

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

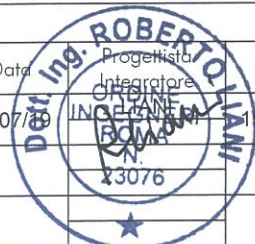
PROGETTO ESECUTIVO

RI86-RILEVATO COLL. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346
RELAZIONE GEOTECNICA

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due 29 MAG 2020 Data: _____	Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio <i>(Ing. T. Taranta)</i> Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	R B	R I 8 6 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data
A	Emissione	GUILARTE	15/07/19	AIELLO	15/07/19	15/07/19
B						
C						



CIG: 751447334A File: INOR12EE2RBRI8600001A_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA S.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB R186 00 001

Rev.
A

Foglio
2 di 54

INDICE

1.	LISTA GENERALI DEI SIMBOLI	4
2.	INTRODUZIONE	5
3.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
3.1.	INDAGINI INTEGRATIVE CAMPAGNA GEOGNOSTICA 2018-2019	6
3.2.	ELABORATI PROGETTUALI DI P.E.	6
4.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
5.	INDAGINI ESEGUITE	9
6.	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	10
7.	CONDIZIONI DELLA FALDA	10
8.	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	10
9.	PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	11
10.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI RILEVATI	14
11.	PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA	17
11.1.	DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	17
11.2.	VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO	18
11.3.	STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE	19
12.	VERIFICHE DI STABILITÀ DI CEDIMENTO E DI CAPACITÀ PORTANTE DEI RILEVATI	20
12.1.	VERIFICHE DI STABILITÀ	20
12.2.	STIMA DEI CEDIMENTI	24
12.3.	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	30
12.4.	DEFINIZIONE DEI PIANI DI POSA	31
12.5.	VALUTAZIONE DELLA PERMEABILITÀ DEL TERRENO PER IL CALCOLO DI OPERE DI SMALTIMENTO	31
13.	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL MURO DI SOSTEGNO	32
13.1.	CRITERI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	32
13.2.	VERIFICHE DI DETTAGLIO	33
14.	TOMBINI O PICCOLI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO	35
14.1.	PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	35

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 RB R186 00 001	Rev. A	Foglio 3 di 54
14.2.	CONDIZIONI DELLA FALDA.....				35
14.3.	SOLUZIONI PROGETTUALI				35
14.4.	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE				36
14.5.	STIMA DEI CEDIMENTI ATTESI E DELLE COSTANTI DI SOTTOFONDO.....				36
14.6.	CALCOLO DELLE SPINTE SUI MURI.....				44
15.	BIBLIOGRAFIA				54

1. LISTA GENERALI DEI SIMBOLI

γ	=	Peso dell'unità di volume totale
γ'	=	Peso di volume efficace del terreno
PI	=	Indice di plasticità
ϕ'	=	angolo di attrito interno
ν	=	Rapporto di Poisson
E'	=	Modulo di Young
E_u	=	Modulo non drenato
M	=	Modulo confinato
E_{ed}	=	Modulo edometrico
c_u	=	Resistenza al taglio non drenata
c'	=	Coesione in termini di tensione efficace
F_s	=	Fattore di sicurezza
σ'_p	=	Tensione di preconsolidazione
q_u	=	Capacità portante ammissibile
z	=	Profondità del piano campagna
K_0	=	Coefficiente di spinta a riposo
K_a	=	Coefficiente di spinta attiva
OCR	=	Grado di sovra consolidazione (GSC)
N_{spt}	=	Numero di colpi/30cm (Standard Penetration Test)
CPT	=	Prova penetrometrica statica
CPTU	=	Prova penetrometrica statica con piezocono
q_c	=	Resistenza di punta del penetrometro statico

2. INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica ha per oggetto il rilevato denominato RI86, compreso tra la pk 109+134.000 e la pk 110+543.346 della Linea AV/AC in affiancamento alla linea storica.

L'opera ricade nel comune di Calcinato (BS).

Nel presente documento vengono analizzate le problematiche connesse con:

- la stabilità globale del rilevato
- la capacità portante del rilevato
- i cedimenti del rilevato indotti dalla costruzione ed il loro eventuale decorso nel tempo (se significativo ai fini progettuali)
- la capacità portante del muro di sostegno
- il richiamo a criteri per il calcolo di opere minori comprese nella WBS in esame

Nella tratta in esame sono previsti rilevati con sezione avente le seguenti caratteristiche geometriche:

- larghezza in sommità circa 13 m;
- pendenza delle scarpate 2 (verticale): 3 (orizzontale);
- altezza massima H_{max} circa 4 m.

Per i dettagli geometrici si rimanda al profilo ed alle sezioni riportate negli elaborati grafici citati tra i riferimenti.

3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

3.1. Indagini integrative campagna geognostica 2018-2019

CODICE											DESCRIZIONE
INOR	11	E	E2	P	5	GE	00	0	0	001	PLANIMETRIA UBICAZIONI INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE 2018-DA KM 105+700 A KM 111+200
INOR	11	E	E2	P	5	GE	00	0	0	002	PLANIMETRIA UBICAZIONI INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE 2018-DA KM 111+200 A KM 115+960
INOR	11	E	E2	R	O	GE	00	0	0	001	INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE 2018-RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

3.2. Elaborati progettuali di P.E.

CODICE											DESCRIZIONE
INOR	12	E	E2	R	O	RI	86	0	0	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - RELAZIONE TECNICA GENERALE
INOR	12	E	E2	R	O	RI	86	0	0	002	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - RELAZIONE DI CONFRONTO P.D./P.E.
INOR	12	E	E2	R	B	RI	86	0	0	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - RELAZIONE GEOTECNICA
INOR	12	E	E2	F	6	RI	86	0	0	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PROFILO GEOTECNICO
INOR	12	E	E2	P	7	RI	86	0	0	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PLANIMETRIA STATO DI FATTO - TAVOLA 1
INOR	12	E	E2	P	7	RI	86	0	0	002	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PLANIMETRIA STATO DI FATTO - TAVOLA 2
INOR	12	E	E2	P	8	RI	86	0	0	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PLANIMETRIA DI PROGETTO - TAVOLA 1
INOR	12	E	E2	P	8	RI	86	0	0	002	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PLANIMETRIA DI PROGETTO - TAVOLA 2
INOR	12	E	E2	P	8	RI	86	0	0	003	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PLANIMETRIA DI PROGETTO - TAVOLA 3
INOR	12	E	E2	P	8	RI	86	0	4	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PLANIMETRIA IDRAULICA - TAVOLA 1
INOR	12	E	E2	P	8	RI	86	0	4	002	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PLANIMETRIA IDRAULICA - TAVOLA 2
INOR	12	E	E2	P	8	RI	86	0	4	003	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PLANIMETRIA IDRAULICA - TAVOLA 3
INOR	12	E	E2	F	7	RI	86	0	0	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PROFILO LONGITUDINALE - TAVOLA 1
INOR	12	E	E2	F	7	RI	86	0	0	002	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PROFILO LONGITUDINALE - TAVOLA 2
INOR	12	E	E2	R	I	RI	86	0	4	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - RELAZIONE IDRAULICA
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 1
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	002	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 2

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 RB RI86 00 001Rev.
AFoglio
7 di 54

INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	003	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 3
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	004	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 4
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	005	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 5
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	006	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 6
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	007	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 7
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	008	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 8
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	009	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 9
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	010	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 10
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	0	011	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 11
INOR	12	E	E2	P	7	RI	86	0	5	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PISTA DI SERVIZIO A.I. - PLANIMETRIA DI PROGETTO, TRACCIAMENTO E PROFILO LONGITUDINALE
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	5	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PISTA DI SERVIZIO A.I. - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 1
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	5	002	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PISTA DI SERVIZIO A.I. - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 2
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	5	003	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PISTA DI SERVIZIO A.I. - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 3
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	5	004	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PISTA DI SERVIZIO A.I. - SEZIONI TRASVERSALI - TAVOLA 4
INOR	12	E	E2	B	B	RI	86	0	5	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - PISTA DI SERVIZIO A.I. - ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI
INOR	12	E	E2	P	Z	RI	86	0	5	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - DEVIAZIONE STRADA LOCALE IN39Q13 - PLANIMETRIA DI PROGETTO, TRACCIAMENTO E PROFILO LONGITUDINALE
INOR	12	E	E2	W	9	RI	86	0	5	005	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - DEVIAZIONE STRADA LOCALE IN39Q13 - SEZIONI TRASVERSALI
INOR	12	E	E2	B	B	RI	86	0	4	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10361 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 109+333,00 - CARPENTERIA
INOR	12	E	E2	B	Z	RI	86	0	4	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10361 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 109+333,00 - ARMATURA
INOR	12	E	E2	P	Z	RI	86	0	4	001	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10361-IN10340 - TOMBINI 2.00X2.00m - PK 109+333,00 E 109+435,00 - PLANIMETRIA DI SISTEMAZIONE IDRAULICA
INOR	12	E	E2	B	B	RI	86	0	4	002	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10340 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 109+435,00 - CARPENTERIA
INOR	12	E	E2	B	Z	RI	86	0	4	002	RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10340 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 109+435,00 - ARMATURA

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 RB R186 00 001Rev.
AFoglio
8 di 54

INOR	12	E	E2	B	B	RI	86	0	4	003	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10362 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 109+975,00 - CARPENTERIA
INOR	12	E	E2	B	Z	RI	86	0	4	003	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10362 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 109+975,00 - ARMATURA
INOR	12	E	E2	P	Z	RI	86	0	4	002	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10362 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 109+975,00 - PLANIMETRIA DI SISTEMAZIONE IDRAULICA
INOR	12	E	E2	B	B	RI	86	0	4	004	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10360 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 110+357,00 - CARPENTERIA
INOR	12	E	E2	B	Z	RI	86	0	4	004	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10360 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 110+357,00 - ARMATURA
INOR	12	E	E2	P	Z	RI	86	0	4	003	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN10360 - TOMBINO 2.00X2.00m - PK 110+357,00 - PLANIMETRIA DI SISTEMAZIONE IDRAULICA
INOR	12	E	E2	C	L	RI	86	0	4	001	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - TOMBINI 2.00x2.00 - RELAZIONE DI CALCOLO
INOR	12	E	E2	C	L	RI	86	0	4	002	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - TOMBINI 2.00x2.00 - ALLEGATO ALLA RELAZIONE DI CALCOLO - TABULATI DI CALCOLO
INOR	12	E	E2	B	A	RI	86	0	2	001	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN50Q09 - MURO DI SOSTEGNO IN SX - CARPENTERIA - PIANTE E SEZ. LONGITUDINALE
INOR	12	E	E2	B	B	RI	86	0	2	001	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN50Q09 - MURO DI SOSTEGNO IN SX - CARPENTERIA - SEZIONI TRASVERSALI
INOR	12	E	E2	B	Z	RI	86	0	2	001	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN50Q09 - MURO DI SOSTEGNO IN SX - SEZIONE TIPO E PARTICOLARI COSTRUTTIVI
INOR	12	E	E2	C	L	RI	86	0	2	001	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN50Q09 - MURO DI SOSTEGNO IN SX - RELAZIONE DI CALCOLO
INOR	12	E	E2	B	B	RI	86	0	2	002	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN50Q09 - MURO DI SOSTEGNO IN SX - ARMATURA - TAV. 1
INOR	12	E	E2	B	B	RI	86	0	2	003	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - IN50Q09 - MURO DI SOSTEGNO IN SX - ARMATURA - TAV. 2
INOR	12	E	E2	4	T	RI	86	0	0	001	R186 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - TABELLA MATERIALI

4. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- UNI EN 1998-5:2005 (Eurocodice 8): “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

5. **INDAGINI ESEGUITE**

I sondaggi e i pozzetti ubicati nei pressi dell’opera in esame e presi in considerazione per la caratterizzazione geotecnica del sito sono riportati nella Tabella 5-1.

Si sono considerate tutte le campagne geognostiche disponibili dal 1992:

- AS---- → Campagna di indagine CEPAVDue 1992-1994
- XA202---- → Campagna di indagine Italferr 2001-2002
- - S-- → Campagna di indagine Italferr 2001-2002
- -SN--- → Campagna di indagine CEPAVDue 2004
- -PZ--- → Campagna di indagine CEPAVDue 2004
- WBS_ --- → Campagna di indagine CEPAVDue 2018

Nel corso dei sondaggi sono state effettuate prove penetrometriche SPT, prelevati campioni rimaneggiati e condotta una prova Cross-Hole.

Nella recente campagna di indagine 2018, ai fini della caratterizzazione sismica del terreno, sono state inoltre condotte indagini geofisiche con la tecnica MASW.

Tabella 5-1

Sondaggio, pozzetto
3SS056
3SS057 (**)
3SN055
3PZ036

Sondaggio, pozzetto
XA202RI122
XA202RI123
3SS051
RI86_001_2018

Sondaggio, pozzetto
RI86_002_2018
RI86_MASW_001_2018
3SN052 (*)

(*) sondaggio non presente nel profilo stratigrafico in quanto esterni all’area di intervento ma considerato solo ai fini della definizione della quota di falda

(**) prova CH

Per l’ubicazione dei sondaggi si faccia riferimento al profilo geotecnico citato tra i riferimenti.

6. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

Le stratigrafie dei sondaggi presi in considerazione mostrano, per gli orizzonti d'interesse ai fini della costruzione dell'opera in oggetto, una prevalenza di ghiaia e sabbia in diverse frazioni percentuali con presenza locale di componente limosa, con particolare riferimento allo strato superficiale.

Lo spessore dello strato vegetale superficiale è mediamente dell'ordine di circa 0.5÷1 m di profondità da p.c..

7. CONDIZIONI DELLA FALDA

Dai dati relativi alle quote della falda, il livello massimo è stato rilevato a quota +110.07 m s.l.m.m., facendo conservativamente riferimento al piezometro 3SN052, esterno al tratto in esame e pertanto non riportato sul profilo geotecnico.

La quota minima del p.c. è dell'ordine di circa 131 m s.l.m.m.; pertanto la falda è da ritenersi non interferente con il rilevato in oggetto, sia in fase di costruzione che in esercizio.

Per ulteriori dettagli si rimanda al profilo stratigrafico citato tra i riferimenti.

8. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Sulla base della descrizione stratigrafica riportata nel Capitolo 6 si assume la stratigrafia di progetto riportata nella Tabella 8-1.

Tabella 8-1

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	NSPT (colpi/30cm)
1	0.0	~0.5÷1	Terreno vegetale/agrario	-
2	~0.5÷1	40	Ghiaia / Sabbia con locale presenza di frazioni limose	>60

La stratigrafia è rappresentata nel profilo geotecnico citato tra i riferimenti.

9. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Risultando i terreni in esame prevalentemente a grana grossa le caratteristiche geotecniche dei terreni sono valutate sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT e delle analisi granulometriche effettuate sui campioni.

Per la valutazione della velocità delle onde di taglio si è inoltre fatto riferimento alle prove MASW (2018) e CH.

I parametri geotecnici caratteristici da introdurre nelle analisi di dimensionamento e verifica, secondo quanto riportato nei documenti relativi ai criteri di calcolo delle varie opere, sono riassunti nella Tabella 9-1.

Tabella 9-1

Parametri	Strato 2
γ (kN/m ³)	19.0
$e_{\max} - e_{\min}$	-
D_r (%)	>60
ϕ_p (°) ⁽¹⁾	37
$\phi_{\text{operativo}}$ (°) ⁽²⁾	36
ϕ_{cv} (°) ⁽³⁾	35
K_o	0.5
GSC	>1 in superficie
V_s (m/s) ⁽⁴⁾	250÷700
G_0 (kPa) ⁽⁵⁾	200'000÷600'000 interpolabile da un'espressione del tipo: $350'000 \cdot (p'/100)^{0.8}$ con p' = pressione litostatica efficace media

Simbologia:

γ = Peso di volume;

D_r = Densità relativa;

ϕ_p = Angolo di attrito di picco;

$\phi_{\text{operativo}}$ = Angolo di attrito operativo;

ϕ_{cv} = Angolo di attrito a volume costante;

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 RB R186 00 001Rev.
AFoglio
12 di 54

k_o = Coefficiente di spinta del terreno a riposo;

GSC = Grado di sovraconsolidazione meccanico;

v_s = Velocità delle onde S;

G_0 = Modulo di taglio a piccole deformazioni.

Note:

- (1) = Parametro significativo solo per la caratterizzazione del terreno
- (2) = Per la valutazione delle spinte delle terre sulle opere di sostegno e per le verifiche di stabilità globale
- (3) = Per le verifiche allo scorrimento e di capacità portante
- (4) = La velocità delle onde S è determinata in base ai risultati delle prove MASW e CH; per lo strato superficiale è stato assunto un valore tipico per terreni analoghi ponendosi comunque dal lato della sicurezza
- (5) = In prima approssimazione, i moduli elastici operativi da utilizzare nel calcolo delle opere con metodi lineari, che ricorrono alla teoria dell'elasticità, sono:
 - $G = 1/10 \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_o \rightarrow$ rilevati
 - $G = (1/5 \div 1/3) \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_o \rightarrow$ fondazioni dirette e opere di sostegno
 - $G = 1/3 \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_o \rightarrow$ nella valutazione dei cedimenti verticali dello scatolare (con approfondimento maggiore a 3÷4m) tenendo conto del fatto che le fondazioni del manufatto di attraversamento lavoreranno in regime di ricarico.

Nella determinazione di parametri sopra riportati, si è operato come segue:

Orizzonti granulari

D_r è stimata da N_{SPT} , secondo quanto suggerito da Cubrinowski &, Ishihara K. (1999):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_1 \cdot (e_{max} - e_{min})^{1.7}}{9}} \quad \text{con} \quad N_1 = N_{SPT} \sqrt{\frac{98 \text{ kPa}}{\sigma'_v}} \times \left(\frac{60\%}{78\%} \right) \quad \text{e con } (e_{max} - e_{min}) \text{ stimato dalla}$$

seguinte Figura 9-1, sempre tratta dal citato riferimento.

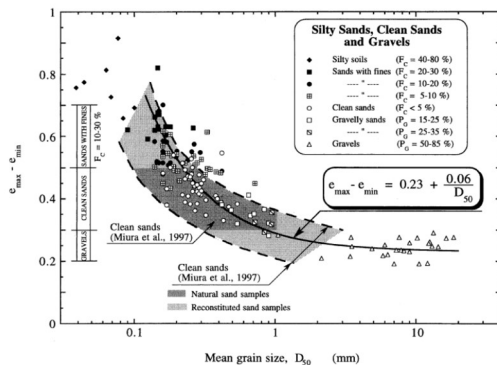


Table 2. Typical values of the void ratio range for silty sands, clean sands and gravels

Soil type	F_c (%)	P_G (%)	$e_{max} - e_{min}$
Silty soils	40-80	<5	>0.70
Silty sands	20-30	<5	0.60-0.70
"	10-20	<5	0.50-0.60
"	5-10	<5	0.45-0.55
Clean sands	<5	<5	0.30-0.50
Gravelly sands	<10	15-35	0.30-0.40
Gravels	<5	50-85	0.20-0.30

Fines: $D < 0.075$ mm; Gravel: $D \geq 2.0$ mm.

Figura 9-1

L'angolo d'attrito di picco è quindi valutato, in accordo con Bolton (1986), come

$$\phi_p = \phi_{cv} + \Delta\phi$$

Con $\Delta\phi$ valutato dalla Figura 9-2.

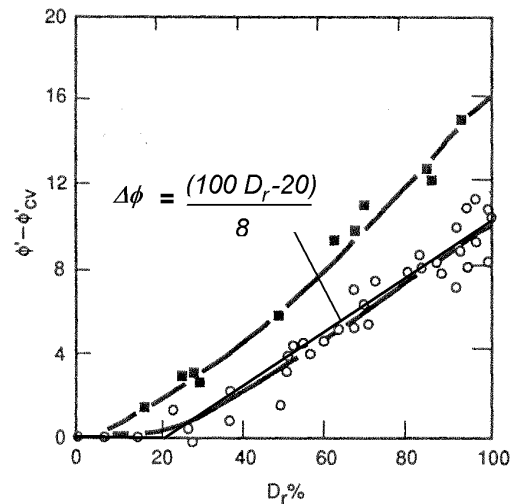


Figura 9-2: modificata da Fleming et al (1992)

Avvertenza:

In accordo con quanto richiesto dalla Normativa Italiana agli SLU, tutti i valori dei parametri di resistenza sopra indicati sono da intendersi come valori caratteristici. Pertanto, ai fini delle verifiche nei confronti degli stati limite di collasso di volta in volta rilevanti (EQU, STRU, GEO HYDR), a tali valori caratteristici vanno applicati gli opportuni fattori di sicurezza parziali da selezionare a seconda della combinazione (approccio di progetto) selezionato. Ad esempio, ove si consideri la verifica a capacità portante (GEO) si dovrà di regola considerare la combinazione A2+M2+R2: nel caso in cui si caratterizzi la resistenza tramite l'angolo d'attrito, il valore di progetto (design) di questo parametro dovrà essere determinato applicando un coefficiente di sicurezza parziale 1.25 sulla tangente dell'angolo d'attrito caratteristico: ossia

$$\phi_d' = \arctan (\tan (\phi_k') / 1.25)$$

10. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI RILEVATI

I materiali previsti per la realizzazione dei rilevati (terre qualificate con frazione a prevalenza ghiaiosa e frazione fine ridotta per le categorie UNI 10006), presentano un peso di volume nelle condizioni sciolte, ossia in fase di scavo e trasporto, dell'ordine di 15-16 kN/m³ cui corrisponde un indice dei vuoti e_{max} dell'ordine di 0.70 (porosità dell'ordine del 40%). Inoltre, grazie a una fortissima compattazione, nello strato più addensato possibile, possono aversi densità dell'ordine di 20-21 kN/m³ cui corrisponde un valore di indice dei vuoti $e_{min} = 0.35$ circa. Pertanto, per un terreno come quello che si prevede di impiegare, si potrà assumere, mediamente un valore $e_{max} - e_{min}$ dell'ordine di 0.35 (in accordo con i dati di letteratura per terre di tale composizione).

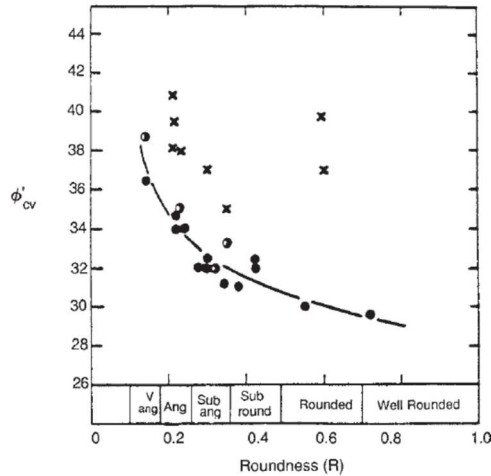
È possibile quindi calcolare il peso specifico al variare dell'indice dei vuoti (o della porosità) e, grazie al rapporto $e_{max} - e_{min}$ assunto cautelativamente pari a 0.40, stimare la densità relativa caratteristica.

Gs	2.65		
$e_{max} - e_{min}$	0.4		
<u>e</u>	<u>n</u>	<u>γ_d [kN/m³]</u>	<u>Dr (ID)</u>
0.70	0.41	15.59	0%
0.65	0.39	16.06	13%
0.60	0.38	16.56	25%
0.55	0.35	17.10	38%
0.50	0.33	17.67	50%
0.45	0.31	18.28	63%
0.40	0.29	18.93	75%
0.35	0.26	19.63	88%
0.30	0.23	20.38	100%

Si osserva che se si ottiene, per compattazione un peso specifico dell'ordine di 18.5, 20 kN/m³, è possibile assumere valori di Dr compresi tra il 70% e il 100%. Esperienze fatte da CepavDue sulla Treviglio Brescia confermano valori del genere.

Nota la densità relativa Dr, è possibile stimare l'angolo d'attrito caratteristico di picco (in condizioni di stato piano delle deformazioni), partendo da un'assunzione ragionevole per l'angolo di attrito allo stato critico basandosi sulla classica proposta di Bolton (1986).

Il valore di ϕ'_{crit} (o ϕ'_{cv}) può essere assunto pari a 32°, per materiali che usualmente verranno impiegati allo scopo (vedi Figura 10-1). Si noti che tale parametro dipende dalla composizione granulometrica, mineralogia e forma dei grani e può essere determinato tramite prove di laboratorio.



Name	d_{50} (mm)	d_{10} (mm)	e_{min}	e_{max}	ϕ'_{crit}	Reference
Brasted river	0.29	0.12	0.47	0.79	32.6	Cornforth (1964, 1973)
Limassol marine	0.11	0.003	0.57	1.18	34.4	Cornforth (1973)
Mersey river	≈ 0.2	≈ 0.1	0.49	0.82	32.0	Rowe (1969)
Monterey no. 20	≈ 0.3	≈ 0.15	0.57	0.78	36.9	Rowe & Barden (1964)
Monterey no. 0	≈ 0.5	≈ 0.3	0.57	0.86	37.0	Marachi, Chan, Seed & Duncan (1969)
Ham river	0.25	0.16	0.59	0.92	33.0	Lade & Duncan (1973)
Leighton Buzzard 14/25	0.85	0.65	0.49	0.79	35.0	Bishop & Green (1965)
Welland river	0.14	0.10	0.62	0.94	35.0	Stroud (1971)
Chattahoochee river	0.47	0.21	0.61	1.10	32.5	Barden <i>et al.</i> (1969)
Mol	0.21	0.14	0.56	0.89	32.5	Vesic & Clough (1968)
Berlin	0.25	0.11	0.46	0.75	33.0	Ladanyi (1960)
Guinea marine	0.41	0.16	0.52	0.90	33.0	De Beer (1965)
Portland river	0.36	0.23	0.63	1.10	36.1	Cornforth (1973)
Glacial outwash sand	0.9	0.15	0.41	0.84	37.0	Hirschfeld & Poulos (1964)
Karlsruhe medium sand	0.38	0.20	0.54	0.82	34.0	Hettler (1981)
Sacramento river	0.22	0.15	0.61	1.03	33.3	Lee & Seed (1967)
Ottawa sand	0.76	0.65	0.49	≈ 0.8	30.0	Lee & Seed (1967)

Figura 10-1 : valori indicativi di ϕ'_{cv} , Youd (1972) (sinistra), Bolton (1986) (destra)

L'effetto della densità che incrementa la resistenza grazie alla dilatanza viene introdotto attraverso un incremento dell'angolo d'attrito (rispetto al valore critico), secondo l'espressione

$$\phi'_{max} - \phi'_{crit} = 0.8\psi_{max} = 5I_R^{\circ}$$

dove I_R è dato dalla seguente espressione, funzione della densità relativa (chiamata I_D ed espressa non in valori percentuali) e della componente isotropa del tensore degli sforzi efficaci p' espressa in kPa.

$$I_R = I_D(10 - \ln p') - 1$$

Si noti che al crescere di p' l'effetto della dilatanza sulla resistenza complessiva decresce. Assumendo nel caso in esame un valore di p' pari a circa 200 kPa, si può avere una stima ragionata degli angoli d'attrito attesi, al variare della compattazione.

e	n	γ_d [kN/m ³]	Dr (I_D)	IR	$\phi'_{max} - \phi'_{crit}$ (Plane strain)	ϕ'_{max}
0.70	0.41	15.59	0%	0.00	0.00	32.00
0.65	0.39	16.06	13%	0.46	2.31	34.31
0.60	0.38	16.56	25%	0.93	4.63	36.63
0.55	0.35	17.10	38%	1.39	6.94	38.94
0.50	0.33	17.67	50%	1.85	9.25	41.25
0.45	0.31	18.28	63%	2.31	11.57	43.57
0.40	0.29	18.93	75%	2.78	13.88	45.88
0.35	0.26	19.63	88%	3.24	16.19	48.19
0.30	0.23	20.38	100%	3.70	18.51	50.51
0.25	0.20	21.20	113%	4.16	20.82	52.82

Con valori di peso specifico superiori a 18 kN/m^2 abbiamo angoli d'attrito di picco compresi tra 46 e 52° . Ai fini di una stima cautelativa dell'angolo d'attrito caratteristico, possiamo quindi ipotizzare un valore medio lungo l'ipotetica linea di rottura compreso tra 43 e 47° . Pertanto, ai materiali di rilevato verranno assegnati i seguenti valori dei parametri geotecnici di calcolo.

Materiali appartenenti ai gruppi A1, A2:

- $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume del materiale compattato
- $\phi' = 43^\circ$ = angolo di attrito “di calcolo” convenzionalmente adottato per le verifiche di stabilità globale del materiale compattato
- $\phi' = 40^\circ$ = angolo di attrito “di calcolo” convenzionalmente adottato per la determinazione delle spinte a tergo delle spalle dei viadotti
- $\phi' = 35^\circ$ = angolo di attrito “di calcolo” convenzionalmente adottato per la determinazione delle spinte a tergo dei muri di sostegno e sottoscarpa
- $E' = 40 \text{ MPa}$ = modulo di Young del materiale compattato
- $\nu' = 0.2$ = rapporto di Poisson del materiale compattato

Resta inteso che, in sede costruttiva, sarà necessario qualificare i materiali che intende impiegare, al fine di dimostrare che le loro caratteristiche corrispondano a quanto previsto nei calcoli.

11. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA

11.1. DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni. La classe d'uso assunta è la III.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i parametri che caratterizzano il sisma.

Comune di Calcinato (BS)		
a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;	0.230 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	2.476
T^*_c	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.281 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica Cat B	1.173
S_T	coefficiente di amplificazione topografica	1.000

Per la definizione della categoria di sottosuolo si è fatto particolare riferimento ai risultati ottenuti dalle indagini geofisiche MASW condotte nel 2018, dalle quali si evince un valore di $V_{s,30}$ mediamente pari a 668 m/s (RI86_MASW_001_2018), corrispondente alla **categoria B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s", come definito nella normativa NTC2008. Tale categoria è confermata dai risultati della prova C-H.

L'accelerazione massima risulta quindi: $a_{max}(SLV) = 1.173 \times 0.230g = 0.270 g$

11.2. VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO

Al fine della valutazione della stabilità del sito in condizioni sismiche, oltre alla massima accelerazione, occorre stimare la Magnitudo attesa.

A questo proposito, è possibile riferirsi ai dati predisposti dall'INGV, (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) che costituiscono la base sulla quale sono state definite i livelli di sismicità recepiti dalla legge.

A questo riguardo, per il sito in esame (Figura 11-1) nella Figura 11-2 sono rappresentati in forma grafica i contributi specifici di Magnitudo-distanza alla pericolosità sismica con $T_R = 2475$ anni.

Poiché tale periodo di ritorno è maggiore di quello associato allo stato limite considerato nel progetto (SLV, $T_R=1424$ anni) i valori di Magnitudo qui indicati sono coerenti con i valori di a_{max} .

Prevalgono contributi di terremoti caratterizzati da Magnitudo comprese tra 4.5 e 5.0, valori che possono essere adottati nelle verifiche di stabilità del sito.

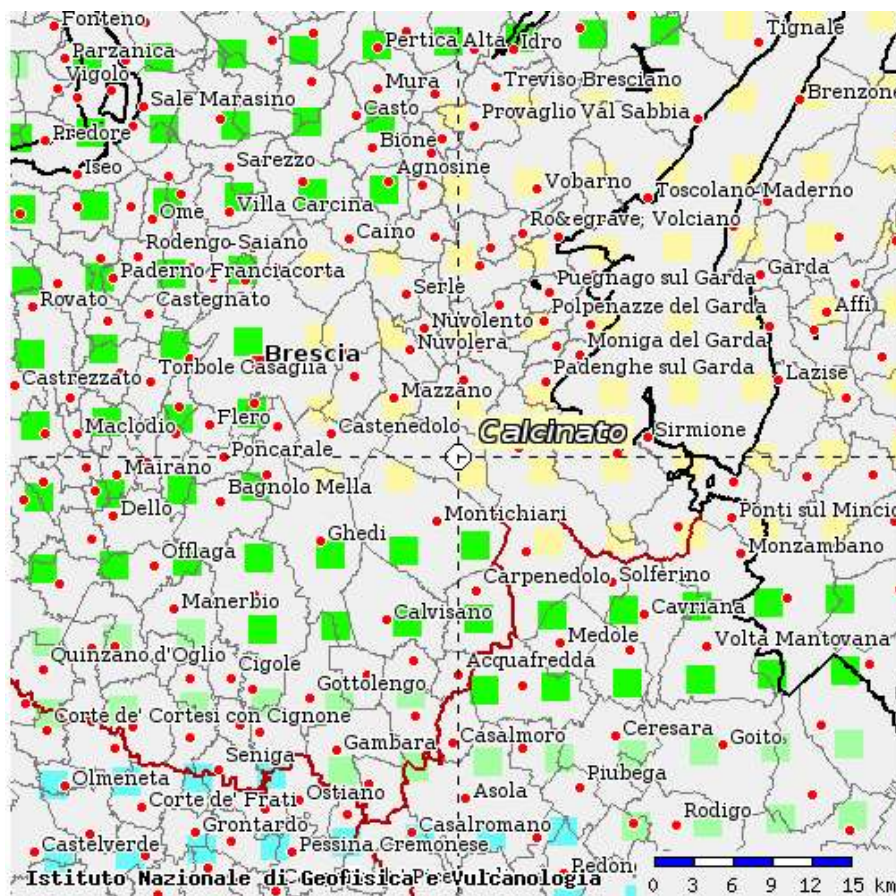


Figura 11-1: estratto mappa sismica INGV (Comune di Calcinato)

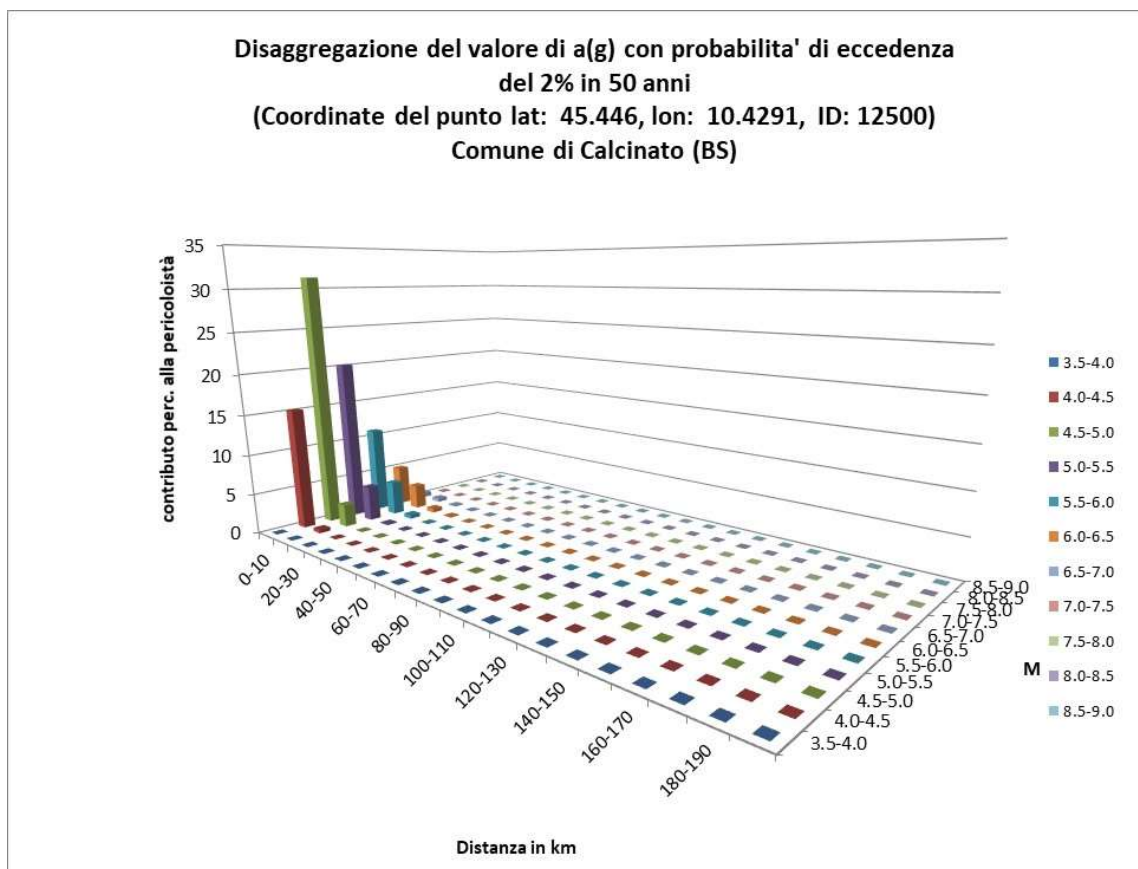


Figura 11-2: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica (Comune di Calcinato)

11.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

Le misurazioni della profondità della falda evidenziano soggiacenze superiori a 15 m da piano campagna; pertanto, in accordo al punto 7.11.3.4.2 di NTC08, la verifica a liquefazione può essere omessa.

12. VERIFICHE DI STABILITÀ DI CEDIMENTO E DI CAPACITÀ PORTANTE DEI RILEVATI

12.1. Verifiche di stabilità

Criteri di analisi

Le analisi sono condotte con il modulo VSP del software Paratie Plus 2018 (CeAS srl), attraverso il quale le verifiche sono effettuate secondo il noto metodo all'equilibrio limite (LEM), il quale si fonda sull'individuazione di una porzione di terreno instabile mobilitata lungo di una potenziale superficie di scorrimento. Il metodo suddivide la regione di terreno mobilitata in conci verticali compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento; il coefficiente di sicurezza associato ad una superficie è calcolato imponendo le condizioni di equilibrio, nelle quali vengono introdotte le resistenze offerte del terreno affette da tale coefficiente di sicurezza.

In particolare, si fa riferimento al metodo di Bishop.

Per quanto concerne i parametri geotecnici assunti, si fa riferimento ai valori riportati al paragrafo 9 per il terreno di fondazione ed a quelli contenuti nel paragrafo 10 per quanto attiene il rilevato.

Criteri di verifica

Per le verifiche di stabilità della scarpata si fa riferimento alle NTC08, constatando che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di stabilità del rilevato sono state effettuate secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) (NTC08 6.8.6 e 7.11.6) tenendo conto quindi dei seguenti coefficienti parziali:

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

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

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

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

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

Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e fronti di scavo è pari a $\gamma_R = 1.1$. In accordo con il manuale di progettazione – corpo stradale di RFI, paragrafo 3.8.1.3.4.3, per le azioni sismiche si assumono coefficienti parziali sulle azioni pari a 1 e il coefficiente di combinazione ψ per il carico variabile da traffico stradale a 0.2.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati analizzati con il metodo pseudostatico, rappresentando l'azione sismica con un carico statico equivalente costante nel tempo e nello spazio e proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza vengono espresse come:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

Dove W è il peso del volume di terreno potenzialmente instabile, mentre k_h e k_v sono coefficienti sismici pari a:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

β_s è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima attesa in sito, i cui valori sono riportati in tabella 7.11.I delle NTC08.

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

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,30	0,28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,20

Nel presente caso, ai fini delle analisi di stabilità si considerano i seguenti valori:

$$- k_h = 0.28 \cdot 0.270 = 0.0756$$

$$- k_v = 0.5 \cdot k_h = 0.0378$$

Condizioni di carico

Il rilevato è soggetto al peso della massicciata e dell'armamento, al carico variabile da traffico ferroviario e dall'azione sismica.

Il peso della massicciata e dell'armamento è stato assunto pari a 18 kN/m^3 per un'altezza media di 80 cm secondo quanto riportato nelle specifiche di progettazione. Risulta un carico pari a 14.4 kPa applicato sull'impronta del ballast.

Il carico da traffico è quello relativo allo schema di carico dato dal modello LM71 presente nelle NTC08 cap. 5.2.2.3.1.1, diffuso su una larghezza di 3m. In condizioni sismiche, viene applicato un coefficiente di combinazione ψ pari a 0.2; pertanto:

Condizioni statiche:

$$q = 52.08 \text{ kPa}$$

Condizioni sismiche:

$$q = 10.42 \text{ kPa}$$

La figura seguente riassume i carichi sopra descritti.

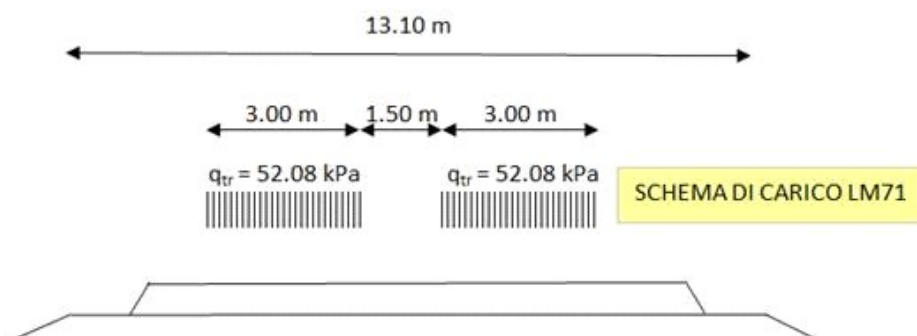


Figura 12-1: schema di carico per rilevati ferroviari (non sismico)

Verifiche di dettaglio

Nella seguente tabella si riporta in sintesi l'esito delle verifiche condotte:

condizione di carico	FS	Esito verifica
statica	1.458	>1.1 → verifica soddisfatta
sismica	1.26	>1.1 → verifica soddisfatta

Nel seguito si riportano le superfici critiche ed il relativo fattore di sicurezza.

12.2. Stima dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti attesi, indotti dal corpo dei rilevati ferroviari è condotto facendo ricorso alla classica procedura basata sui seguenti punti.

1. Si valuta, alla generica profondità, la distribuzione degli incrementi di sforzo verticale, orizzontale nel piano e orizzontale fuori piano. A tale scopo si utilizzano note formule chiuse disponibili in letteratura, riferite a mezzo semifinito elastico lineare omogeneo.
2. Si valuta, alla generica profondità, la deformazione verticale in stato piano di deformazione, sulla base del modulo elastico operativo (assumendo $G = G_0 / 10$, con G_0 indicato nel cap. 9). Si evidenzia come tale assunzione, sia volta al calcolo del cedimento totale a lungo termine, tenendo implicitamente conto dei cedimenti istantanei, di consolidazione primaria e di consolidazione secondaria.
3. Si accumulano i contributi delle deformazioni, considerando profondità comprese tra piano campagna e la massima profondità in cui l'incremento verticale di sforzo è minore del 10% dello sforzo verticale litostatico in situ.

Nel calcolo si è considerata la quota del livello di falda ad una quota pari a -20 m da p.c..

Il calcolo è condotto con riferimento alla sezione di maggiore altezza ($H_{max} = 4$ m), a cui è stato aggiunto il sovraccarico permanente (ballast ed armamento) e ferroviario.

Per tenere in conto la possibile presenza di frazione limosa nello strato superficiale, è stato considerato un livello superiore più deformabile ($G_0=40$ MPa) per uno spessore di 2.5 m, ponendosi dal lato della sicurezza.

Ai fini della presente analisi, si farà riferimento ad una geometria trapezoidale equivalente, tenendo implicitamente in conto anche il contributo del sovraccarico.

Di seguito i risultati nel dettaglio.

STIMA DEI CEDIMENTI RILEVATO RI86

Jumikis (1971) - Teoria dell'elasticità

Dimensioni del rilevato

$B_{\text{sup}} := 13\text{m}$

$B_{\text{inf}} := 25\text{m}$

Carico

$q := 146.48\text{kPa}$

Parametri del terreno

$\nu := 0.25$

$K_0 := 0.5$

$G_{0.\text{const}} := 350\text{MPa}$

$G_{0.\text{exponent}} := 0.8$

$G_{0.\text{sl}} := 40\text{MPa}$

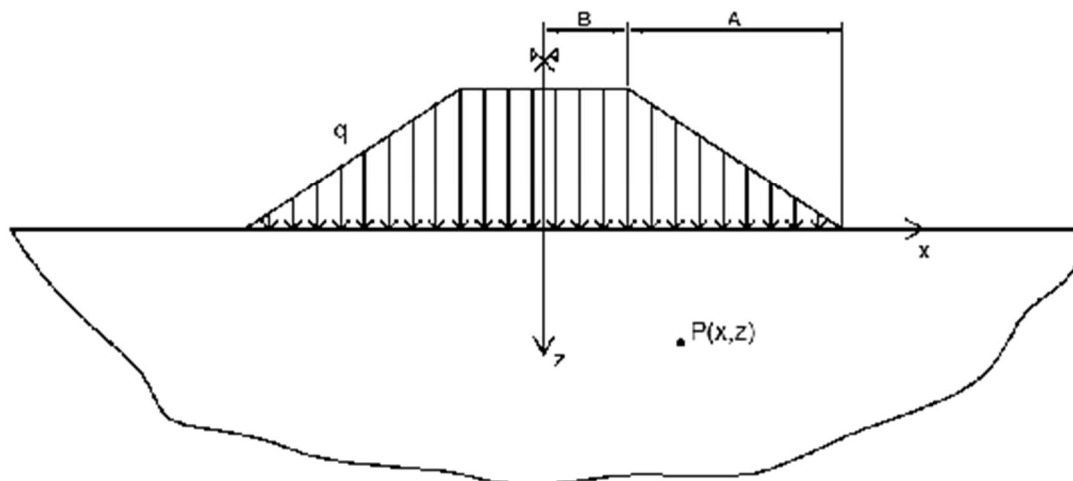
$z_{\text{inf.sl}} := 2.5\text{m}$

Profondità della falda da p.c.

$sp_{\text{falda}} := 20\text{m}$

Spessore presunto dello strato deformabile

$sp_{\text{bulbo}} := 35\text{m}$



$$\sigma_{\text{eff.v}}(z) := \begin{cases} \left(19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z \right) & \text{if } z \leq \text{spfalda} \\ \left[\left(19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \text{spfalda} \right) + 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (z - \text{spfalda}) \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$G_0(z) := \begin{cases} G_{0.s1} & \text{if } z \leq z_{\text{inf.s1}} \\ \max \left[40 \cdot \text{MPa}, \left[G_{0.\text{const}} \cdot \left[\frac{\left(\frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \right) \sigma_{\text{eff.v}}(z)}{100 \text{kPa}} \right]^{G_{0.\text{exponent}}} \right] \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$B := \frac{B_{\text{sup}}}{2} \quad A := \frac{B_{\text{inf}} - B_{\text{sup}}}{2}$$

$$Dq_{\text{rect}}(x, z) := \frac{q}{\pi} \left[\text{atan} \left(\frac{x+B}{z} \right) - \text{atan} \left(\frac{x-B}{z} \right) + \frac{z \cdot (x-B)}{(x-B)^2 + z^2} - \frac{z \cdot (x+B)}{(x+B)^2 + z^2} \right]$$

$$Dq_{z\text{rect}}(x, z) := \frac{q}{\pi} \left[\text{atan} \left(\frac{x+B}{z} \right) - \text{atan} \left(\frac{x-B}{z} \right) - \frac{z \cdot (x-B)}{(x-B)^2 + z^2} + \frac{z \cdot (x+B)}{(x+B)^2 + z^2} \right]$$

$$Dq_{xA}(x, z) := \frac{q}{\pi \cdot A} \left[(x-A) \cdot \left(\text{atan} \left(\frac{x-A}{z} \right) - \text{atan} \left(\frac{x}{z} \right) \right) + z \cdot \ln \left[\frac{x^2 + z^2}{(x-A)^2 + z^2} \right] - \frac{A \cdot z \cdot x}{x^2 + z^2} \right]$$

$$Dq_{zA}(x, z) := \frac{q}{\pi \cdot A} \left[(x-A) \cdot \left(\text{atan} \left(\frac{x-A}{z} \right) - \text{atan} \left(\frac{x}{z} \right) \right) + \frac{A \cdot z \cdot x}{x^2 + z^2} \right]$$

$$Dq_{\text{slope}}(x, z) := Dq_{xA}(x-B, z) + Dq_{zA}(-x-B, z)$$

$$Dq_{z\text{slope}}(x, z) := Dq_{zA}(x-B, z) + Dq_{xA}(-x-B, z)$$

$$Dq_x(x, z) := Dq_{\text{rect}}(x, z) + Dq_{\text{slope}}(x, z)$$

$$Dq_z(x, z) := Dq_{z\text{rect}}(x, z) + Dq_{z\text{slope}}(x, z)$$

$$Dq_y(x, z) := \nu \cdot (Dq_z(x, z) + Dq_x(x, z))$$

$$\frac{Dq_z(0\text{-m}, \text{sp}_{\text{bulbo}})}{\sigma_{\text{eff.v}}(\text{sp}_{\text{bulbo}})} = 0.091$$

$$w(x) := \int_{0\text{m}}^{\text{sp}_{\text{bulbo}}} \frac{[Dq_z(x, z) - \nu \cdot (Dq_x(x, z) + Dq_y(x, z))]}{2(1 + \nu) \cdot \frac{G_0(z)}{10}} dz$$

$$w(0\text{m}) = 4.719 \cdot \text{cm}$$

$$w\left(\frac{B_{\text{inf}}}{2}\right) = 0.703 \cdot \text{cm}$$

Tabella 2: sintesi cedimenti RI86

Rilevato RI86	Altezza massima H_{max} (m)	Cedimento massimo (cm)
		Teoria dell'elasticità
	4	~5

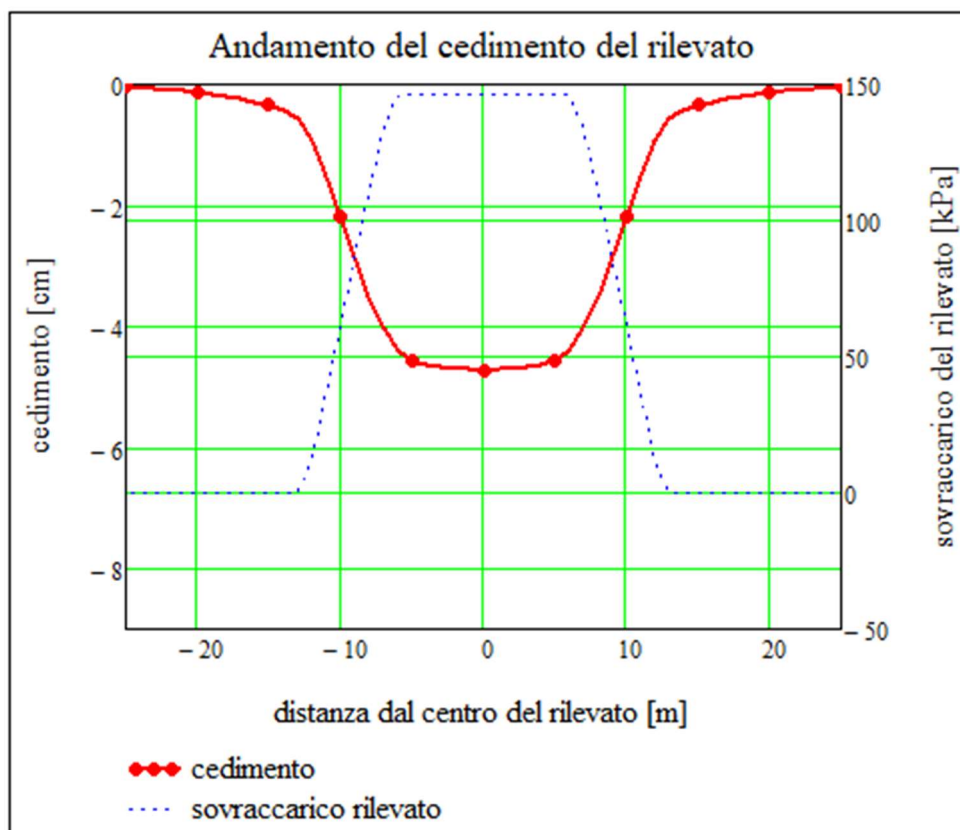


Figura 12-2: Cedimenti Rilevato RI86 (TEORIA DELL'ELASTICITÀ).

In relazione alla natura sostanzialmente granulare dei terreni di fondazione (prevalentemente sabbie e ghiaie) i cedimenti precedentemente calcolati si esauriranno durante la costruzione della linea.

Per quanto concerne l'interferenza con la linea storica, si condividono le valutazioni effettuate in sede di PD e di seguito riportate.

Una valutazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti e della massima distorsione attesa sulla piattaforma ferroviaria esistente è stata mediante un'analisi FEM bidimensionale con il codice di calcolo PLAXIS, versione 8.2. L'analisi dei cedimenti è stata fatta con riferimento alla sezione corrente alla pk 146+650, con rilevato di altezza pari a 11.5 m, in condizioni drenate. Nell'analisi è stato utilizzato il modello costitutivo "Hardening Soil Model" previsto nella libreria del codice di calcolo suddetto, con la stratigrafia ed i parametri riportati nella tabella seguente.

Tabella 3: parametri di calcolo per valutazione interferenza con la linea storica

Strato	Da - a (m)	E_{50}^{REF} (kPa)	E_{oed}^{REF} (kPa)	E_{ur}^{REF} (kPa)
1 ⁽¹⁾	0 - 80	65000	65000	220000
Falda a -15 m da p.c. ⁽¹⁾ Stratigrafia tipo 1				

I risultati ottenuti sono descritti di seguito:

- i cedimenti complessivi in asse rilevato ferroviario della nuova linea A.C., per la sezione considerata di altezza pari a 11.5 m (da piano ferro a piano campagna), sono dell'ordine di 8 cm.
- i cedimenti complessivi in asse rilevato linea storica, indotti dalla costruzione del rilevato della linea A.C., per la sezione considerata di altezza pari a 11.5 m (da piano ferro a piano campagna), sono dell'ordine di 2 cm.
- la differenza tra gli spostamenti verticali dei punti di appoggio del binario della linea storica più prossimo al rilevato della linea A.C. sono riportati nella Figura 12-3.
- la differenza tra gli spostamenti orizzontali dei punti di appoggio del binario della linea storica più prossimo al rilevato della linea A.C. sono riportati nella nella Figura 12-3.

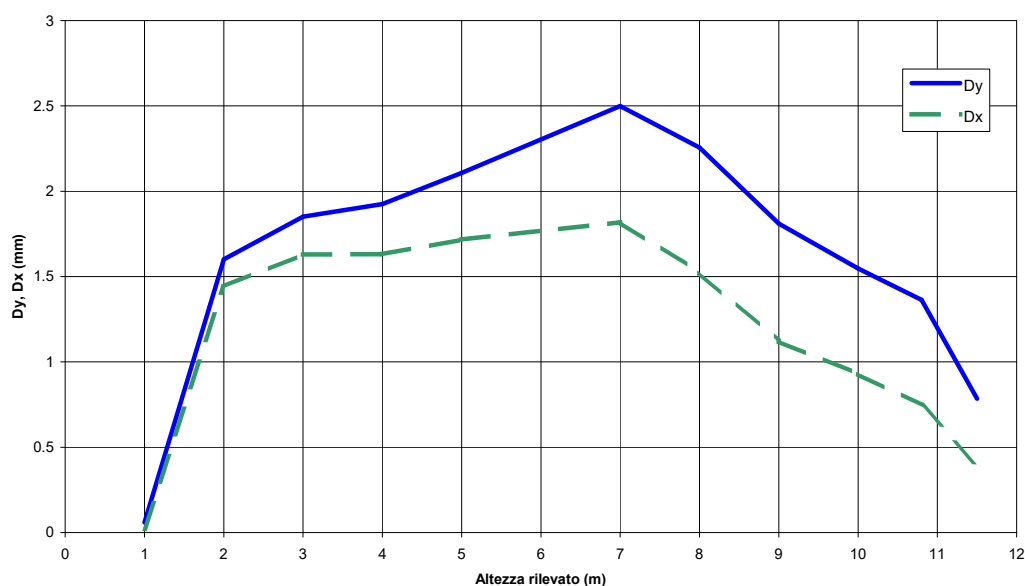


Figura 12-3: Spostamenti verticali ed orizzontali dei punti di appoggio del binario

- la distorsione tra i punti di appoggio del binario della linea storica più prossimo al rilevato della linea A.C., con il progredire della costruzione del rilevato A.C. sono riportati nella figura seguente. La distorsione è stata calcolata come:

$$Dy = \frac{\Delta s_v}{L}$$

essendo:

Δs_v = differenza tra gli spostamenti verticali dei punti di appoggio del binario della linea storica più prossimo al rilevato della linea A.C.

L = distanza tra i punti di appoggio del binario della linea storica più prossimo al rilevato della linea A.C. = 1.434 m.

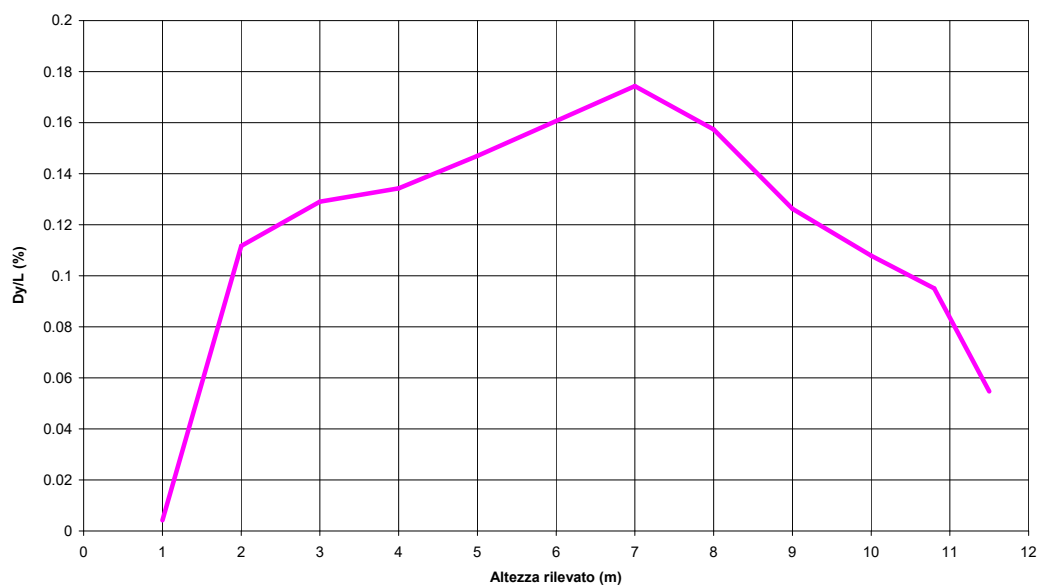


Figura 12-4: Distorsioni del binario

In considerazione delle caratteristiche del profilo stratigrafico si rileva quanto segue:

- i cedimenti e le distorsioni indotte sui binari della linea storica indicati nelle figure precedenti sono abbastanza contenuti e avverranno pressoché contemporaneamente alla costruzione;
- interventi finalizzati a mitigare i cedimenti e le distorsioni indicate nelle figure precedenti mediante trattamenti del terreno risultano molto onerosi rispetto all'entità dei benefici ottenibili; appare invece opportuno pianificare la costruzione dei rilevati in modo graduale, sia in altezza che in direzione longitudinale alla linea, così da consentire uno sviluppo controllato dei cedimenti lungo le tratte di interferenza nonché il ricorso alle normali tecniche di livellamento dei binari della linea storica.

12.3. Verifica di capacità portante

La valutazione della capacità portante è condotta mettendo in conto il solo contributo offerto dal peso volumico efficace del terreno sottostante il rilevato, considerato, dal lato della sicurezza, in falda. Al fine di tenere in conto una possibile presenza di frazione fine nello strato superficiale, per le presenti verifiche si considera un angolo di resistenza ridotto pari a 33°.

Il calcolo è condotto conservativamente con riferimento alla sezione con altezza massima pari a 4 m.

Nell'ambito dell'approccio 1 – combinazione 2 (GEO) i carichi agenti sono i seguenti:

- $G1 = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4 \text{ m} = 80 \text{ kPa}$
- $G2 = 14.4 \text{ kPa}$ (ballast + armamento)
- $Q = 1.3 \cdot 52.08 \text{ kPa} = 67.7 \text{ kPa}$ (sovraccarico ferroviario)

la cui somma risulta pari a $q_{\max} = 162.1 \text{ kPa}$

Come si evince dai calcoli di dettaglio di seguito riportati, la verifica è ampiamente soddisfatta.

RI86 : Verifica di capacità portante NTC 08 - A1-C2 (GEO)

Base inferiore del rilevato

$$B := 25\text{m}$$

Pressione massima

$$q_{\max} := 162.1\text{kPa}$$

Proprietà del terreno

$$\gamma_{\text{rilevato}} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{terreno}} := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{conservativamente})$$

$$\sigma_k := 33^\circ$$

$$\sigma_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\sigma_k)}{1.25}\right) = 27.453^\circ$$

Fattori di capacità portante

$$N_q := e^{\pi \cdot \tan(\sigma_d)} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\sigma_d}{2}\right)\right)^2 = 13.865$$

$$N_{\gamma} := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\sigma_d) = 10.025$$

Verifica

$$FS := \frac{\left(\frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_{\text{terreno}} \cdot N_{\gamma}\right)}{q_{\max}} = 7.731 \quad FS > 1.8 \rightarrow \text{OK}$$

12.4. Definizione dei piani di posa

Riguardo alla definizione dei piani di posa, ossia la definizione degli spessori di scotico e bonifico si fa riferimento alle indicazioni riportate nel documento “IN0500DE2RHRI00000100 Rilevati ferroviari e stradali definizione dei piani di posa”.

I pozzetti ubicati tra queste progressive mostrano terreno vegetale dell'ordine di 0.5÷1 m da p.c.. I campioni prelevati nei pozzetti a profondità 0.5m da p.c sono classificati come A-1-a e A-2-4 quindi buoni come materiali da sottofondo. La soggiacenza della falda risulta dell'ordine di 20 m da p.c.. Per il tratto in esame si prevede uno spessore di scotico di 0.50m; tuttavia, qualora si riscontrasse la presenza di un livello superficiale locale marcatamente agricolo/limoso di spessore maggiore si prevede un ulteriore spessore di bonifica di 0.25 m.

12.5. Valutazione della permeabilità del terreno per il calcolo di opere di smaltimento

Al fine di valutare il coefficiente di permeabilità k da utilizzare per il dimensionamento di eventuali fossi drenanti, sono stati considerati i risultati delle prove condotte in corrispondenza del pozzetto RI86_PZE_001_2018 e del pozzetto RI86_PZE_002_2018, dalle quali sono stati riscontrati valori del coefficiente di permeabilità k pari a 3.44×10^{-5} m/s e 2.69×10^{-5} m/s rispettivamente, ai quali fare riferimento.

Si evidenzia come i valori misurati risultino in linea con quelli comunemente adottati per terreni di analoghe caratteristiche.

13. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL MURO DI SOSTEGNO

13.1. Criteri di calcolo della capacità portante

La verifica nei confronti dello SLU-GEO è condotta seguendo l'approccio 1, combinazione 2, ossia A2+M2+R2. Nel complesso occorre che sia verificata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

nella quale:

- E_d rappresenta la generica azione (o effetto dell'azione) di progetto derivante da una opportuna combinazione delle azioni base, combinate secondo coefficienti parziali (A2);
- R_d è la corrispondente resistenza di progetto o di calcolo, derivante dall'applicare opportuni coefficienti di sicurezza parziali ai parametri geotecnici caratteristici (M2) ed alle resistenze (R2).

Le NTC2008 definiscono il complesso di tali coefficienti.

Si adotta la formula di Brinch-Hansen specializzata al caso terreni granulari, per fondazioni per le quali le azioni orizzontali H ed i momenti M agiscono, insieme con le azioni verticali V , prevalentemente nel piano trasversale, ossia nella direzione parallela al lato minore B .

Le formule che permettono di calcolare i vari coefficienti che concorrono alla capacità portante possono essere espresse dalle seguenti relazioni

$$q_{\lim} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q + \frac{1}{2} \cdot B_{\text{eff}} \cdot \bar{\gamma} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma$$

Dove

$\bar{\gamma}$ = peso specifico medio del terreno (nella parte coinvolta dal meccanismo di rottura).

B_{eff} = larghezza efficace minore della fondazione ($B - 2e$), con $e=M/N$.

q = sovraccarico ai lati (permanente) posto pari al peso efficace del terreno ai lati (nel caso di terreno in falda, va preso il sovraccarico efficace).

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$s_q = 1$$

$$d_q = 1$$

$$i_q = \left[1 - \left(\frac{N}{T}\right)\right]^2$$

$$g_q = 1$$

$$N_\gamma = 2.0 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi)$$

$$s_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1$$

$$i_\gamma = \left[1 - \left(\frac{N}{T}\right)\right]^3$$

$$g_\gamma = 1$$

I coefficienti z_q e z_γ tengono conto dell'accelerazione sismica nell'ammasso di terreno coinvolto dal meccanismo di rottura. Si possono adottare, a tale proposito i valori suggeriti da Paolucci & Pecker (1997) tramite la seguente espressione analitica:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\phi)}\right)^{0.35}$$

con k_h = coefficiente d'intensità sismica prescelto;

In tutte queste relazioni, l'angolo d'attrito è da intendersi come l'angolo d'attrito di progetto ϕ_d' . ossia:

$$\phi_d' = \arctan(\tan(\phi_k')/1.25)$$

13.2. Verifiche di dettaglio

Parametri geotecnici caratteristici

- $\phi_k' = 33^\circ$ (le fondazioni vanno posate sullo strato 3; vedi parametri capitolo 9
Per le presenti verifiche si considera comunque un angolo di resistenza al taglio ridotto per tenere in conto la possibile presenza di frazione fine negli strati superficiali)
- $\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{z_w}{B'} \cdot (\gamma - \gamma') = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\phi_k' = 35^\circ$ (per terreno di riporto ben compattato)
- Coefficiente sismico $k_h = 0.270$

Nel seguito si riportano le verifiche di capacità portante in accordo a quanto riportato nella relazione di calcolo citata tra i riferimenti, alla quale si rimanda per le ulteriori verifiche.

MURO A MENSOLA h=280			
	H	V	M
	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU	113.10	293.10	142.30
SLV	87.15	281.00	50.32
SLE - CAR	73.92	278.10	82.52
MURO A MENSOLA h=350			
	H	V	M
	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU	151.90	372.80	209.90
SLV	116.50	358.30	84.53
SLE - CAR	101.10	353.80	119.20
MURO A MENSOLA h=480			
	H	V	M
	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU	230.40	617.30	385.90
SLV	189.50	603.80	193.00
SLE - CAR	165.60	593.50	230.90

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB R186 00 001

Rev.
A

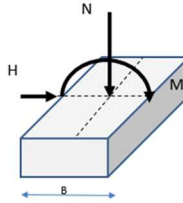
Foglio
34 di 54

TITOLO: R186 - MURO DI SOSTEGNO h=280

Capacità portante MURI A1-C2 NTC2008

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo di resistenza al taglio caratt. **33** ° 0.58 rad $\tan(\phi_k) = 0.649$
 γ_a = coeff. parziale $\tan\phi$ 1.25
 $\gamma_{k,cp}$ = coeff. parziale capacità portante 1.00
 angolo d'attrito di design ϕ' 27.45 ° 0.48 rad $\tan(\phi'_d) = 0.52$
 dimensione minore B [m] **3.5** m
 profondità da piano campagna D [m] **0** m
 q' = carico permanente ai lati **20** kPa
 γ = peso specifico medio sotto la fondazione **19** kN/m³
 $N_q = 13.86$
 $N_\gamma = 13.37$



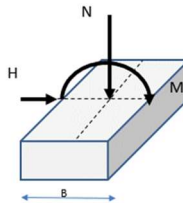
Azioni a base plinto					dimensioni efficaci	CAPACITA' PORTANTE : contributo di q'						CAPACITA' PORTANTE : contributo di γ						VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE				
COMB	N kN/m	H kN/m	M kNm/m	k_h [g]		B' m	direzione trasversale (B')						direzione trasversale (B')						R_d kPa	$E_d = N/(B')$ kPa	CHK	
							N_q	s_q	d_q	i_q	β_q	z_q	$q_{lim,eff}$ kPa	N_γ	s_γ	d_γ	i_γ	β_γ				z_γ
Statica	293.1	113.1	142.3	0.00	2.53	13.86	1.00	1.00	0.38	1.00	1.00	104.58	13.37	1.00	1.00	0.23	1.00	1.00	74.38	179.0	115.90	Rd > Ed → ok
Sismica	281.0	87.2	50.3	0.270	3.14	13.86	1.00	1.00	0.48	1.00	0.77	102.09	13.37	1.00	1.00	0.33	1.00	0.77	101.33	203.4	89.44	Rd > Ed → ok

TITOLO: R186 - MURO DI SOSTEGNO h=350

Capacità portante MURI A1-C2 NTC2008

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo di resistenza al taglio caratt. **33** ° 0.58 rad $\tan(\phi_k) = 0.649$
 γ_a = coeff. parziale $\tan\phi$ 1.25
 $\gamma_{k,cp}$ = coeff. parziale capacità portante 1.00
 angolo d'attrito di design ϕ' 27.45 ° 0.48 rad $\tan(\phi'_d) = 0.52$
 dimensione minore B [m] **4.7** m
 profondità da piano campagna D [m] **0** m
 q' = carico permanente ai lati **25** kPa
 γ = peso specifico medio sotto la fondazione **19** kN/m³
 $N_q = 13.86$
 $N_\gamma = 13.37$



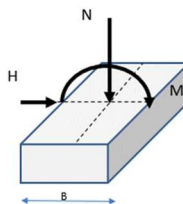
Azioni a base plinto					dimensioni efficaci	CAPACITA' PORTANTE : contributo di q'						CAPACITA' PORTANTE : contributo di γ						VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE				
COMB	N kN/m	H kN/m	M kNm/m	k_h [g]		B' m	direzione trasversale (B')						direzione trasversale (B')						R_d kPa	$E_d = N/(B')$ kPa	CHK	
							N_q	s_q	d_q	i_q	β_q	z_q	$q_{lim,eff}$ kPa	N_γ	s_γ	d_γ	i_γ	β_γ				z_γ
Statica	3728.0	151.9	209.9	0.00	4.59	13.86	1.00	1.00	0.92	1.00	1.00	318.95	13.37	1.00	1.00	0.88	1.00	1.00	514.20	833.1	812.66	Rd > Ed → ok
Sismica	358.3	116.5	84.5	0.270	4.23	13.86	1.00	1.00	0.46	1.00	0.77	122.12	13.37	1.00	1.00	0.31	1.00	0.77	127.67	249.8	84.74	Rd > Ed → ok

TITOLO: R186 - MURO DI SOSTEGNO h=480

Capacità portante MURI A1-C2 NTC2008

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo di resistenza al taglio caratt. **33** ° 0.58 rad $\tan(\phi_k) = 0.649$
 γ_a = coeff. parziale $\tan\phi$ 1.25
 $\gamma_{k,cp}$ = coeff. parziale capacità portante 1.00
 angolo d'attrito di design ϕ' 27.45 ° 0.48 rad $\tan(\phi'_d) = 0.52$
 dimensione minore B [m] **4.7** m
 profondità da piano campagna D [m] **0** m
 q' = carico permanente ai lati **25** kPa
 γ = peso specifico medio sotto la fondazione **19** kN/m³
 $N_q = 13.86$
 $N_\gamma = 13.37$



Azioni a base plinto					dimensioni efficaci	CAPACITA' PORTANTE : contributo di q'						CAPACITA' PORTANTE : contributo di γ						VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE				
COMB	N kN/m	H kN/m	M kNm/m	k_h [g]		B' m	direzione trasversale (B')						direzione trasversale (B')						R_d kPa	$E_d = N/(B')$ kPa	CHK	
							N_q	s_q	d_q	i_q	β_q	z_q	$q_{lim,eff}$ kPa	N_γ	s_γ	d_γ	i_γ	β_γ				z_γ
Statica	617.3	230.4	385.9	0.00	3.45	13.86	1.00	1.00	0.39	1.00	1.00	136.16	13.37	1.00	1.00	0.25	1.00	1.00	107.86	244.0	178.94	Rd > Ed → ok
Sismica	603.8	189.5	193.0	0.270	4.06	13.86	1.00	1.00	0.47	1.00	0.77	126.25	13.37	1.00	1.00	0.32	1.00	0.77	128.87	255.1	148.69	Rd > Ed → ok

Le verifiche sono soddisfatte.

14. TOMBINI O PICCOLI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO

14.1. Parametri geotecnici del terreno di fondazione

Ai fini del calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette, si dovrà assumere come angolo d'attrito caratteristico il valore di ϕ_{cv} . Nel caso in cui il manufatto sia posto su terreno granulare, si consideri un valore di $\phi_{cv} = 33^\circ$; se invece lo si considera appoggiato allo strato corticale non completamente bonificato, si assuma $\phi_{cv} = 27-28^\circ$

Per quanto riguarda la definizione delle spinte del terreno sui piedritti dei manufatti si potrà far riferimento ai seguenti parametri geotecnici

Peso di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.
Angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 35^\circ$.

14.2. Condizioni della falda

Ci si riferirà a quanto indicato nel cap. 7.

14.3. Soluzioni progettuali

Le fondazioni del manufatto dovranno essere impostate di preferenza su strato sabbioso/ghiaioso. Residui di terreno eventualmente contenente macerie, terreno vegetale o simili dovranno comunque essere asportati provvedendo all'eventuale sostituzione con materiale granulare ben assortito idoneamente compattato.

Non si prevedono interferenze con la falda, né in fase di cantiere né in fase di esercizio.

Rinterri

Scatolari sottobinario o sotto rilevato stradale

Il riempimento a tergo degli scatolari sia effettuato con materiale selezionato appartenente ai gruppi A1-a o A1-b.

Il materiale dovrà essere messo in opera a strati di spessore non superiore a 50 cm (materiale sciolto) e compattato fino a raggiungere il 95% della densità secca AASHTO.

Il modulo di deformazione dovrà risultare non inferiore a 200 kg/cm² su ogni strato finito

Muri a U o muri di sostegno

In presenza di muri di sostegno, si ipotizza di regola il ricorso a materiale proveniente dagli scavi purché ascrivibile ai gruppi A1, A2-4 A3. Nel caso di rinterri in presenza di falda superficiale si raccomanda di limitare la frazione fine (passante allo staccio 0.075) a non più del 15% .

La posa in opera dovrà comunque essere fatta con le modalità sopra esposte, tenendo presente che, nel caso di materiale appartenente al gruppo A2-4, la posa a compattazione dovrà essere effettuata per strati successivi di spessore non superiore a 30 cm.

14.4. Calcolo della capacità portante

In linea generale, vista la presumibile consistenza delle opere che generalmente attraversano i rilevati della linea AV/AC, che trasmettono al terreno di fondazione pressioni sostanzialmente uguali alle pressioni agenti ai fianchi del manufatto, tale verifica è da ritenersi largamente soddisfatta.

14.5. Stima dei cedimenti attesi e delle costanti di sottofondo

In rapporto alla presumibile configurazione geometrica delle opere che generalmente attraversano i rilevati della linea AV/AC, si osserva che i cedimenti, di fatto, potranno ritenersi pari ai cedimenti complessivi subiti dalle opere in quanto interferenti con i rilevati.

Costante di sottofondo per calcolo trasversale del tombino

Per la stima di una costante di sottofondo (costante di Winkler) da introdurre nei calcoli strutturali della sezione trasversale, possono essere fatte le seguenti valutazioni: in prossimità del piano campagna possono essere valutati valori di G_0 compresi tra 45 e 100 MPa; si può poi assumere un valore di G significativo per il calcolo delle fondazioni dirette pari a circa il 20-30% di G_0 . Pertanto, ponendosi nelle condizioni più sfavorevoli, considerando una larghezza dell'ordine dei 2 m, si può stimare

$$K_v = 0.20 \times 2.5 \times (40000 \text{ kPa}) / (2 \text{ m}) = 10000 \text{ kN/m}^3$$

In favore di sicurezza, soprattutto al fine di massimizzare le flessioni in campata della platea, si raccomanda di introdurre nei calcoli un valore di costante di sottofondo pari a circa il 50% del valore sopra stimato.

Alla luce delle precedenti considerazioni è possibile utilizzare costante di sottofondo per calcolo trasversale del tombino pari a $K_v = 5000 \text{ kN/m}^3$.

Interferenza con i rilevati e stima delle distorsioni longitudinali

L'analisi delle distorsioni longitudinali impresse al manufatto di attraversamento dai cedimenti del rilevato, con riferimento alla sezione di Figura 14-1, è sostanzialmente riconducibile a due seguenti casi tipologici:

- Altezza rilevato $H_r < 5.50 \text{ m}$;
- Altezza rilevato $H_r > 5.50 \text{ m}$.

Ai fini della valutazione della costante di sottofondo per l'analisi longitudinale del manufatto, ponendosi dal lato della sicurezza, è stato considerato un modulo di elasticità tangenziale del terreno G_0 in accordo alla seguente relazione:

$$G_0 [\text{MPa}] = 200 \cdot (p'/100)^{0.6} \quad \text{da cui} \quad G = G_0/10$$

con

$$p' = \frac{1+2 \cdot k_0}{3} \cdot \sigma_v'$$

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica (kPa);

k_0 = coefficiente di spinta orizzontale a riposo = 0.5;

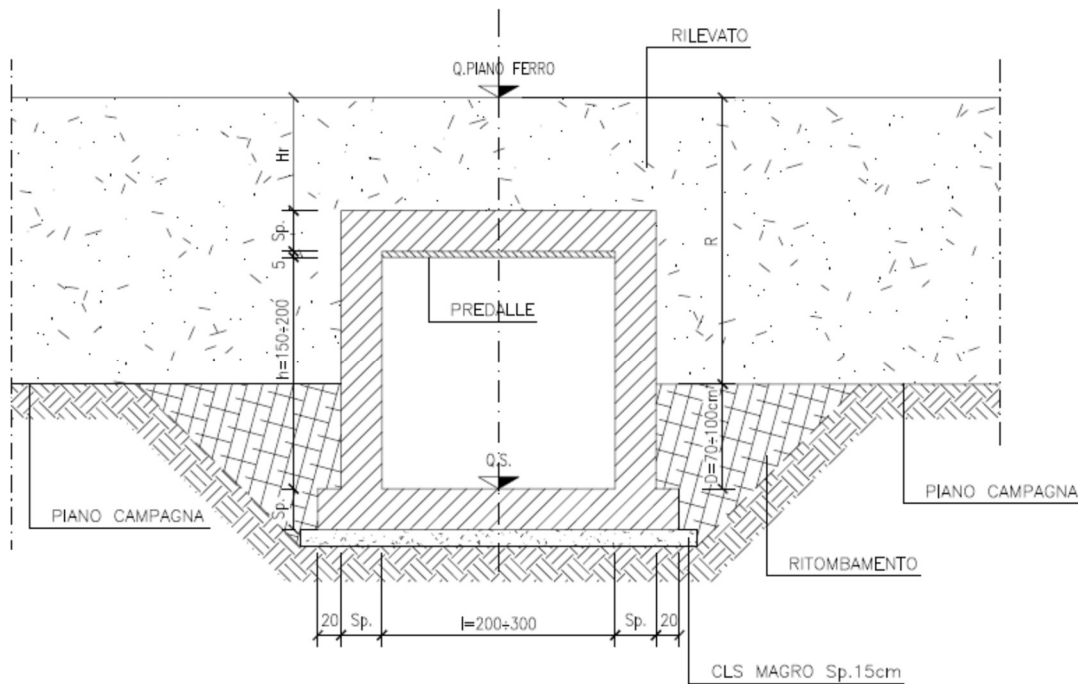


Figura 14-1: Sezione di riferimento dei tombini sottostanti il rilevato ferroviario.

Altezza rilevato $H_r < 5.50$ m

Valutazione dei cedimenti attesi

Si valuteranno, nel seguito, i possibili cedimenti del rilevato AV, nell'ipotesi di assenza di manufatto di attraversamento.

Il calcolo è condotto facendo ricorso alla classica procedura elastica basata sui seguenti punti:

1. Si valuta, alla generica profondità, la distribuzione degli incrementi di sforzo verticale, orizzontale nel piano e orizzontale fuori piano. A tale scopo si utilizzano note formule chiuse disponibili in letteratura, riferite a mezzo semifinito elastico lineare omogeneo.
2. Si valuta, alla generica profondità, la deformazione verticale in stato piano di deformazione, sulla base del modulo elastico operativo (assumendo $G = G_0 / 10$, con G_0 indicato in precedenza)
3. Si accumulano i contributi delle deformazioni, considerando profondità comprese tra piano campagna e la massima profondità in cui l'incremento verticale di sforzo è minore del 10% dello sforzo verticale litostatico in situ.

In tal modo si ottengono i cedimenti indicati nelle seguenti tabelle e successive figure.

Tabella 14-1 Caratteristiche e cedimento massimo

Binf	Bsup	Hr	cedimento
30 m	14 m	5.5	8 cm

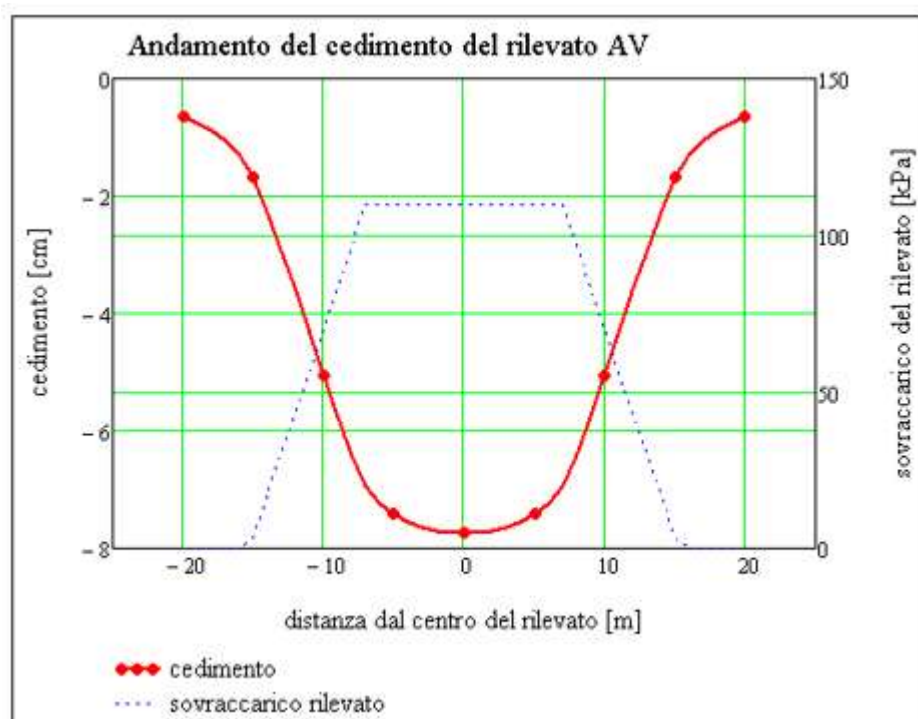


Figura 14-2: Andamento del cedimento del rilevato AV

È possibile stimare, con un buon grado di approssimazione, l'andamento dei cedimenti del rilevato, nell'ipotesi sia isolato, attraverso l'espressione seguente:

$$s(x) = Ax^3 + \bar{B}x^2 + Cx + D$$

con:

$$A = \frac{-(S_1 - S_0)}{B^3}$$

$$\bar{B} = \frac{2(S_1 - S_0)}{B^2}$$

$$C = 0$$

$$D = S_0$$

$$S_0 = 0.07736$$

$$S_1 = 0.01556$$

$$-\frac{B \text{ inf}}{2} < x < \frac{B \text{ inf}}{2}$$

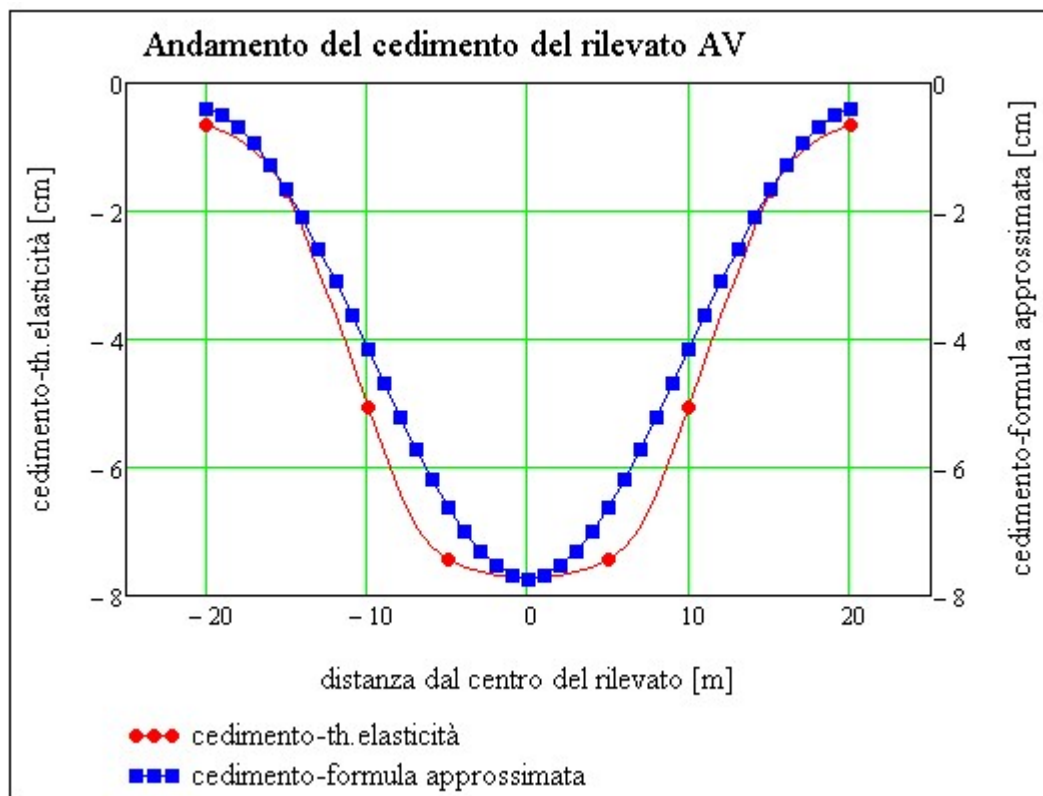


Figura 14-3: Andamento del cedimento del rilevato AV, confronto tra la soluzione elastica e quella approssimata.

Valutazione delle costanti di sottofondo

Ai fini della valutazione delle distorsioni impresse al manufatto si potrà operare come segue:

1. Si valuta una costante di sottofondo variabile lungo l'asse del manufatto, attraverso l'espressione

$K_w(x) = \Delta q / s(x)$ con $s(x)$ desunto dalle figure sopra riportate

- Si considera un modello numerico longitudinale del manufatto a cui è applicata tale distribuzione di costanti di sottofondo; su questo modello si applicano i carichi accidentali di progetto e si determinano le relative sollecitazioni.

Alternativamente, a discrezione del progettista strutturale, è possibile determinare le sollecitazioni imponendo al modello strutturale longitudinale i cedimenti del rilevato, calcolati precedentemente. Si fornisce di seguito la distribuzione delle costanti di sottofondo delle molle elastiche che possono essere applicate al modello numerico longitudinale del tombino per l'analisi strutturale trasversale.

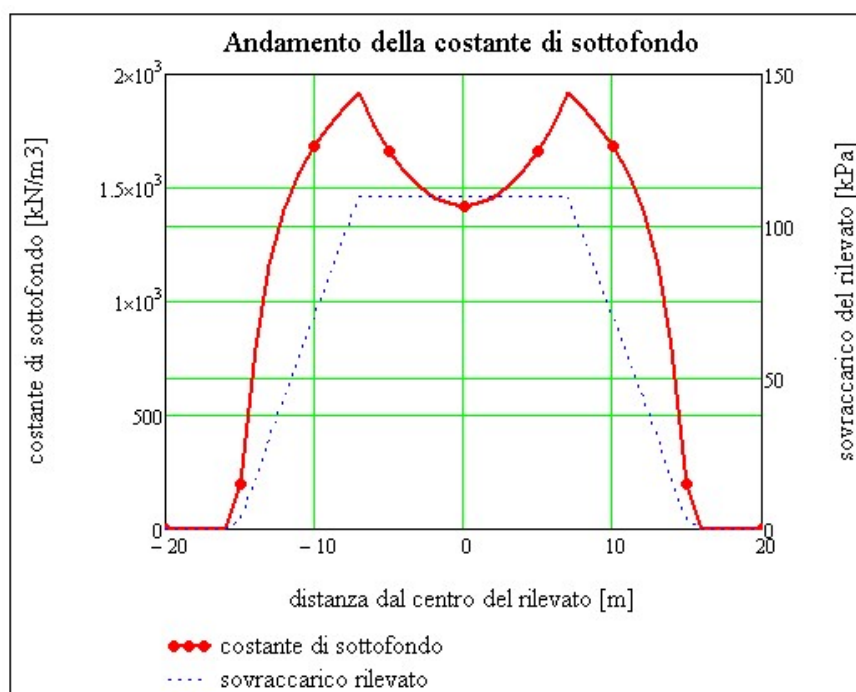


Figura 14-4: Andamento della costante di sottofondo k_w .

Altezza rilevato $H_r > 5.50$ m

Valutazione dei cedimenti attesi

Si valuteranno secondo i criteri esposti per rilevato con $H_r < 5.50$ m.

In tal modo si ottengono i cedimenti indicati nelle seguenti tabelle e successive figure.

Tabella 14-2 Caratteristiche e cedimento massimo, rilevato AV.

Binf	Bsup	H_r	cedimento
50 m	14 m	12	12 cm

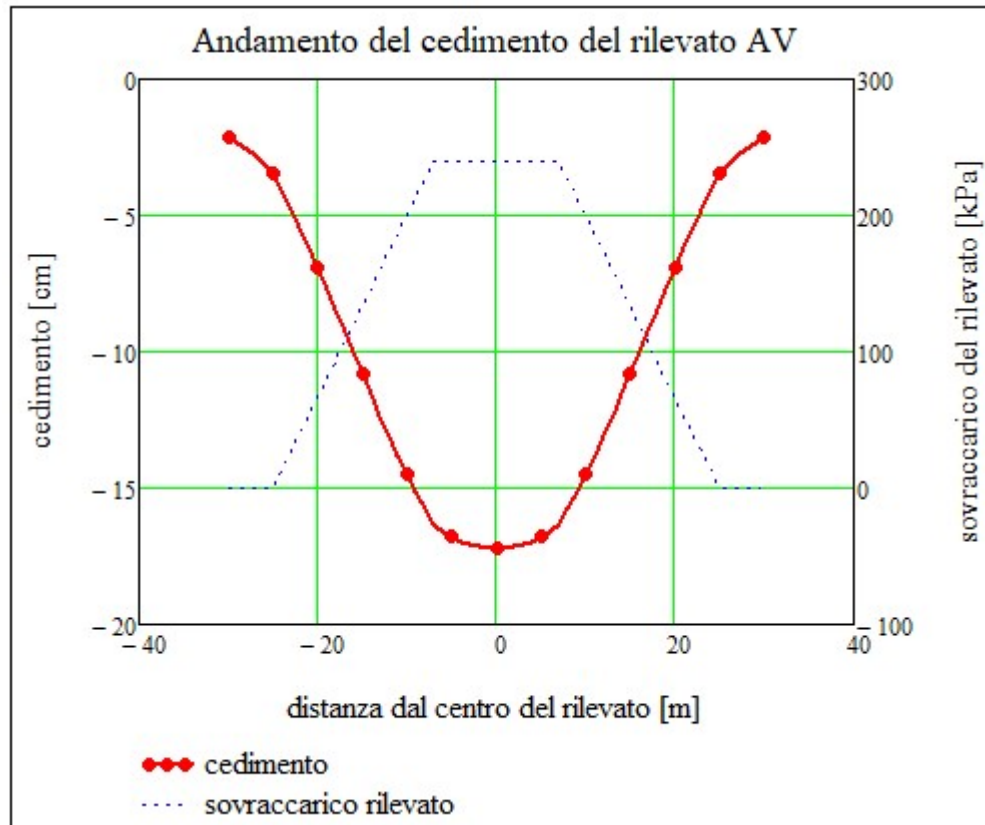


Figura 14-5: Andamento del cedimento del rilevato AV.

È possibile stimare, con un buon grado di approssimazione, l'andamento dei cedimenti del rilevato, nell'ipotesi sia isolato, attraverso l'espressione seguente:

$$s(x) = Ax^3 + \bar{B}x^2 + Cx + D$$

con:

$$A = \frac{-(S_1 - S_0)}{B^3}$$

$$\bar{B} = \frac{2(S_1 - S_0)}{B^2}$$

$$C = 0$$

$$D = S_0$$

$$S_0 = 0.12213$$

$$S_1 = 0.02321$$

$$-\frac{B \text{ inf}}{2} < x < \frac{B \text{ inf}}{2}$$

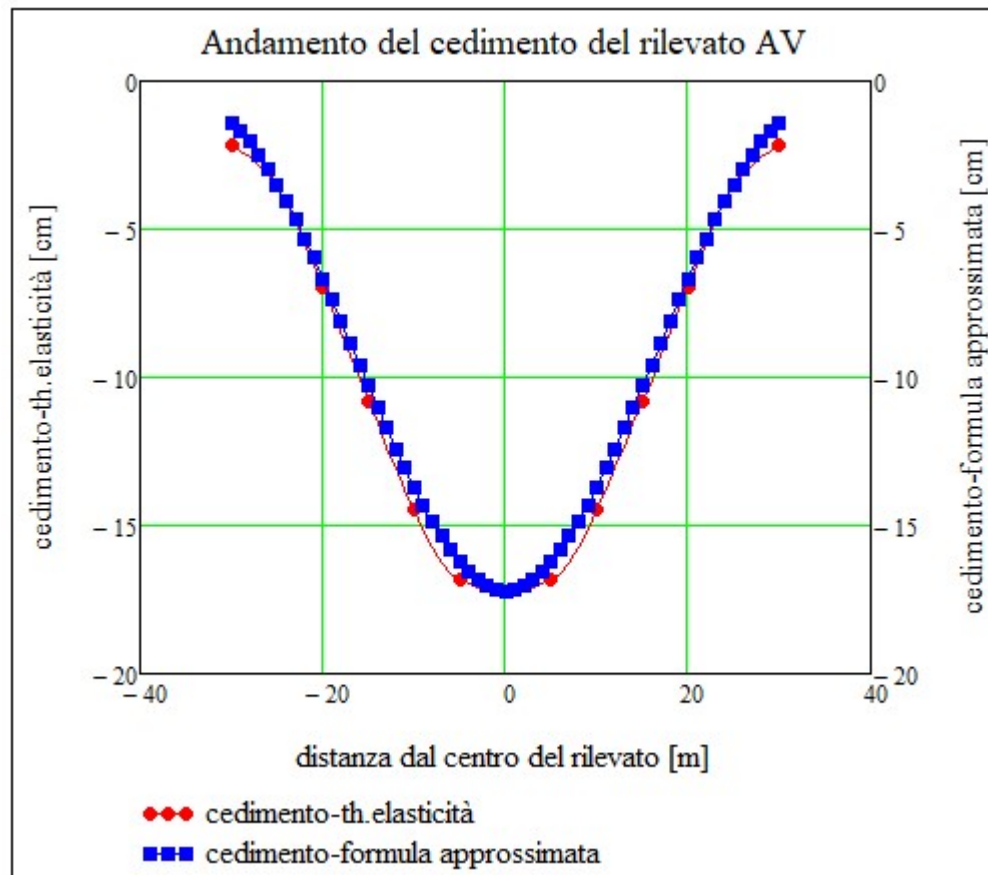


Figura 14-6: Andamento del cedimento del rilevato AV, confronto tra la soluzione elastica e quella approssimata.

Valutazione delle costanti di sottofondo

Ai fini della valutazione delle distorsioni impresse al manufatto si potrà operare come segue:

3. Si valuta una costante di sottofondo variabile lungo l'asse del manufatto, attraverso l'espressione

$$K_w(x) = \Delta q / s(x) \text{ con } s(x) \text{ desunto dalle figure sopra riportate}$$

4. Si considera un modello numerico longitudinale del manufatto a cui è applicata tale distribuzione di costanti di sottofondo; su questo modello si applicano i carichi accidentali di progetto e si determinano le relative sollecitazioni.

Alternativamente, a discrezione del progettista strutturale, è possibile determinare le sollecitazioni imponendo al modello strutturale longitudinale i cedimenti del rilevato, calcolati precedentemente.

Si fornisce di seguito la distribuzione delle costanti di sottofondo delle molle elastiche che possono essere applicate al modello numerico longitudinale del tombino per l'analisi strutturale trasversale.

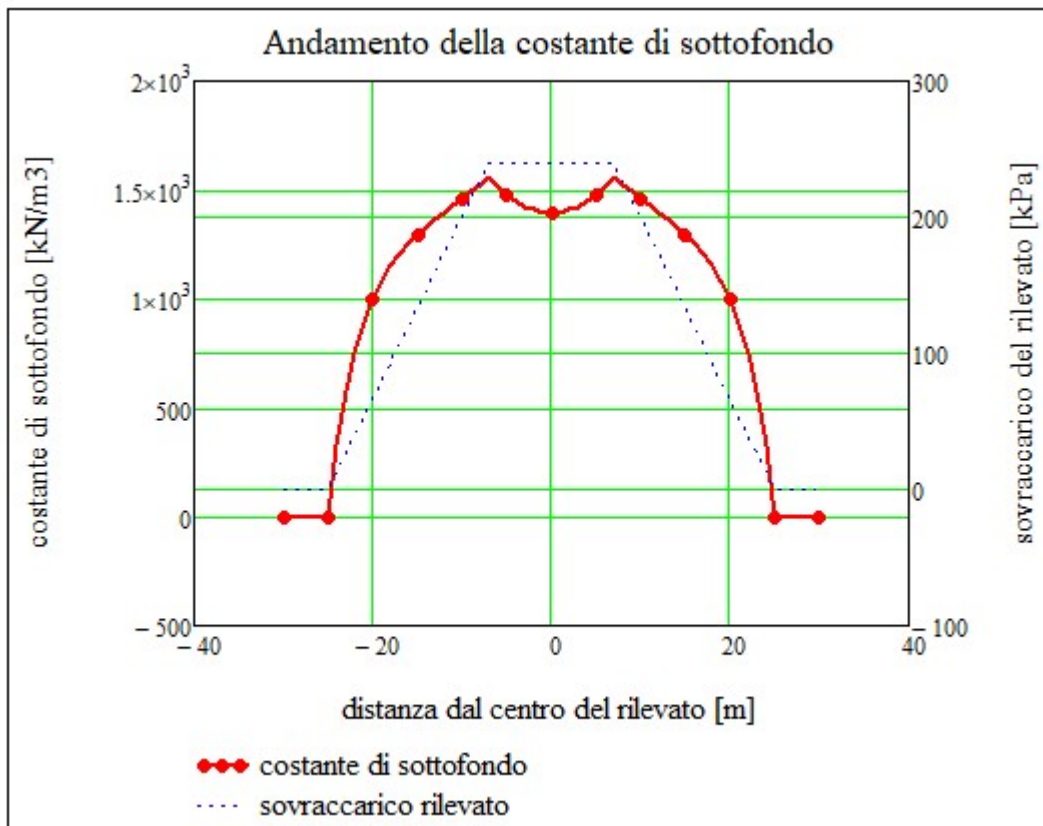


Figura 14-7: Andamento della costante di sottofondo kw.

14.6. Calcolo delle spinte sui muri

Criteri generali

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

$$\text{Orizzontale} = k_h g \qquad \text{Verticale} = k_v g = \pm 0.5 k_h g$$

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nella prima classe di muri (**muri indeformabili**) possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari. In questo caso è opportuno adottare spinte sismiche secondo la teoria di Wood (1973), come meglio indicato nel 0§, assumendo

$$(\text{SLV}) k_h = a_{\max}/g \qquad \text{in questo caso} \qquad k_h = 0.270$$

Nella categoria dei **muri deformabili** si possono includere le pareti sufficientemente deformabili grazie alla loro snellezza ma tuttavia sostanzialmente vincolate, in qualche modo, ad altre strutture, come ad esempio le pareti di manufatti a U. In questo caso potranno essere considerate spinte comprese tra valori a riposo e attive, in ragione della deformabilità. Queste ultime (sismiche attive) saranno valutate assumendo

$$(\text{SLV}) k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g, \text{ con } \beta_m=1 \qquad \text{in questo caso} \qquad k_h = (1) \cdot (0.245) = 0.270$$

Nella categoria dei **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, si possono includere, ad esempio, i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette. In questo caso si assumeranno certamente spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente β_m in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC2008.

$$(\text{SLV}) k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g \quad (\beta_m \text{ da Tab 7.11.II})$$

$$\text{in questo caso } \beta_m = 0.31, \text{ quindi } k_h = (0.31) \cdot (0.270) = 0.0837$$

Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie.

Spinte attive in condizioni statiche

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_A(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (14-1)$$

In cui

$\sigma_v(z)$ = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota z .

$u(z)$ = pressione dell'acqua alla generica profondità

Il coefficiente di spinta attiva K_A può, in genere, essere assunto pari a

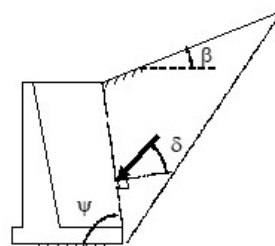
$$K_A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (14-2)$$

È possibile, tuttavia, mettere in conto l'angolo d'attrito δ tra terra e muro, assumendo quindi che la spinta sia inclinata, rispetto alla normale alla superficie di contatto tra muro e terreno, di un angolo δ .

In questo caso il coefficiente di spinta attiva può essere valutato con le note formule derivate dalla teoria di Coulomb e sviluppate da Muller-Breslau.

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA Teoria di Coulomb

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2\psi \sin(\psi - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta)\sin(\psi + \beta)} \right]}$$



(14-3)

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

Spinte passive in condizioni statiche

Analogamente al caso attivo, si può porre

$$\sigma_P(z) = K_P \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (14-4)$$

In cui il coefficiente di spinta passiva dipende dall'attrito terra-muro. Si raccomanda di desumere K_p dalla Figura 14-8.

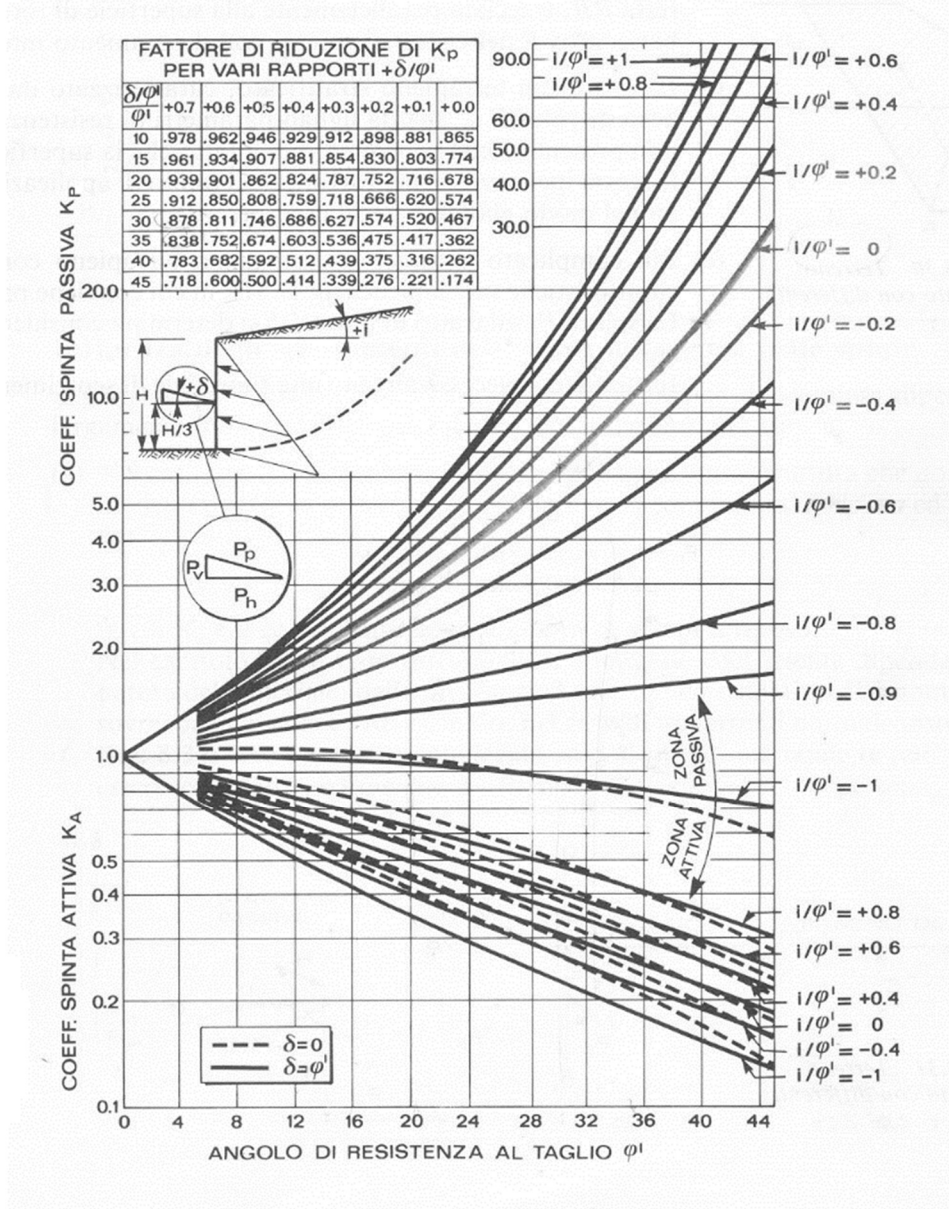


Figura 14-8: abaco per il calcolo di K_A e K_P (condizioni statiche)

Spinte a riposo

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (14-5)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad (14-6)$$

Con $\text{OCR} = \text{GSC}$ = grado di sovraconsolidazione.

In questo caso, pur operando secondo un approccio agli SLU, in una combinazione A2+M2+R2, K_0 può essere valutato sempre con riferimento all'angolo d'attrito caratteristico ϕ_k .

Spinte attive in condizioni sismiche

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

$$\text{Orizzontale} = k_h \cdot g \quad \text{Verticale} = k_v \cdot g$$

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (14-7)$$

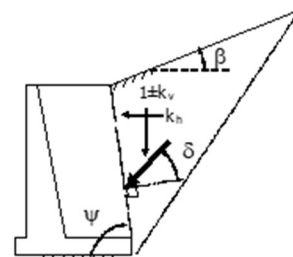
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Monobe & Okabe, nel seguito M-O):

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$



(14-8)

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

A seconda della definizione del peso specifico γ^* del cuneo e dell'angolo θ definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V , l'espressione generale può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O. Come peso specifico γ^* si deve assumere il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan\theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0$$

Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_d$. L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

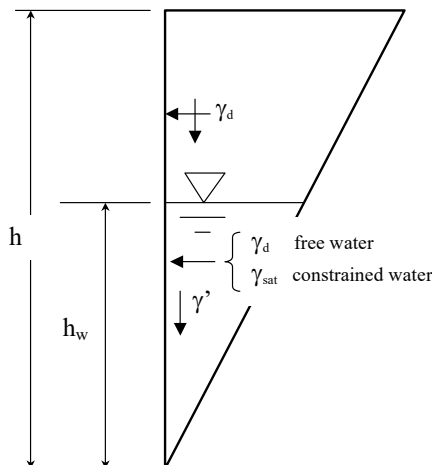
In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovraspinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2 \quad \text{con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

Rilevato parzialmente immerso

Ebeling e Morrison (1992) indicano il modo per utilizzare, anche in questo caso, le equazioni di M-O: sostanzialmente questo caso può essere assimilato a quello di un terrapieno completamente immerso omogeneo, avente un peso specifico equivalente. Per calcolare la risultante delle spinte, si potrà operare come segue. Si definiscono i pesi specifici medi da associare rispettivamente alla componente efficace verticale ed alla componente laterale



$$\gamma_v^* = \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \cdot \gamma' + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \cdot \gamma_d$$

Figura 14-9: terrapieno parzialmente immerso.

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno din. permeabile} \\ \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \cdot \gamma_d & \text{se terreno din. impervio} \end{cases} \quad \text{Definendo}$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^*}{\gamma_v^*} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

si applicherà poi la (14-7) calcolando i coefficienti di spinta tramite le (14-8) e ponendo $\gamma^* = \gamma_v^*$.

Punto di applicazione delle spinte attive sismiche

Considerato che la spinta attiva complessiva è in generale composta da tre termini, occorre calcolare il punto di applicazione di ognuno di essi

1. Componente associata allo scheletro solido: è possibile operare come segue

a) si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$)

b) si calcola la quota parte efficace di spinta sismica E_d dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

Nel caso di terreno eterogeneo, la spinta attiva è calcolata considerando la variabilità di $K_{A,sismico}$. Nel caso di terreno omogeneo ma parzialmente in falda, si suggerisce di adottare l'approccio sopra indicato, piuttosto che introdurre diversi valori dei coefficienti di spinta.

c) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

d) Nel caso di muri che possano ruotare alla base, si può considerare che tale incremento abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche

e) Negli altri casi si può assumere che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H$$

2. Componente idrostatica: è applicata come nel caso statico

3. Componente idrodinamica (E_{wd}): se esiste, è applicata considerando la seguente distribuzione di pressioni:

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z} \quad \text{con } z \text{ quota del generico punto rispetto la base della parete.}$$

Spinte passive in condizioni sismiche

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O è raccomandato solo nel caso in cui si voglia ignorare l'attrito tra terra e muro. Negli altri casi si raccomanda piuttosto di utilizzare relazioni basate sull'ipotizzare superficie di scivolamento curve, tra le quali si può citare la formulazione di Lancellotta (2007).

Il coefficiente di spinta passiva, in questo caso, per un muro verticale, è dato dalla seguente espressione:

$$K_{P,E} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(\beta - \theta) - \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2(\beta - \theta)}} \times (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \delta}) \right] \cdot e^{2\alpha \tan(\phi)} \quad (14-9)$$

$$2\alpha = \arcsin\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi}\right) + \arcsin\left(\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \phi}\right) + \delta + (\beta - \theta) + 2\theta$$

Con θ valutato come nel caso attivo, a seconda delle condizioni del terreno nei riguardi della falda. Nella Tabella 14-3, si riportano valori di K_{PE} calcolati con questa teoria, nel caso di muro verticale terrapieno orizzontale e con componente sismica verticale nulla ($k_v=0$). La componente orizzontale del coefficiente di spinta passiva sarà calcolata utilizzando i valori della tabella moltiplicati per $\cos(\delta)$.

		$\delta/\phi = 0$								
$\phi \rightarrow$ k_h		24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
	0		2.37	2.56	2.77	3	3.25	3.54	3.85	4.2
0.1		2.19	2.38	2.58	2.8	3.05	3.32	3.63	3.97	4.35
0.2		1.97	2.15	2.34	2.56	2.8	3.06	3.36	3.69	4.06
0.3		1.69	1.87	2.06	2.27	2.5	2.76	3.04	3.36	3.71
0.4		1.31	1.52	1.73	1.94	2.17	2.42	2.69	3	3.34

		$\delta/\phi = 1/3$								
$\phi \rightarrow$ k_h		24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
	0		2.85	3.15	3.49	3.89	4.34	4.87	5.49	6.22
0.1		2.63	2.92	3.25	3.63	4.07	4.58	5.17	5.87	6.71
0.2		2.36	2.64	2.95	3.31	3.73	4.22	4.78	5.45	6.25
0.3		2.02	2.3	2.6	2.94	3.34	3.8	4.34	4.97	5.72
0.4		1.57	1.87	2.18	2.51	2.89	3.33	3.84	4.44	5.14

		$\delta/\phi = 1/2$								
$\phi \rightarrow$ k_h		24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
	0		3.05	3.4	3.81	4.29	4.85	5.5	6.29	7.23
0.1		2.82	3.16	3.55	4.01	4.54	5.17	5.92	6.83	7.93
0.2		2.53	2.85	3.22	3.66	4.16	4.76	5.48	6.34	7.39
0.3		2.17	2.48	2.84	3.25	3.73	4.29	4.97	5.78	6.77
0.4		1.68	2.02	2.38	2.77	3.23	3.76	4.4	5.16	6.08

		$\delta/\phi = 2/3$								
$\phi \rightarrow$ k_h		24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
	0		3.22	3.62	4.08	4.63	5.28	6.06	7	8.15
0.1		2.98	3.36	3.8	4.33	4.95	5.7	6.6	7.7	9.06
0.2		2.67	3.03	3.45	3.95	4.54	5.25	6.1	7.15	8.44
0.3		2.29	2.64	3.04	3.51	4.06	4.73	5.53	6.51	7.73
0.4		1.78	2.15	2.55	3	3.52	4.15	4.9	5.81	6.95

Tabella 14-3: coefficienti di spinta passiva K_{PE} (Lancellotta (2007)), al variare dell'accelerazione orizzontale, con accelerazione verticale nulla.

Sovrappinte sismiche per muri non in grado di spostarsi

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} = altezza del muro.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} .

Nel caso di scatolare, si assumerà $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume del materiale compattato del rilevato.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con "h_{tot}" altezza dalla fondazione dello scatolare al piano stradale e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo "ΔP_d" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

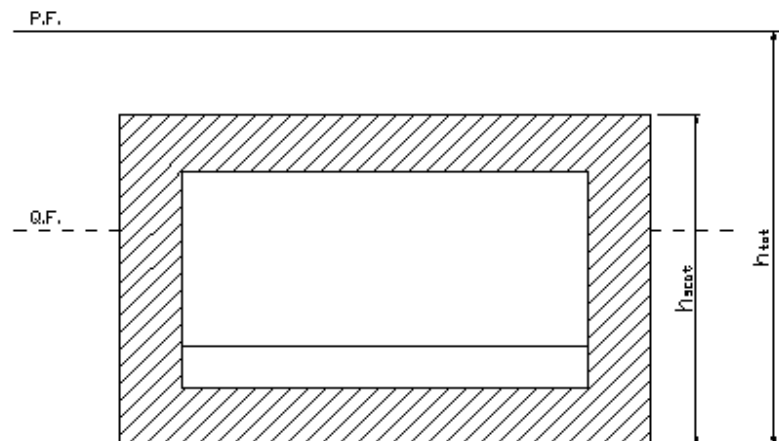


Figura 14-10

Calcolo allo stato limite di muri

Le verifiche di tipo geotecnico (GEO) e strutturale (STRU) devono essere svolte, in accordo con la normativa NTC08, secondo gli approcci indicati nelle due seguenti tabelle.

			Azioni (A)	Parametri geotecnici (M)			Resistenze (R)		
				tan (ϕ)	c'	S _u			
Approccio 1	COMB 1	Verifiche strutturali (STRU)	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.30$	$\gamma_{\phi} = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1$	
			Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$					
	Terreno di Fondazione		$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_{\phi} = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1$		
	Peso Muro		$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$						
Approccio 2	COMB 2	scorrimento e capacità portante (GEO)	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_{\phi} = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1$	
			Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.30$					
	Terreno di Fondazione		$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_{\phi} = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1$		
	Peso Muro		$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$						
Approccio 2	A1+M1+R3	scorrimento e capacità portante (GEO)	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.30$	$\gamma_{\phi} = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1.4$	
			Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$					
			Terreno di Fondazione	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_{\phi} = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1.4$	
			Peso Muro	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$					
EQU		verifica a ribaltamento (EQU)	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.10$	$\gamma_{\phi} = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1$	
			Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$					
			Terreno di Fondazione		Ininfluyente				
			Peso Muro	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 0.90$					
Approccio 1	COMB 2	A2+M2+R2	Stabilità globale	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_{\phi} = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1.1$
				Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.30$				
				Terreno di Fondazione	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_{\phi} = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1.1$
				Peso Muro	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$				

Note:

- l'APPROCCIO 2 può essere omissa nel caso di muri dotati di ancoraggio al terreno
- il coefficiente parziale γ_{ϕ} va applicato alla tangente dell'angolo d'attrito

Condizione statica

			Azioni (A)	Parametri geotecnici (M)			Resistenze (R)		
				tan (ϕ)	c'	S _u			
Approccio 1	COMB 1	A1+M1+R1	VERIFICHE STRU	Rilevato	Tutti i coefficienti pari a 1	$\gamma_{\phi} = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1$
				Sovraccarico					
				Terreno di Fondazione		$\gamma_{\phi} = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1$
				Peso Muro					
Approccio 1	COMB 2	A2+M2+R2	VERIFICHE GEO	Rilevato	Tutti i coefficienti pari a 1	$\gamma_{\phi} = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1$
				Sovraccarico					
				Terreno di Fondazione		$\gamma_{\phi} = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{c_u} = 1$	$\gamma_R = 1$
				Peso Muro					

Condizione sismica

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 RB R186 00 001	Rev. A	Foglio 54 di 54
---------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

15. BIBLIOGRAFIA

- Bolton, M.D., (1986) “The strength and dilatancy of sands”, *Geotechnique*, 36, 1, 65-78.
- Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) “Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils” *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- Ebeling Robert M. and Morrison, Ernest E. Jr. (1992), *The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures*, Technical Report ITL-92-11, NCEL TR-939, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi. (reperibile in internet, tramite una ricerca)
- Fleming W. G. K., Weltman A. J., Randolph M. F., Elson W. K., (1992) ‘*Piling Engineering*’, 2nd ed., Wiley & Sons, Inc.
- *Scienza delle Costruzioni*, Politecnico di Torino, n. 451.
- Lancellotta R., (2007) “Lower-bound approach for seismic passive earth resistance”, *Géotechnique*, Vol. 57, No. 3, pp. 319-321
- Ohta Y. and Goto N. (1978), “Empirical Shear Wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, pp 167-187
- Viggiani C. (1999) *Fondazioni*, 2a ed., Hevelius.
- Wood, J. H. (1973). “Earthquake Induced Soil Pressures on Structures,” Doctoral Dissertation, EERL 73-05, California Institute of Technology, Pasadena, CA.