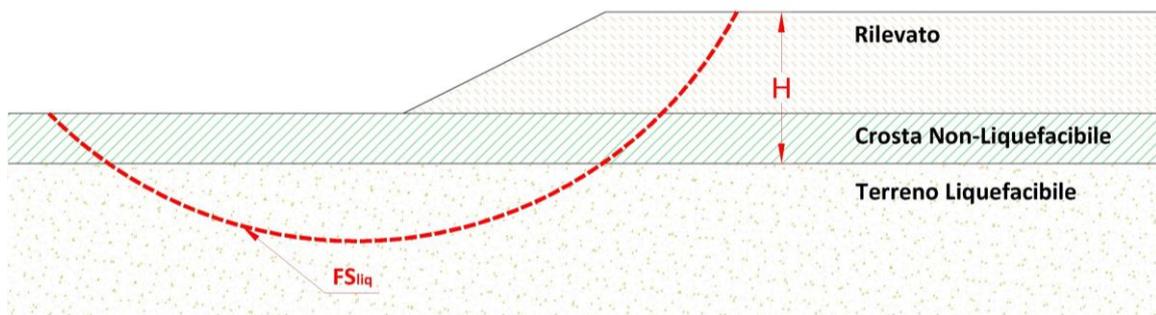


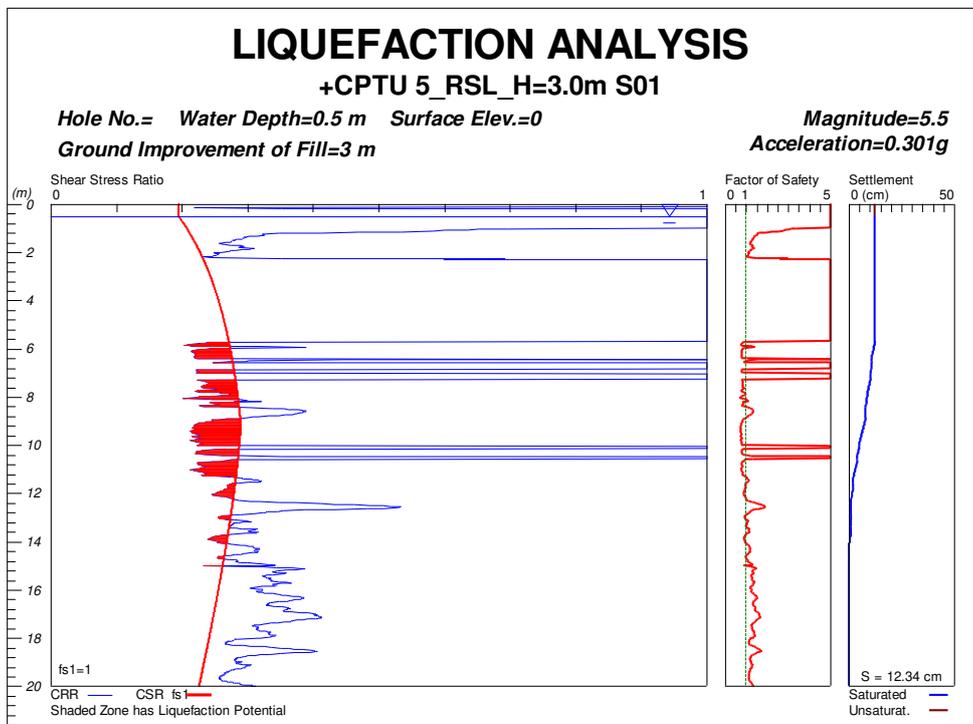
FIGURA 13-6: CRITERI DI DEFINIZIONE DI H

TABELLA 13-7: VERIFICHE DEI CEDIMENTI VERTICALI E DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI (LATERAL SPREADING) IN CONDIZIONE DI LIQUEFAZIONE (SISMA $\pm 50\%$) PER LA ZONA LIQUEFACIBILE 01L IN CORRISPONDENZA DEI RAMI DI SVINCOLO

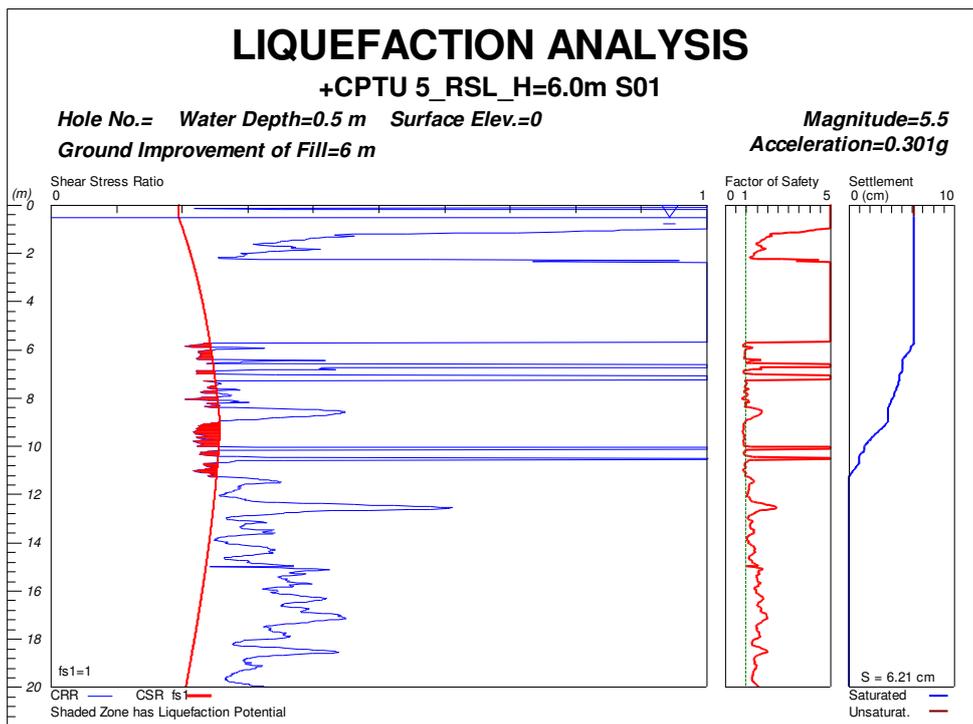
ZONA LIQUEFACIBILE	Geometria			Cedimento verticale δ_v [cm]	Cedimento verticale limite $H/20$ [cm]	Verifica Cedimenti verticali soddisfatta	Spostamento orizzontale D [cm]	Spostamento orizzontale limite $H/20$ [cm]	Verifica Spostamenti Orizzontali soddisfatta
	z [m]	h [m]	H [m]						
01L	1.2	3.0	4.2	12.3	21.0	Sì	8.2	21.0	Sì
	1.2	6.0	7.2	6.2	36.0	Sì	10.4	36.0	Sì

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 3.0 m



- Rilevato di altezza 6.0 m



14. 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 non sono soddisfatte, 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 $IL < 5$.

Nella successiva Tabella 14-1 vengono riepilogati, per la zona liquefacibile 1L, nei rami dello svincolo S01, gli interventi di mitigazione progettati e i relativi elaborati di riferimento (relazioni di calcolo ed elaborati grafici).

TABELLA 14-1: INTERVENTI DI MITIGAZIONE PREVISTI NELLA ZONA LIQUEFACIBILE

ZONA LIQUEFACIBILE	H _{rilevato} [m]	Verifica stabilità Sisma 50% ± e liquefazione soddisfatta	Verifica spostamenti soddisfatta	Intervento di mitigazione	Elaborati Riferimento (Relazione di calcolo ed elaborati grafici)
01L	3.0	Si	Si	-	-
	3.0 < H ≤ 6.0	No	Si	Colonne in ghiaia Ø600 mm i = 2.8 m L = 12.0m	7218_PD_0_S01_S0000_0_GT_PZ_01 7217_PD_0_S01_S0000_0_GT_RH_02



15. CLASSI DI ESPOSIZIONE PER OPERE DI FONDAZIONE

Si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_03.

16. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE

16.1. 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".

16.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE

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

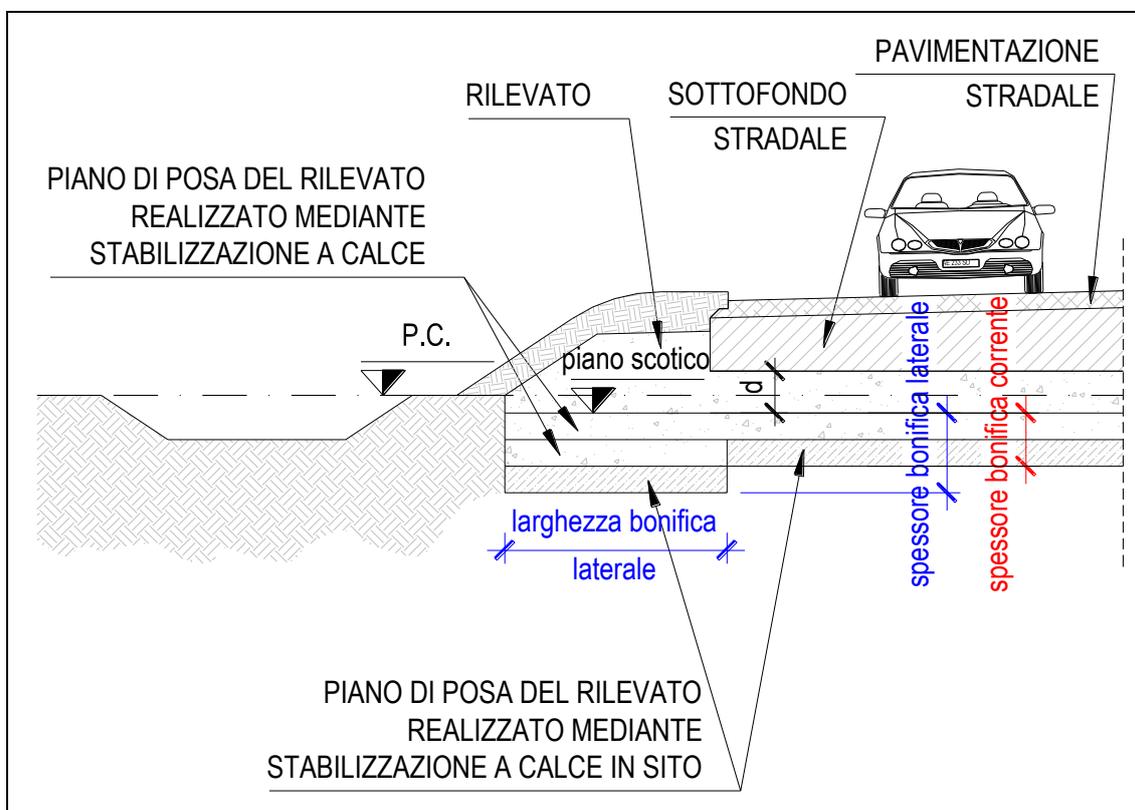


FIGURA 16-1: SCHEMA GENERALE BONIFICHE.

16.3. 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 16-1: 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

16.4. 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 2, 3 e 4 (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 16-2: TERRENO NATURALE – MODULO ELASTICO ASSUNTO NELLE ELABORAZIONI.

Altezza rilevato [m]	$E_{PLT} = E_0$ [MPa]
≤ 1	4.1
> 1	5.7

16.5. 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 16-1).

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 16-3: 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	0.7	0.7	0.0	Figura 16-2
> 1	0.3	0.6	2.5	Figura 16-3

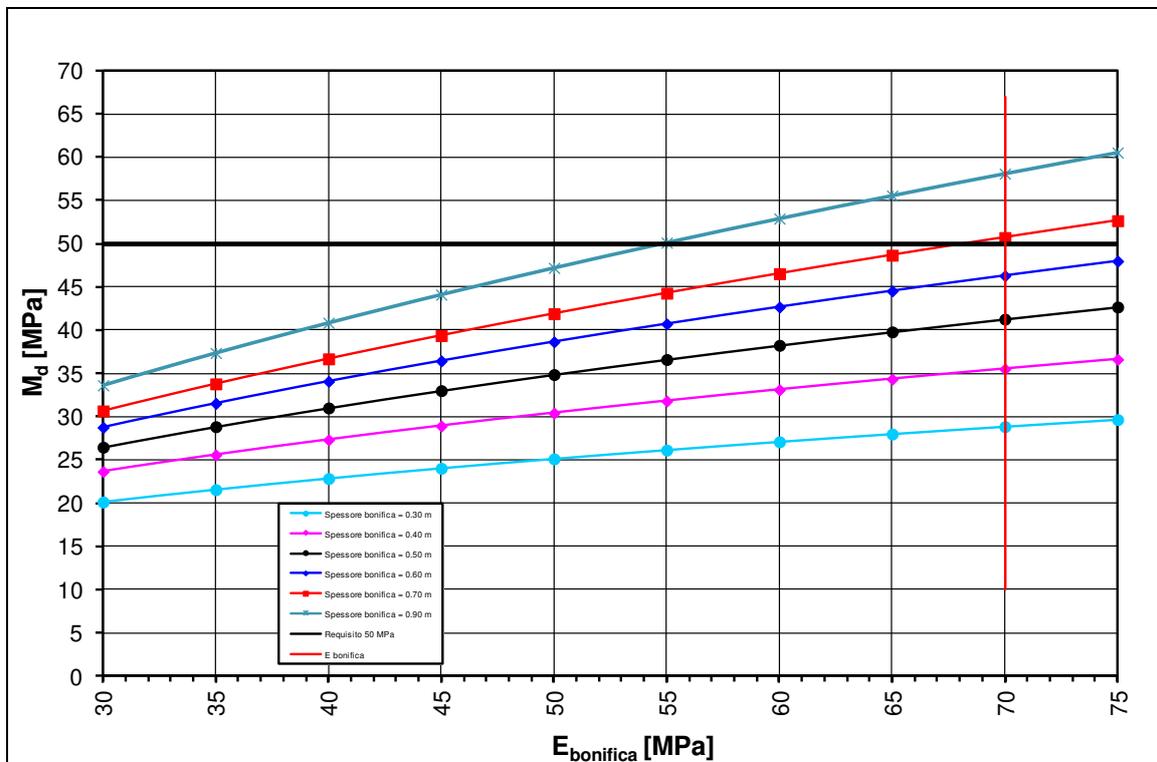


FIGURA 16-2: HRIL ≤ 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

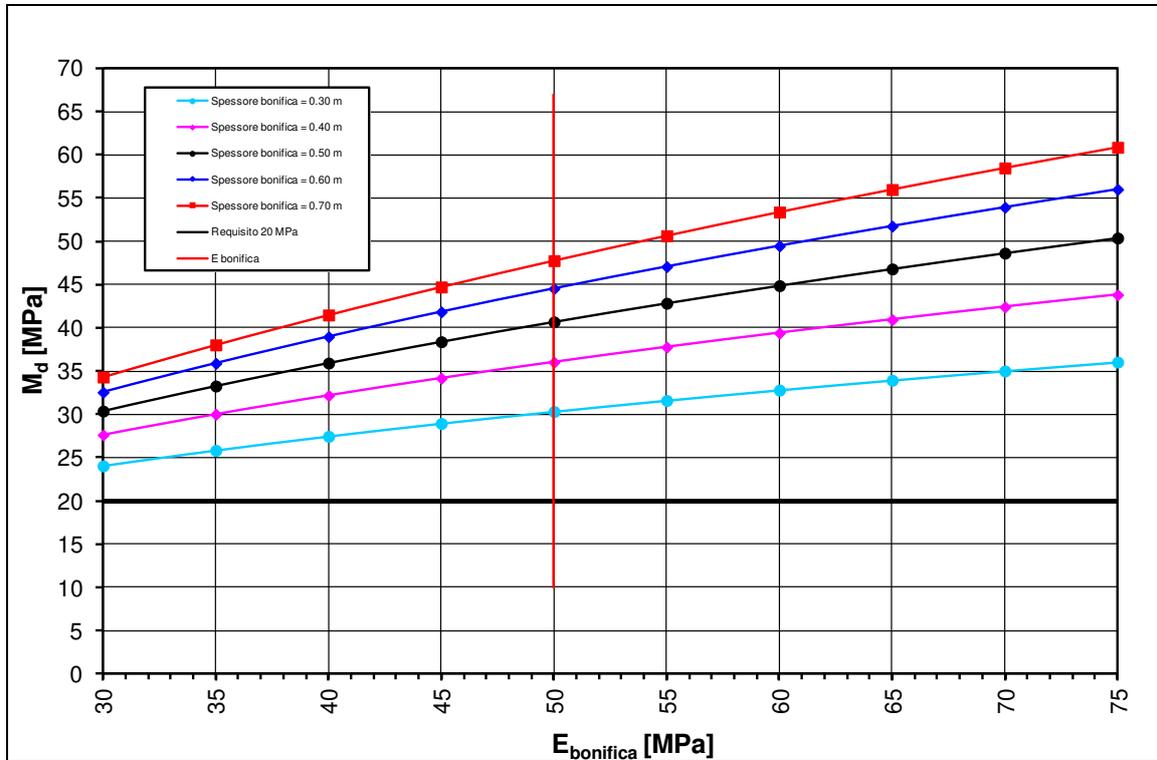


FIGURA 16-3: HRIL > 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

16.6. 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 16-4: LIVELLI PRESTAZIONALI MINIMI DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.

pk inizio [km]	pk fine [km]	% calce viva (CaO) per stabilizzazione
/	/	2.5