

REGIONE TOSCANA

Comune di Sansepolcro

REALIZZAZIONE DEL SECONDO PONTE SUL FIUME TEVERE
E RACCORDI STRADALI DI COLLEGAMENTO FRA LA ZONA INDUSTRIALE
"ALTO TEVERE" E VIA BARTOLOMEO DELLA GATTA
SUL TRACCIATO DELLA VIA COMUNALE DEI "BANCHETTI"



PROGETTO DEFINITIVO

ATI DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA

MATILDI+PARTNERS

Vicolo Sant'Arcangelo n. 2
40123 Bologna

T +39 051 229107
T +39 051 222249 r.a.

F +39 051 223242

areatecnica@matildi.com
www.matildi.com

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE
PROF. ING. GIUSEPPE MATILDI

MANDANTE

EUTECNE s.r.l.
architettura | ingegneria

Via Romana, 30
06126 Perugia
T +39 075 32 761
F +39 075 34 470

Via Roma, 20/a
57034 Campo nell'Elba (Li)
Isola d'Elba
T/F +39 0565 977 589

office@eutecne.it
www.eutecne.it

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE
ING. FEDERICO FRAPPI

COMMITTENTE:



COMUNE DI SANSEPOLCRO

R.U.P.
Dott. Ing. Remo Veneziani

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Prof. Ing. Giuseppe MATILDI
Dott. Ing. Stefano ISANI
Dott. Ing. Paolo BARRASSO
Dott. Ing. Guido CAMMAROTA

Dott. Ing. Federico FRAPPI
Dott. Ing. Francesco ARDINO
Dott. Arch. Olimpia LORENZINI
Dott. Arch. Vania MARGUTTI
Dott. Geol. Armando GRAZI

Dott. Ing. Noemi BRIGANTI
Dott. Ing. Luca DELL'AVERSANO
Dott. Ing. Fabio PENNAZZI
Dott. Ing. Paola GONFIA
Dott.ssa Paola SFAMENI

TITOLO **RELAZIONE DI VERIFICA DI STABILITA' DELLE OPERE
IN TERRA**

CODICE PROGETTISTA

ELAB.

SR3A

CODICE COMMESSA **B93DA_SR3A**

REV. **- A**

SCALA

--

REV.N	DATA	MOTIVO DELLA EMISSIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	GEN 2016	PROGETTO DEFINITIVO	L.Dell'Aversano	F.Ardino	F.Frappi



REGIONE TOSCANA
COMUNE DI SANSEPOLCRO

**REALIZZAZIONE DEL SECONDO PONTE SUL FIUME TEVERE
E RACCORDI STRADALI DI COLLEGAMENTO FRA LA ZONA INDUSTRIALE
"ALTO TEVERE" E VIA BARTOLOMEO DELLA GATTA
SUL TRACCIATO DELLA VIA COMUNALE DEI "BANCHETTI"**

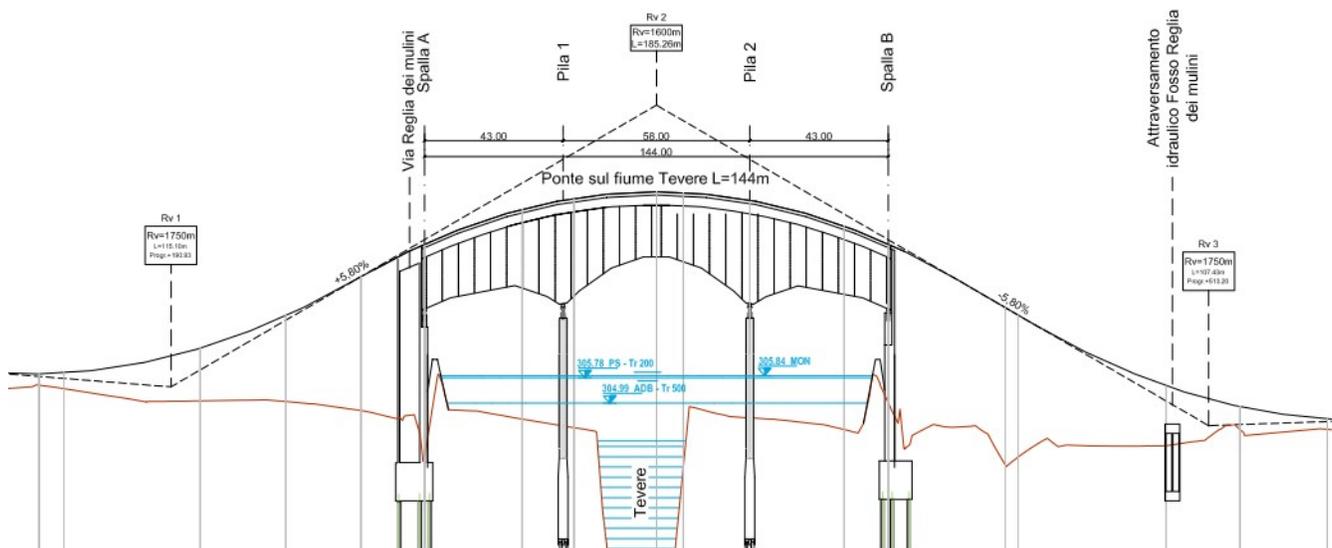
**RELAZIONE DI VERIFICA DI STABILITA'
DELLE OPERE IN TERRA**

Indice generale

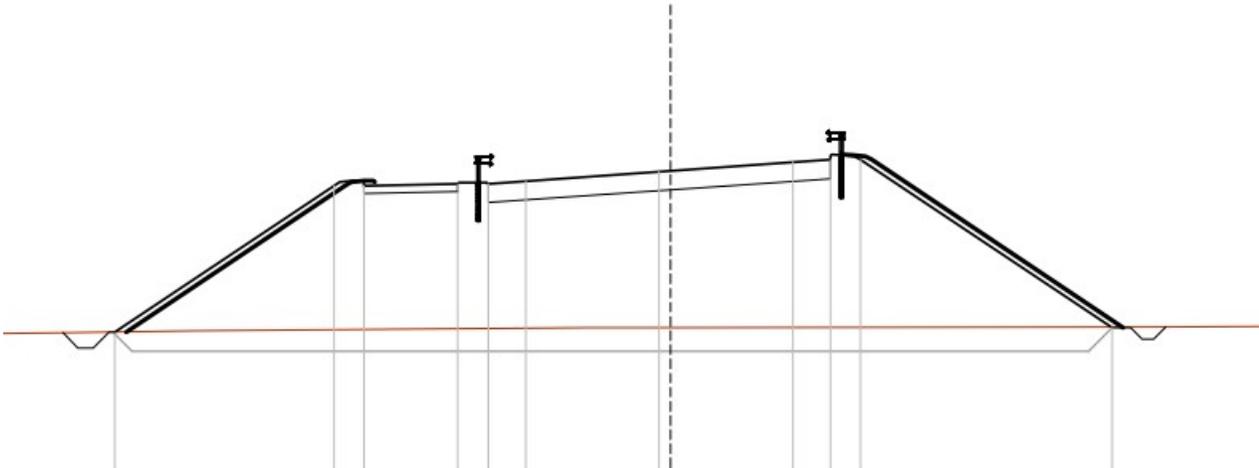
1.	PREMESSA.....	4
2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO.....	5
3.	VERIFICA DI STABILITA' DEL COMPLESSO OPERA IN TERRA – TERRENO.....	7
3.1	Premessa.....	7
3.2	Normativa di riferimento.....	7
3.3	Parametri Sismici.....	8
3.4	Combinazioni di carico e coefficienti parziali.....	9
3.5	Sovraccarichi.....	11
3.6	Materiali impiegati.....	11
3.7	Parametri geotecnici.....	14
3.8	Metodo di calcolo.....	15
3.9	Sezioni di verifica.....	18
3.10	Esito delle verifiche.....	18
4.	VERIFICA AGLI SLU PER RAGGIUNGIMENTO DEL CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE - TERRENO (GEO).....	33
5.	CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI.....	38
5.1	INTRODUZIONE.....	38
5.2	VERIFICA AGLI SLE PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	39
5.3	SFORZI NEL TERRENO INDOTTI DALLA PRESSIONE DELLE FONDAZIONI.....	40
6.	CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI.....	45
6.1	INTRODUZIONE.....	45
6.2	VERIFICA AGLI SLE PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	46
6.3	SFORZI NEL TERRENO INDOTTI DALLA PRESSIONE DELLE FONDAZIONI.....	47
6.4	CALCOLO DEL CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE.....	51
6.5	CONCLUSIONI.....	61

1 PREMESSA

La realizzazione del nuovo ponte sul fiume Tevere prevede la costruzione di rilevati stradali a tergo delle spalle, dove raggiungono la massima altezza e degradano rapidamente fino a quota del piano campagna a circa 80 – 100 metri di distanza dal ponte.



I rilevati hanno una altezza massima di circa 6 m dal piano campagna in prossimità delle spalle e decresce rapidamente. In senso trasversale la carreggiata stradale ha una larghezza di 8.50 m a cui si aggiunge la pista ciclo-pedonale 2.50 m il cordolo di separazione 0.80 m e due cigli di 0.75 m per una larghezza complessiva di 13.30 metri. Le scarpate hanno una pendenza di circa 33° rispetto l'orizzontale. Il peso specifico del rilevato si assume pari a $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$. Il sovraccarico stradale si assume pari a 20 KN/m^2 .



2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

A seguito delle indagini geotecniche, idrogeologiche e sismiche svolte, dal punto di vista geotecnico si sono individuate le seguenti unità geotecniche.

UG1 – Sabbie e ghiaie

Sono presenti a una profondità di 19 – 20 metri dal piano campagna e, in sinistra idrografica del fiume, tra i 2.50 e 10 metri dal p.c..

Il comportamento meccanico di tale strato è quello tipico di terreni a grana grossa. Si assumono i seguenti parametri di resistenza:

Valore caratteristico dell'angolo di attrito:	$\varphi_K = 42^\circ$
Valore caratteristico della coesione:	$c_K = 0.0 \text{ Kpa};$
Valore caratteristico del peso dell'unità di volume	$\gamma_K = 19.5 \text{ KN/m}^3.$
Valore caratteristico del peso dell'unità di volume saturo	$\gamma_{\text{sat}_K} = 22.0 \text{ KN/m}^3.$

UG2 – Limi Sabbiosi debolmente Argillosi

Sono presenti in destra idrografica del fiume tra i 2.0 e 8.50 metri dal piano campagna.

Il comportamento meccanico di tale strato è quello tipico di terreni a grana grossa. Si assumono i seguenti parametri di resistenza:

Valore caratteristico dell'angolo di attrito:	$\varphi_K = 28^\circ$
Valore caratteristico della coesione:	$c_K = 0.0 \text{ Kpa};$

Valore caratteristico del peso dell'unità di volume	$\gamma_K = 17.5 \text{ KN/m}^3$.
Valore caratteristico del peso dell'unità di volume saturo	$\gamma_{\text{sat}_K} = 20.5 \text{ KN/m}^3$.

UG3 – Argille Limose

Sono presenti tra 8.0 e 20.0 metri dal piano campagna.

Il comportamento meccanico di tale strato è quello tipico di terreni coesivi. Si assumono i seguenti parametri di resistenza:

Valore caratteristico della coesione non drenata:	$c_{u,K} = 50.0 \text{ Kpa}$;
Valore caratteristico dell'angolo di attrito:	$\phi_K = 23^\circ$
Valore caratteristico della coesione:	$c_K = 30.0 \text{ Kpa}$;
Valore caratteristico del peso unitario	$\gamma_K = 20.4 \text{ KN/m}^3$.

3 VERIFICA DI STABILITA' DEL COMPLESSO OPERA IN TERRA – TERRENO

3.1 Premessa

Nel campo delle geotecniche è definita come opera in terra rinforzata o pendio rinforzato, una struttura atta al contenimento o alla stabilizzazione di una scarpata costituita, essa stessa, da terreno e da elementi di rinforzo di forma e materiale opportuno, capaci di assorbire sforzi di trazione. Tali elementi vengono di solito disposti lungo piani di posa orizzontali durante il riempimento e la compattazione del rilevato di terreno strutturale, che avviene per strati successivi.

Così facendo, il regime di sollecitazioni che s'instaura nel rilevato strutturale con l'aumentare dei carichi, è tale da mobilitare la resistenza a trazione dei rinforzi in virtù della propria aderenza per attrito con il terreno.

Il terreno che costituisce il rilevato strutturale, invece, offrirà il suo contributo di resistenza alla compressione per effetto dei carichi verticali. Nella progettazione di queste strutture è pertanto necessario individuare i meccanismi di rottura potenziali nel terreno al fine di valutare il contributo di stabilità offerto dalla presenza dei rinforzi.

Il dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica pertanto la scelta corretta della lunghezza e della spaziatura verticale dei rinforzi necessarie a garantire la stabilità, noti i parametri geotecnici del rilevato strutturale (angolo d'attrito, peso specifico) e le caratteristiche meccaniche dei rinforzi (carico rottura, coeff. aderenza terreno). I meccanismi di scivolamento schematizzati nel calcolo saranno in generale diversi secondo le caratteristiche dei rinforzi e soprattutto della geometria e della stratigrafia della scarpata.

3.2 Normativa di riferimento

Nella redazione della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente normativa.

1. Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.Min. 14/01/2008
2. Circolare al D.M. del 14/01/2008
3. Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”, aprile 1997.
4. Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1: Regole generali - azioni sismiche e requisiti generali per le strutture”, ottobre 1997.
5. Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5:

Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, febbraio 1998.

6. UNI EN 14475 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Terra rinforzata
7. UNI 10006 - Costruzione e manutenzione delle strade - Tecniche di impiego delle terre
8. ASTM D 3282 - Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes
1. UNI EN 13242 - Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade
2. UNI EN 13285 - Miscele non legate - Specifiche
3. UNI EN ISO 14688-1 - Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione

3.3 Parametri Sismici

Le verifiche eseguite sono conformi alle NTC D.M. 14/01/2008. L'azione sismica è definita mediante metodi pseudo statici attraverso una accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. La componente orizzontale dell'accelerazione equivalente è ricavata mediante la relazione:

$$a_h = K_h \cdot g = \beta_m \cdot a_{max}$$

La componente verticale dell'accelerazione equivalente si pone pari alla metà di quella orizzontale.

$$a_v = \pm 0.5 \cdot a_h$$

L'accelerazione di picco è valutata mediante l'analisi di risposta sismica locale:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

con a_g accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa nel sito di riferimento;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S , S_T sono coefficienti che considerano l'effetto della amplificazione stratigrafica e topografica del sito;

β_m è un coefficiente che tiene conto della capacità dell'opera di subire spostamenti relativi. Poichè la sovrastruttura di contenimento è realizzata in terra rinforzata essa può considerarsi sufficientemente deformabile da consentire spostamenti relativi. Il coefficiente viene estrapolato dalla Tab 7.11.II delle NTC.

DATI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Classe d'uso	III	Punto 2.4.2
Coefficiente d'uso	Cu 1.5	Tab. 2.4.II
Vita Nominale dell'opera	Vn 50	Tab. 2.4.I

Periodo di riferimento azione sism. VR 75 Cu · Vn

Azione Sismica

Stati limite		PVR	TR	Ag / g	F0	
Esercizio	S.L. Di Operatività	SLO	81.00%	30		
Esercizio	S.L. Di danno	SLD63.00%		50		
Ultimo	S.L. Di Salv. Vita	SLV 10.00%		475	0.258	2.391
Ultimo	S.L. Di Collasso	SLC5.00%		975		

Categoria di Sottosuolo	C	Tab. 3.2.II
Categoria topografica	T1	Tab. 3.2.IV
Altezza Rilievo H / alt.costruzione	h/H	1.00
Coef. Amplificaz. Stratigrafica	Ss	1.33 Tab. 3.2.V
Coef. Amplificaz. Topografica	ST	1.00 Tab. 3.2.VI
Acc. orizzontale max attesa	amax / g	0.343 Ss · ST · ag / g
Coef. Riduzione di amax / g	β_m	0.310 Tab. 7.11.II
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.106 amax / g · β_m
Coefficiente sismico verticale	kv	0.053 +- 0.5 Kh

3.4 Combinazioni di carico e coefficienti parziali

Il dimensionamento della struttura è stata condotte secondo gli Stati limite Ultimi (SLU - SLV) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche. In accordo con Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 - capitolo 6 – sono stati applicati coefficienti parziali ai carichi, ai parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo).

Per quanto riguarda la stabilità globale le verifiche sono riportate nel documento “SR2A – verifiche di stabilità del complesso opere di sostegno – terreno”. Per esse si è utilizzato l’ Approccio 1 Combinazione 2 : A2+M2+R2.

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della Fondazione e per la verifica di Portanza della Fondazione si è utilizzato l’Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2, in accordo con quanto riportato nella Circolare Interpretativa par. C6.5.3.1.1)

Per quanto riguarda invece le verifiche e agli SLU di tipo strutturale (STR) (par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l’Approccio 1 Combinazione 1: A1+M1+R1.

I coefficienti parziali per le azioni e i parametri geotecnici riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II sono riportati di seguito:

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

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

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

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

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

I coefficienti parziali delle resistenze riportati in tabella 6.5.I.

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

3.5 Sovraccarichi

Il sovraccarico stradale è stato considerato come un carico uniformemente distribuito pari a 20KN/m². Per le verifiche sismiche il sovraccarico accidentale dovuto al transito di mezzi viene moltiplicato per il fattore $Y_{2j}=0.2$ in accordo con D.M. 14/01/2008 cap. 3.2.4 assumendo, cautelativamente, una condizione di traffico rilevante.

3.6 Materiali impiegati

Terramesh verde o equivalente

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

La rete metallica a doppia torsione deve essere realizzata con maglia esagonale tipo 8x10 (UNI-EN 10223-3), tessuta con filo in acciaio trafilato, avente un diametro pari 2.70 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), conforme all’EN 10244-2 (Classe A) con un quantitativo non inferiore a 245 g/mq. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico che dovrà avere uno spessore nominale di 0.5 mm, portando il diametro esterno al valore nominale di 3.70 mm. La resistenza del polimero ai raggi UV sarà tale che a seguito di un’esposizione di 4000 ore a radiazioni UV (secondo ISO 4892-2 o ISO 4892-3) il carico di rottura e l’allungamento a rottura non variano in misura maggiore al 25%.

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

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

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

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in SO₂ (0,2 dm³ SO₂ per 2 dm³ acqua) tale per cui dopo 28 cicli la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in

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

Ogni singolo elemento è provvisto di barrette di rinforzo galvanizzate con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), con un quantitativo non inferiore a 265 g/mq e plasticate, aventi diametro pari a 3.40/4.40 mm e inserite all'interno della doppia torsione delle maglie, in corrispondenza dello spigolo superiore ed inferiore del paramento. Il paramento in vista sarà provvisto inoltre di un elemento di irrigidimento interno assemblato in fase di produzione in stabilimento, costituito da un pannello di rete elettrosaldato con diametro non inferiore a 6 mm e da un idoneo ritentore di fini. Il paramento sarà fissato con pendenza variabile, per mezzo di elementi a squadra realizzati in tondino metallico e preassemblati alla struttura.

Gli elementi di rinforzo contigui saranno posti in opera e legati tra loro con punti metallici meccanizzati galvanizzati con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%) classe A secondo la UNI EN 10244-2, con diametro 3.00 mm e carico di rottura minimo pari a 1700 Mpa. Il Sistema Qualità della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 9001:2008 da un organismo terzo indipendente. Il Sistema di Gestione Ambientale della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 14001:2004 da un organismo terzo indipendente.

Le lunghezze dei rinforzi sono riportate negli elaborati grafici di dettaglio e nei tabulati di dimensionamento allegati.

Terramesh verde Light o equivalente

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

La rete metallica a doppia torsione deve essere realizzata con maglia esagonale tipo 8x10 (UNI-EN 10223-3), tessuta con filo in acciaio trafilato avente un diametro pari 2.20 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), conforme all'EN 10244-2 (Classe A) con un quantitativo non inferiore a 230 g/mq. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico che dovrà avere uno spessore nominale di 0.5 mm, portando il diametro esterno al valore

nominale di 3.20 mm. La resistenza del polimero ai raggi UV sarà tale che a seguito di un'esposizione di 4000 ore a radiazioni UV (secondo ISO 4892-2 o ISO 4892-3) il carico di rottura e l'allungamento a rottura non variano in misura maggiore al 25%. La resistenza a trazione della rete dovrà essere non inferiore a 35 kN/m (test eseguiti in accordo alla UNI EN 10223-3:2013).

La rete una volta sottoposta al 50% del carico massimo a rottura per trazione 17.5 kN/m, non dovrà presentare rotture del rivestimento plastico del filo all'interno delle torsioni. La rete deve presentare una resistenza a corrosione in SO₂ (0,2 dm³ SO₂ per 2 dm³ acqua) tale per cui dopo 28 cicli la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 6988). La rete deve presentare una resistenza a corrosione in test in nebbia salina tale per cui dopo 6000h la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 9227)

Ogni singolo elemento è provvisto di barrette di rinforzo galvanizzate con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), (con un quantitativo non inferiore a 245 g/mq) e plasticate, aventi diametro pari a 2.70/3.70 mm e inserite all'interno della doppia torsione delle maglie, in corrispondenza dello spigolo superiore ed inferiore del paramento. Il paramento in vista sarà provvisto inoltre di un elemento di irrigidimento interno assemblato in fase di produzione in stabilimento, costituito da un pannello di rete elettrosaldato con diametro non inferiore a 6 mm e da un idoneo ritentore di fini. Il paramento sarà fissato con pendenza variabile, per mezzo di elementi a squadra realizzati in tondino metallico e preassemblati alla struttura. Gli elementi di rinforzo contigui saranno posti in opera e legati tra loro con punti metallici meccanizzati galvanizzati con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%) classe A secondo la UNI EN 10244-2, con diametro 3.00 mm e carico di rottura minimo pari a 1700 MPa.

Il Sistema Qualità della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 9001:2008 da un organismo terzo indipendente. Il Sistema di Gestione Ambientale della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 14001:2004 da un organismo terzo indipendente.

Requisiti richiesti per il rilevato strutturale

Il terreno di riempimento che costituisce il rilevato strutturale dell'opera, potrà provenire sia da scavi precedentemente eseguiti sia da cave di prestito e facendo riferimento alle classificazioni ASTM D 3282 o UNI 10006 dovrà appartenere ai A1-a, A1-b, A3, A2-4, A2-5 con esclusione di pezzature superiori a 150mm.

Il materiale con dimensioni superiori a 100 mm è ammesso con percentuale inferiore al 15% del totale. In ogni caso dovranno essere esclusi i materiali che, da prove opportune, presentino parametri

geomeccanici (angoli d'attrito e coesione) minori di quelli previsti in progetto. Il peso di volume del terreno di riempimento, in opera compattato, dovrà essere superiore a 18-19 kN/m³.

Le caratteristiche e l'idoneità dei materiali saranno accertate mediante le seguenti prove di laboratorio.

- analisi granulometrica;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua
- determinazione del limite liquido e dell'indice di plasticità sull'eventuale porzione di passante al setaccio 0,4 UNI 2332;
- prova di compattazione AASHTO

Le prove andranno distribuite in modo tale da essere sicuramente rappresentative dei risultati conseguiti in sede di preparazione dei piani di posa degli elementi di rinforzo, in relazione alle caratteristiche dei terreni utilizzati.

3.7 Parametri geotecnici

I parametri meccanici del terreno sono desunti sulla base dei risultati delle indagini riportate riportati nella relazione geologica-geotecnica e nella schematizzazione proposta nel profilo geotecnico dei terreni al quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

Caratteristiche Geotecniche				
Rilevato stradale				
Peso di volume saturo	γ_{sat}	1,9	t/m ³	RIL, TR
Coesione drenata	c	0	kN/mq	
Angolo di attrito interno	ϕ	32°	°	
Peso di volume	γ	1,8	t/m ³	
Peso di volume saturo	γ_{sat}	2,2	t/m ³	UG1
Coesione drenata	c	0	kN/mq	
Angolo di attrito interno	ϕ	42°	°	
Peso di volume	γ	1,9	t/m ³	
Caratteristiche Geotecniche				
Peso di volume saturo	γ_{sat}	2,05	t/m ³	UG2

Coesione drenata	c	0	kN/mq	
Angolo di attrito interno	ϕ	28°		
Peso di volume	γ	1,75	t/m ³	
Peso di volume saturo	γ_{sat}	2,04	t/m ³	UG3
Coesione drenata	c	30	kN/mq	
Angolo di attrito interno	ϕ	23°		
Peso di volume	γ	2,04	t/m ³	

3.8 Metodo di calcolo

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MacStar W cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. In particolare in questa sede si fa riferimento al metodo di BISHOP modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari. Per tutti i dettagli teorici si rimanda al manuale di calcolo.

Il contributo dei teli di rinforzo viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilizzarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e/o sotto. Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra superficie di scorrimento e rinforzo stesso. Il modulo di tale forza è determinata scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido. Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo, che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata, fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidità dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo vengono verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo;
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;

- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

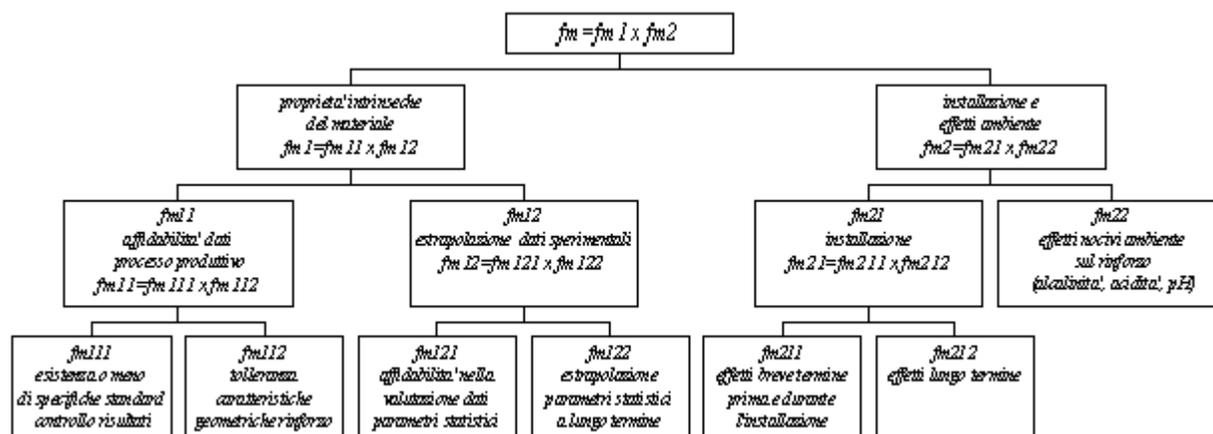
Nel primo caso una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo. Nel secondo e terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento. Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che si tratta di un'opera permanente per cui si è fatto riferimento alle prestazioni a lungo termine dei materiali metallici.

A tale proposito viene valutato il parametro di resistenza di lavoro T_d . Mancando in Italia uno specifico riferimento normativo, la stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo è stata determinata facendo riferimento allo schema illustrato di seguito che la normativa inglese BS8006 prescrive per i rinforzi in genere.

La resistenza di lavoro T_d è valutata secondo la formula:

$$T_d = T_b / f_m$$

Dove f_m è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale T_b e si compone secondo lo schema indicato sotto.



La valutazione di dettaglio dei fattori parziali di sicurezza è riportata nella nota tecnica n° 7.

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

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

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

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

Per rinforzi realizzati in rete metallica doppia torsione che non subisce effetti di creep alle condizioni di carico di lavoro tale coefficiente di riduzione non viene applicato. La tabella seguente mostra i valori della resistenza a trazione di ogni rinforzo e dei valori dei coefficienti di sicurezza alla rottura applicati f_m e f_{creep}

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

3.9 Sezioni di verifica

Si effettua il dimensionamento di massima della Sezione 6 in corrispondenza della spalla A del ponte, si effettua la verifica nei due casi di rilevato stradale e rilevato in terra rinforzata. Il progetto prevede opere di sostegno in terra rinforzata con fondazione diretta per le quali vengono eseguite le seguenti verifiche:

RILEVATO IN TERRE RINFORZATE:

- Verifica di Stabilità del complesso Rilevato-Terreno di fondazione (GEO) secondo l'approccio 1 Combinazione 2 in condizioni statiche e sismiche (A2+M2+R2; M2+R2+Kh±kv);
- Verifica di resistenza degli elementi strutturali (STR) secondo l'approccio 1 Combinazione 1 in condizioni statiche e sismiche (A1+M1+R1; M2+R2+Kh±kv);
- Verifica di scorrimento della fondazione (GEO) secondo l'approccio 1 Combinazione 2 in condizioni statiche e sismiche (A2+M2+R2; M2+R2+Kh±kv);

RILEVATO STRADALE:

- Verifica di Stabilità del complesso Rilevato-Terreno di fondazione (GEO) secondo l'approccio 1 Combinazione 2 in condizioni statiche e sismiche (A2+M2+R2; M2+R2+Kh±kv);

3.10 Esito delle verifiche

Nella verifica di stabilità esterna ed interna si definiscono i cosiddetti coefficienti di sovradimensionamento, cioè i rapporti fra le capacità di resistenza della struttura e le azioni agenti sulla struttura stessa. Poiché nel calcolo si introducono sia coefficienti di sicurezza parziali che fattori di amplificazione dei carichi, è sufficiente che i fattori di sovradimensionamento siano **maggiori od uguali a 1,00** per garantire la sicurezza nei confronti del criterio considerato. I valori minimi ottenuti nella struttura in oggetto sono riportati in dettaglio nei tabulati di calcolo allegati.

Rilevato in Terre Rinforzate con fondazione diretta

	Stabilità Globale		Scorrimento		Stabilità Interna	
	A2+M2+R2	M2+R2+Kh±kv	A2+M2+R2	M2+R2+Kh±kv	A1+M1+R1	M1+R1+Kh±kv
Sezione 6	1,911	1,691	1,448	1,120	2,460	2,374

Rilevato stradale

	Stabilità Globale	
	A2+M2+R2	M2+R2+Kh±kv
Sezione 6	1,689	1,540

RILEVATO IN TERRE RINFORZATE CON FONDAZIONE DIRETTA

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : RI	Descrizione : Rilevato Stradale	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	0.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	32.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	17.66
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	18.64
Modulo elastico	[kN/m ²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

Terreno : TR	Descrizione : Terre Rinforzate	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	0.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	32.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00

Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	17.66
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	18.64
Modulo elastico	[kN/m ²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

Terreno : UG1	Descrizione : Sabbie e ghiaie	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	0.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	45.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	19.00
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	22.00
Modulo elastico	[kN/m ²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

Terreno : UG2	Descrizione : Limi sabbiosi debolmente argillosi	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	0.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	28.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	17.50
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	20.50
Modulo elastico	[kN/m ²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

Terreno : UG3	Descrizione : Argille limose	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	30.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	23.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	20.40
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	20.40
Modulo elastico	[kN/m ²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: BANC01	Descrizione: Banco 1o						
Terreno : UG2							
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	23.00	50.00	23.00				

Strato: BANC02	Descrizione: Banco 2o						
Terreno : UG3							
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	17.00	50.00	17.00				

Strato: BANCO3

Descrizione: Banco 3o

Terreno : UG1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	7.00	50.00	7.00				

Strato: PC

Descrizione: Piano campagna

Terreno : UG3

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	25.00	50.00	25.00				

PROFILI FALDE FREATICHE**Falda: FALDA**

Descrizione: Falda

X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
0.00	18.50			50.00	18.50		

BLOCCHI RINFORZATI**Blocco : TR4SX**

Dati principali [m] : Larghezza = 19.50 Altezza = 2.19
 Coordinate Origine [m] : Ascissa = 17.25 Ordinata = 24.50
 Inclinazione paramento [°] : 25.00

Rilevato strutturale - materiale tipo : Sabbia
 Rilevato strutturale : TR
 Terreno di riempimento a tergo : RI
 Terreno di copertura : RI
 Terreno di fondazione : TR

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

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

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 65° - 8/2.2P - 0.73

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

Blocco : TR3SX

Dati principali [m] : Larghezza = 17.30 Altezza = 2.19
 Arretramento [m] = 0.00 da TR4SX
 Inclinazione paramento [°] : 25.00

Rilevato strutturale - materiale tipo : Sabbia
 Rilevato strutturale : TR
 Terreno di riempimento a tergo : RI
 Terreno di copertura : RI
 Terreno di fondazione : TR

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

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

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh - 65° - 8/2.2P - 0.73

Lunghezza [m] = 3.00
 Interasse [m] = 0.73
 Risvolto [m] = 0.65

Profilo di ricopertura:

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	0.30	0.30	14.44	0.30		

CARICHI**Pressione : CS**

Descrizione : Carichi Stradali

Classe : Variabile - sfavorevole

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

Ascissa [m] : Da = 21.00 To = 29.00

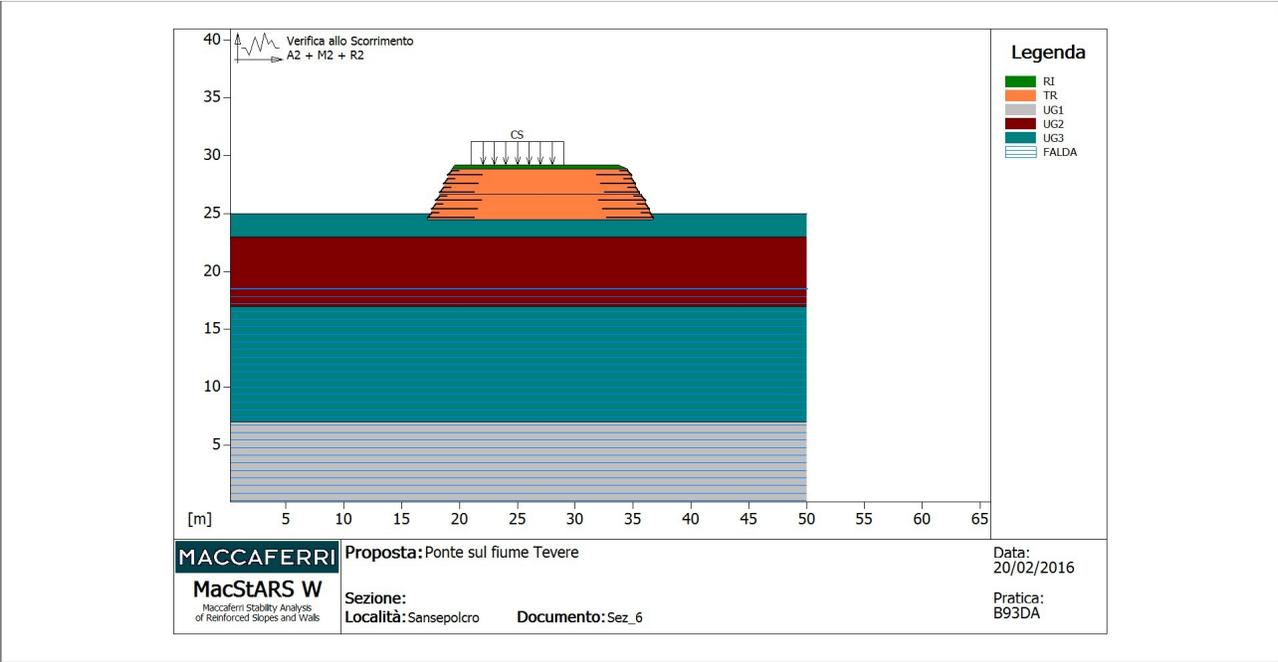
Sisma :

Classe : Sisma

Accelerazione [m/s²] : Orizzontale = 0.91 Verticale = 0.45**PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI**

Maccaferri - Green Terramesh - 65° - 8/2.2P - 0.73

Carico di rottura Nominale Tr	[kN/m]	:	35.00
Rapporto di Scorrimento plastico		:	2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico	[m ³ /kN]	:	1.10e-04
Rigidezza estensionale	[kN/m]	:	350.00
Lunghezza minima di ancoraggio	[m]	:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia)		:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia)		:	1.17
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo)		:	1.17
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla)		:	1.17
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		:	1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		:	0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia		:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia		:	0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo		:	0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla		:	0.30



VERIFICHE

Verifica di stabilità del complesso rilevato-terreno di fondazione – Condizione Statica:

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

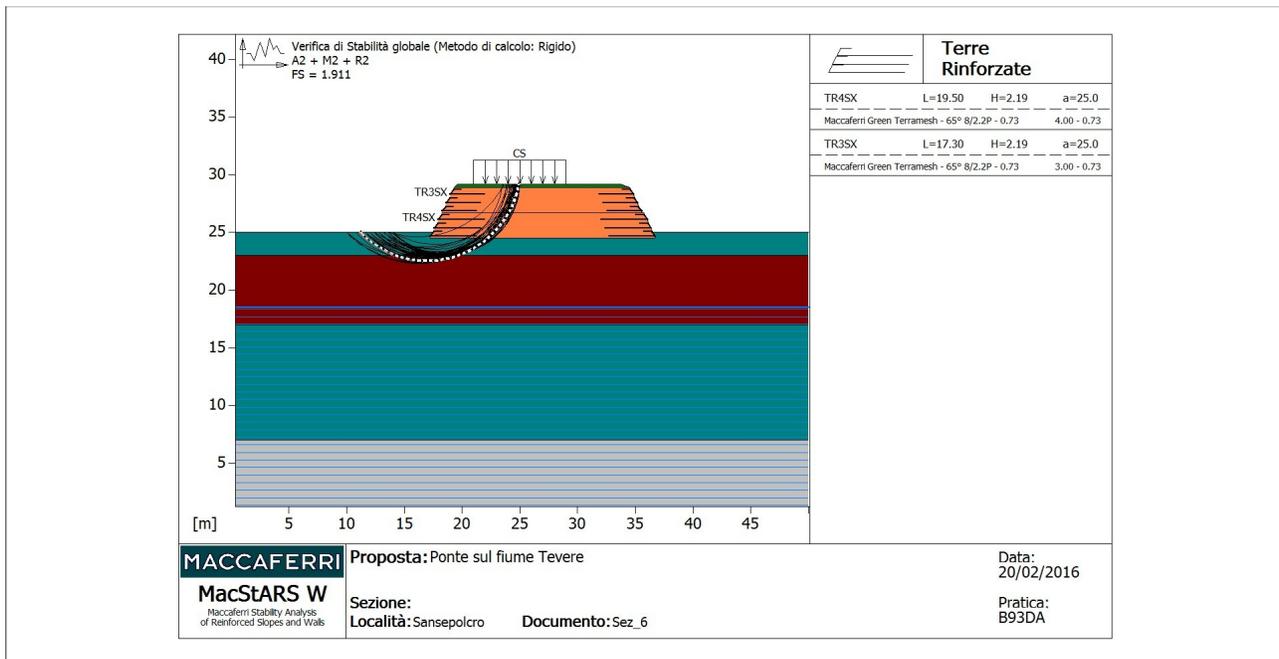
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 1.911

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
10.00	14.00	21.00	25.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza		11	
Numero totale superfici di prova		110	
Lunghezza segmenti delle superfici [m]		0.50	
Angolo limite orario [°]		0.00	
Angolo limite antiorario [°]		0.00	

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



Verifica di stabilità allo scorrimento – Condizione Statica:

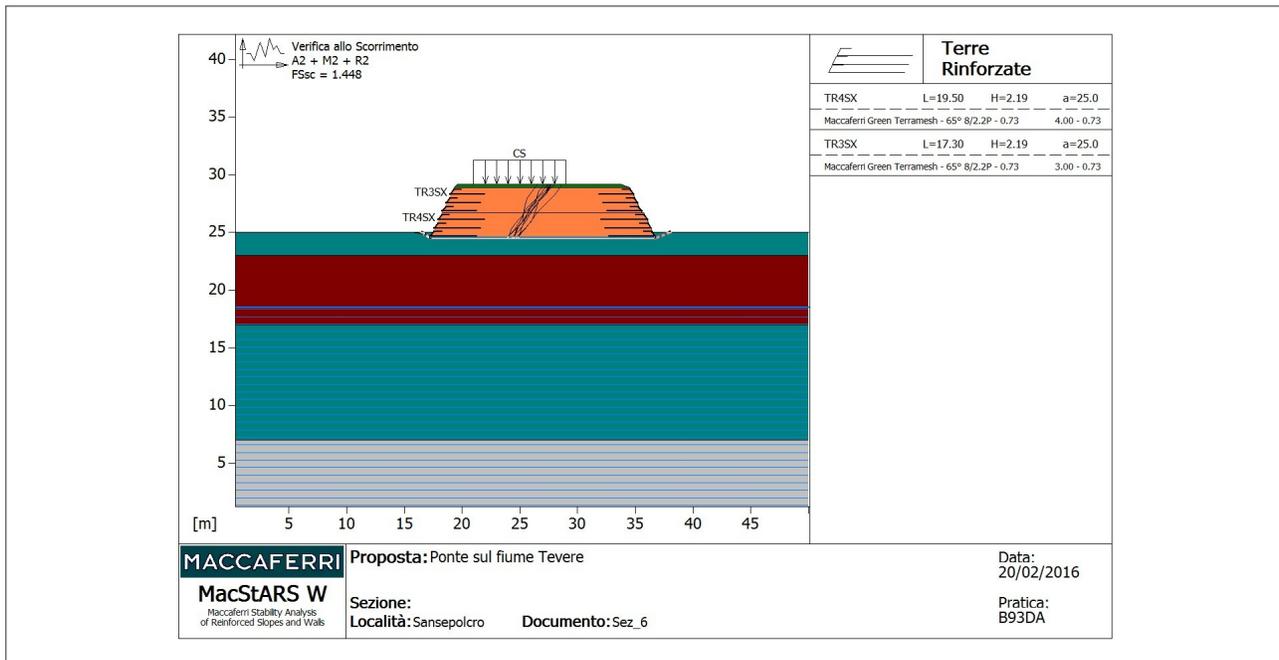
Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Stabilità verificata sul blocco :

Parametri d'attrito adottati sull'interfaccia blocco terreno

Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
 Coesione [kN/m²] : 0.00
 Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
 Angolo d'attrito [°] : 23.00
 Forza Stabilizzante [kN/m] : 189.40
 Forza Instabilizzante [kN/m] : 130.82
 Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento
 Coefficiente di sicurezza allo scorrimento : 1.448

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



Verifica di stabilità interna – Condizione Statica:

Combinazione di carico : A1 + M1 + R1

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

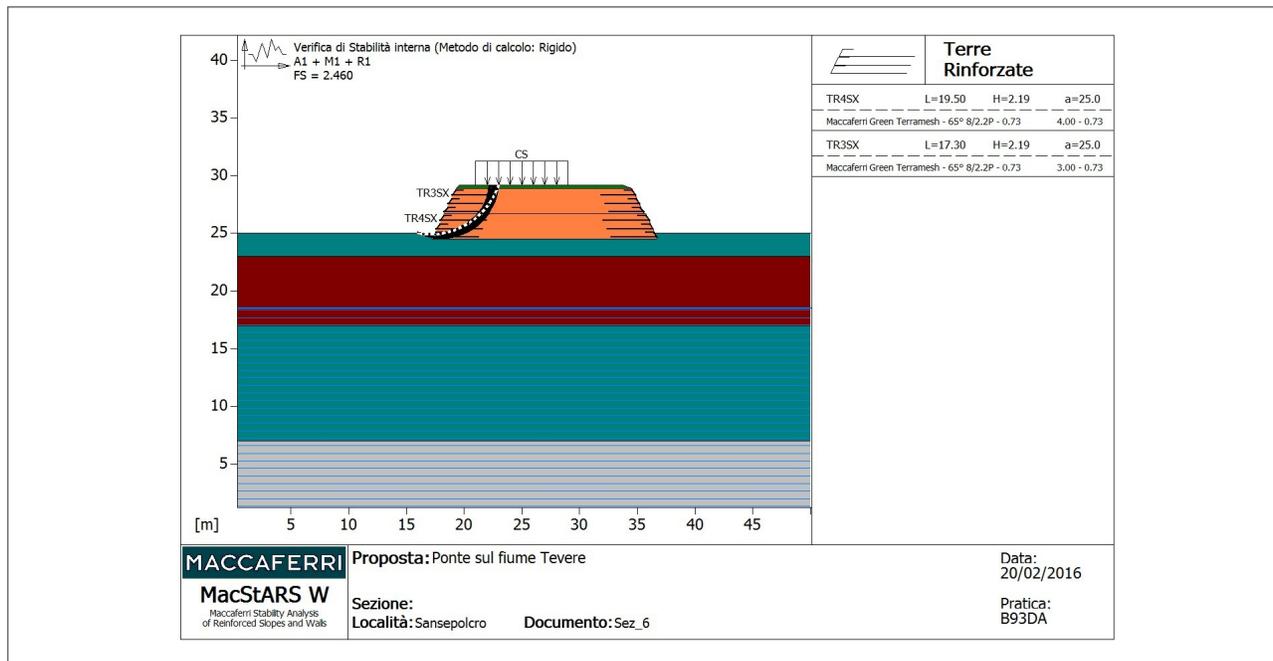
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 2.460

	Intervallo di ricerca delle superfici	
Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	Primo punto	Secondo punto
	16.00	23.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza	:	1
Numero totale superfici di prova	:	100
Lunghezza segmenti delle superfici [m]	:	0.50
Angolo limite orario [°]	:	0.00
Angolo limite antiorario [°]	:	0.00

Blocco : TR4SX
Maccaferri - Green Terramesh - 65° - 8/2.2P - 0.73

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.730	35.0	157.7	29.9	1.17	5.27
1.460	35.0	88.4	29.9	1.17	2.96

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



Verifica di stabilità del complesso rilevato-terreno di fondazione – Condizione Sismica:

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

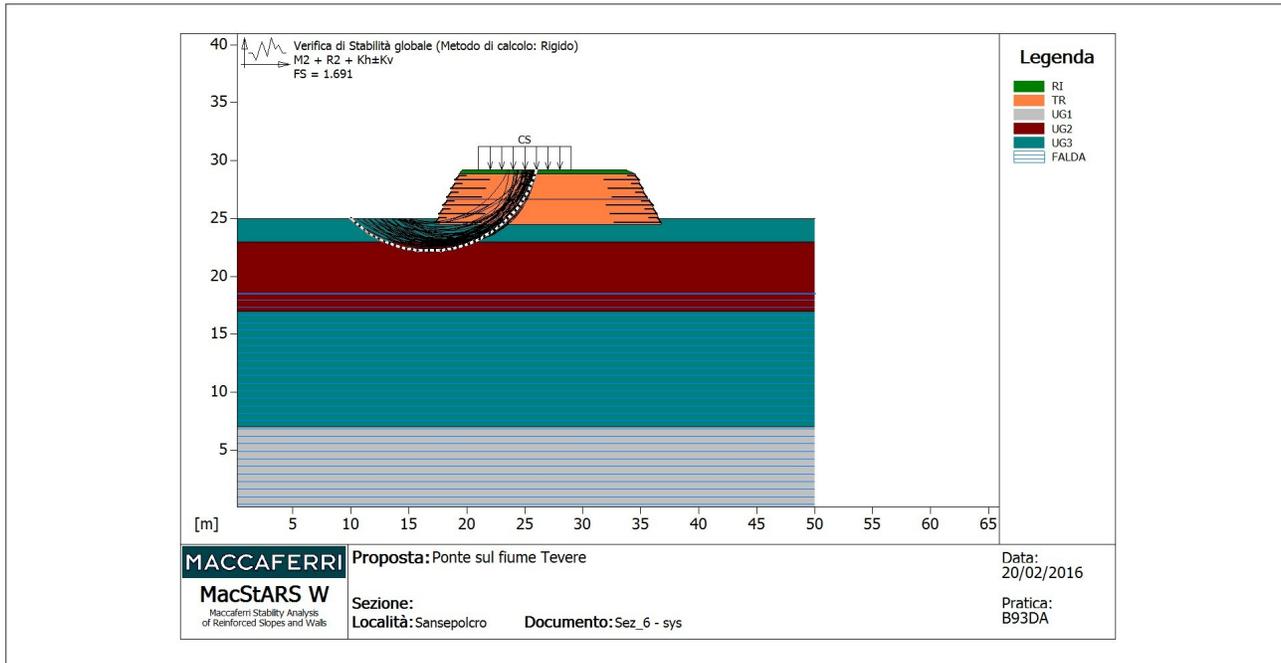
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 1.691

Segmento di partenza, ascisse [m]		Intervallo di ricerca delle superfici		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
10.00	15.00	22.00			26.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 11					
Numero totale superfici di prova : 110					
Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 0.50					
Angolo limite orario [°] : 0.00					
Angolo limite antiorario [°] : 0.00					

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



Verifica di stabilità allo scorrimento – Condizione Sismica:

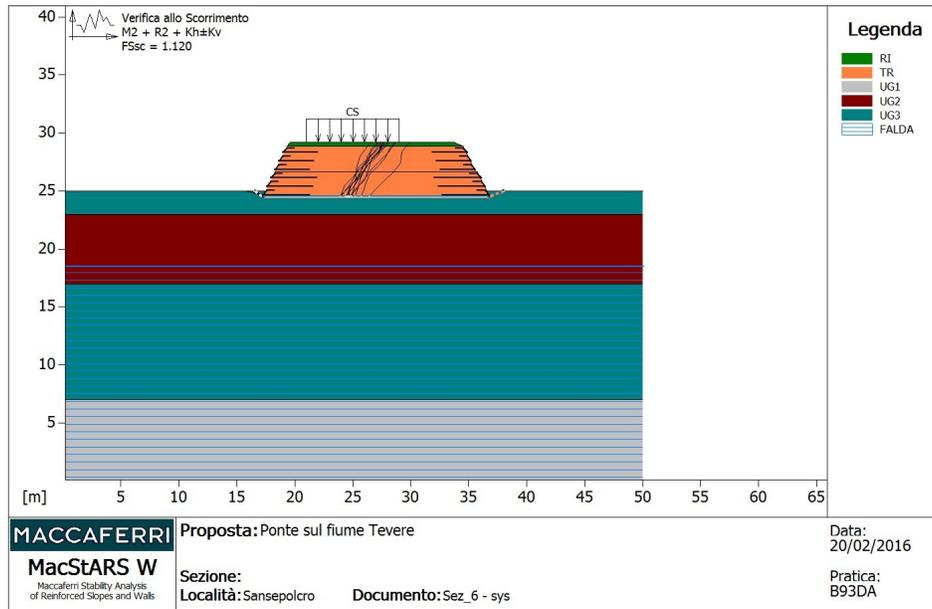
Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco :

Parametri d'attrito adottati sull'interfaccia blocco terreno

Classe coesione	:	Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione		[kN/m ²]	: 0.00
Classe d'attrito	:	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito		[°]	: 23.50
Forza Stabilizzante		[kN/m]	: 155.69
Forza Instabilizzante		[kN/m]	: 138.96
Classe scorrimento	:	Coeff. parziale R - Scorrimento	
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento			: 1.120

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



Verifica di stabilità interna – Condizione Sismica:

Combinazione di carico : M1 + R1 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

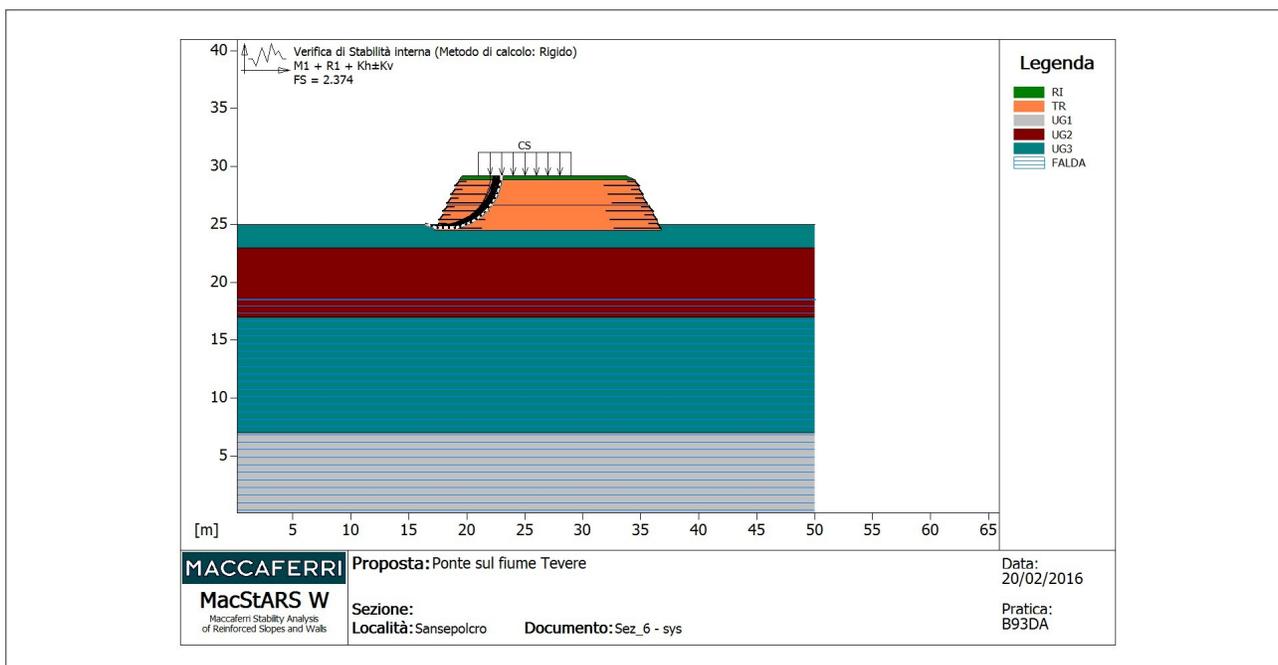
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 2.374

	Intervallo di ricerca delle superfici	
Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	Primo punto	Secondo punto
	16.50	23.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza		1
Numero totale superfici di prova		100
Lunghezza segmenti delle superfici [m]		0.50
Angolo limite orario [°]		0.00
Angolo limite antiorario [°]		0.00

Blocco : TR4SX
Maccaferri - Green Terramesh - 65° - 8/2.2P - 0.73

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.730	35.0	65.6	29.9	1.17	2.19
1.460	35.0	22.0	22.0	1.59	1.00

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



RILEVATO STRADALE CON FONDAZIONE DIRETTA**CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI**

Terreno : RI	Descrizione : Rilevato Stradale	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	0.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	32.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	17.66
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	18.64
Modulo elastico	[kN/m ²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

Terreno : TR	Descrizione : Terre Rinforzate	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	0.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	32.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	17.66
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	18.64
Modulo elastico	[kN/m ²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

Terreno : UG1	Descrizione : Sabbie e ghiaie	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	0.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	45.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	19.00
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	22.00
Modulo elastico	[kN/m ²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

Terreno : UG2	Descrizione : Limi sabbiosi debolmente argillosi	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	0.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	28.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	
Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	17.50
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	20.50
Modulo elastico	[kN/m ²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

Terreno : UG3	Descrizione : Argille limose	
Classe coesione	: Coeff. Parziale - Coesione efficace	
Coesione	[kN/m ²]	30.00
Classe d'attrito	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio	
Angolo d'attrito	[°]	23.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Classe di peso	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole	

Peso specifico sopra falda	[kN/m ³]	:	20.40
Peso specifico in falda	[kN/m ³]	:	20.40
Modulo elastico	[kN/m ²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: BANCO1	Descrizione: Banco 1o							
Terreno : UG2	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	0.00	23.00	50.00	23.00				
Strato: BANCO2	Descrizione: Banco 2o							
Terreno : UG3	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	0.00	17.00	50.00	17.00				
Strato: BANCO3	Descrizione: Banco 3o							
Terreno : UG1	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	0.00	7.00	50.00	7.00				
Strato: PC	Descrizione: Piano campagna							
Terreno : UG3	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	0.00	25.00	50.00	25.00				
Strato: RILEVATO	Descrizione: Rilevato Stradale							
Terreno : RI	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	12.65	25.00	19.20	29.20	33.00	30.10	41.40	25.00

PROFILI FALDE FREATICHE

Falda: FALDA	Descrizione: Falda							
	X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
	0.00	18.50			50.00	18.50		

CARICHI

Pressione : CS	Descrizione : Carichi Stradali	
Classe : Variabile - sfavorevole		
Intensità [kN/m ²] =	4.00	Inclinazione [°] = 0.00
Ascissa [m] :	Da = 21.00	To = 29.00

Sisma :		
Classe : Sisma		
Accelerazione [m/s ²] :	Orizzontale = 1.04	Verticale = 0.52

Verifica di stabilità del complesso rilevato-terreno di fondazione – Condizione Statica:

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

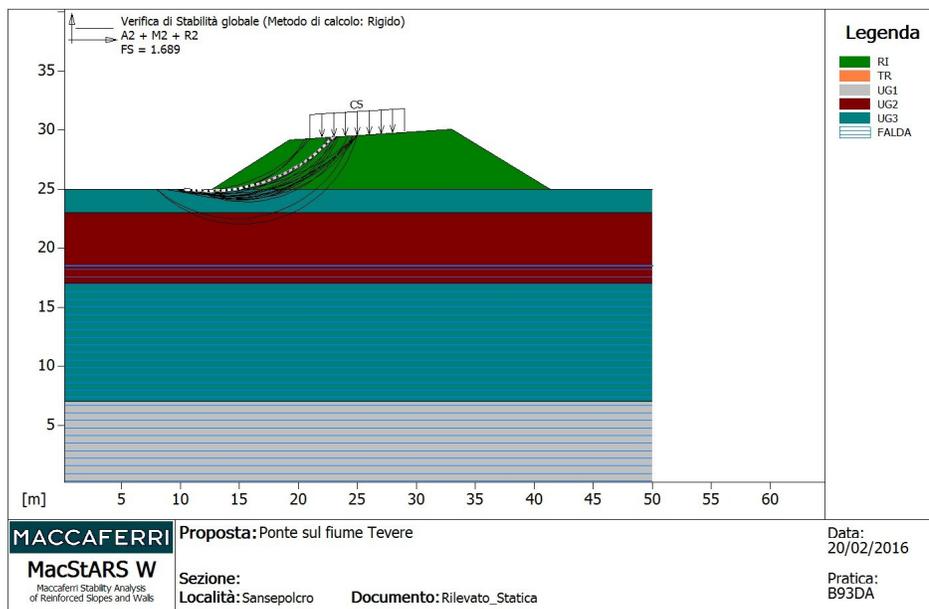
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 1.689

Segmento di partenza, ascisse [m]		Intervallo di ricerca delle superfici		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto		Secondo punto	
8.00	12.00	20.00		25.00	
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 11					
Numero totale superfici di prova : 110					
Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 0.50					
Angolo limite orario [°] : 0.00					
Angolo limite antiorario [°] : 0.00					

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



Verifica di stabilità del complesso rilevato-terreno di fondazione – Condizione Sismica:

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

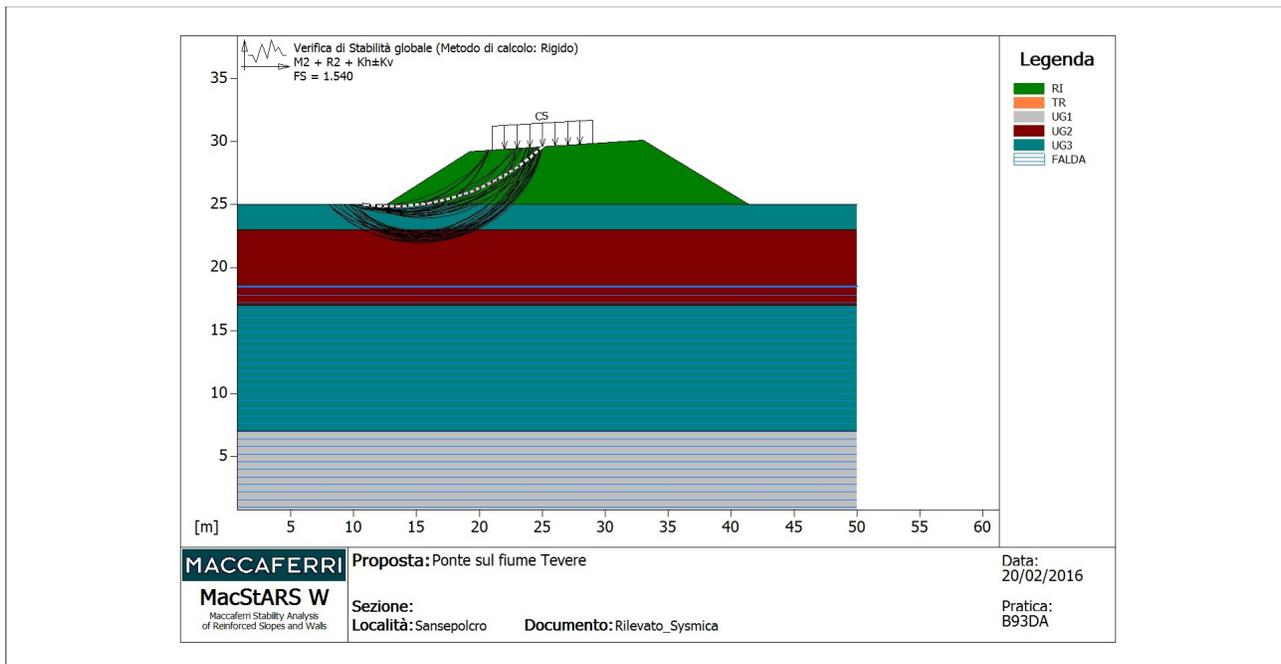
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 1.540

Intervallo di ricerca delle superfici		Intervallo di ricerca delle superfici	
Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
8.00	12.00	20.00	25.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza		11	
Numero totale superfici di prova		110	
Lunghezza segmenti delle superfici [m]		0.50	
Angolo limite orario [°]		0.00	
Angolo limite antiorario [°]		0.00	

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



4 VERIFICA AGLI SLU PER RAGGIUNGIMENTO DEL CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE - TERRENO (GEO).

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi viene condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2.

Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi dei carichi svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

I coefficienti parziali delle azioni, dei parametri geotecnici e delle resistenze previsti dalle NTC sono riportati nelle tabelle seguenti

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

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

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

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

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

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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

La pressione media sul piano di fondazione per la combinazione A2 risulta:

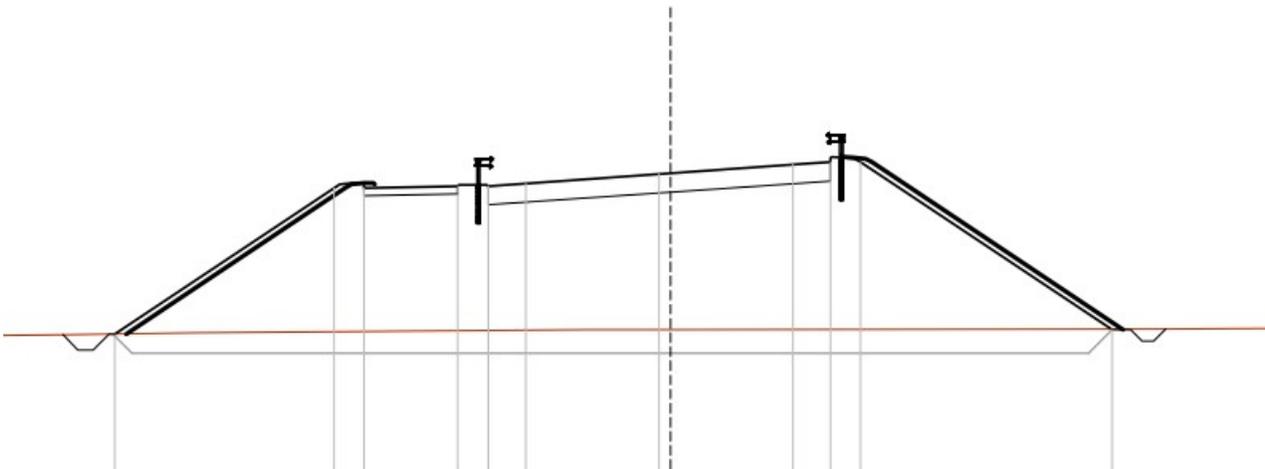
$$p = 6.00 \times 18 \times 1.0 + 20 \times 1.3 = 134.00 \text{ KN/m}^2.$$

La pressione preesistente nel piano di posa, assumendo per lo strato superficiale il valore cautelativo del peso di unità di volume di 17 KN/m^2 vale: $p_{in} = 17 \times 0.5 = 8.50 \text{ KN/m}^2$.

L'incremento di pressione netta nel piano di posa vale $p_d = 134.00 - 8.50 = 125.5 \text{ KN/m}^2$.

I valori di progetto del terreno sono riportati nella tabella seguente. Cautelativamente si è assunto che la superficie di rottura coinvolga per il 50% lo strato di limi sabbiosi e per il restante 50% lo strato di argille limose. I parametri con cui si esegue la verifica sono quelli medi dei due strati riportati nelle ultime righe della tabella seguente rispettivamente per verifica a lungo termine (LT) e breve termine (BT).

Il rilevato stradale ha una altezza massima di circa 6 m dal piano campagna in prossimità delle spalle e decresce rapidamente allontanandosi dal fiume. La carreggiata stradale ha una larghezza di 8.50 m a cui si aggiunge la pista ciclo-pedonale 2.50 m il cordolo di separazione 0.80 m e due cigli di 0.75 m per una larghezza complessiva di 13.30 metri. Le scarpate hanno una pendenza di circa 33° rispetto l'orizzontale. Ai fini del calcolo dei cedimenti si considera cautelativamente una altezza media del rilevato di 6.00 m con ingombro sul suolo pari a 19.00 metri di larghezza e 60 metri di lunghezza. Il peso specifico del rilevato si assume pari a $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$. Il sovraccarico stradale si assume pari a 20 KN/m^2 .



Valori di progetto degli strati con coefficiente parziale M2

Parametri geotecnici		Valori caratteristici			Valori di progetto coef. Parz. M2		
		f_k	c_k / cu_k	g_k	f_d	c_d / cu_d	g_d
Unità di misura		°	Kpa	KN/m3	°	Kpa	KN/m3
U.G.2	Limi Sabbiosi	28,00	0,00	17,50	23,04	0,00	17,50
U.G.3	Argille Limose LT	23,00	30,00	20,40	18,76	24,00	20,40
	Argille Limose BT	0,00	50,00	20,40	0,00	35,71	20,40
Strato 1+2	Verifica qlim fond LT	25,50	15,00	18,95	20,89	12,00	18,95
Strato 1+2	Verifica qlim fond BT	14,00	25,00	20,40	11,28	17,86	20,40

la capacità portante limite è determinata con la seguente espressione (Brinch - Hansen 1970):

$$R_{lim} = 0.5 \cdot N_y \cdot \gamma_d \cdot B \cdot S_y + N_c \cdot c_d \cdot S_c + N_q \cdot \gamma_{1d} \cdot D \cdot S_q$$

in cui:

D profondità del piano di posa della fondazione;

B larghezza della fondazione;

L Lunghezza della fondazione;

N_q, N_c, N_y Sono i fattori di capacità portante;

S_q, S_c, S_y Sono i fattori di forma;

c_d E' il valore di progetto della coesione drenata;

γ_d E' il valore di progetto del peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

γ_{1d} E' il valore di progetto del peso unità di volume del terreno sopra il piano di posa della fondazione.

Verifiche di lungo termine (LT)

Azioni: Amplificate secondo Tab. 6.2.I -A2-

$$Y_{G1} = 1,00 \quad Y_{G2} = 1,30 \quad Y_{Qi} = 1,30$$

$$E_d = G_{1k} \cdot Y_{G1} + G_{2k} \cdot Y_{G2} + Q_k \cdot Y_{Qi} = 125,50 \quad \text{KN/m}^2$$

Valore di progetto della capacità portante - R2 - Tab. 6.4.I

$$Y_R = 1,80$$

la capacità portante limite è determinata con la seguente espressione (Brinch - Hansen 1970):

$$R_{lim} = 0.5 \cdot N\gamma \cdot Y_{2d} \cdot B \cdot S\gamma + Nc \cdot C_d \cdot S_c + Nq \cdot Y_{1d} \cdot D \cdot S_q;$$

Fattori di capacità portante	Coefficienti di forma - De Beer 1967		Capacità portante limite		
Nq = 6,990	Sq =	$1+B/L \tan f =$	1,121	$Nq \cdot Y_{1d} \cdot D \cdot S_q =$	66,6 KN/m ²
Nc = 15,699	Sc =	$1+B/L Nq/Nc =$	1,141	$Nc \cdot c_d \cdot S_c =$	214,9 KN/m ²
N γ = 6,098	S γ =	$1-0.4 B/L =$	0,873	$0.5 \cdot N\gamma \cdot Y_{2d} \cdot B \cdot S\gamma =$	958,7 KN/m ²
				$R_{lim} =$	1240,3 KN/m ²

$$R_d = R_{lim} / Y_R = 689,0 \quad \text{KN/m}^2$$

Verifica

$$E_d < R_d \quad \text{Verificato}$$

Verifiche di breve termine (BT)

Azioni: Amplificate secondo Tab. 6.2.I -A2-

$$Y_{G1} = 1,00 \quad Y_{G2} = 1,30 \quad Y_{Qi} = 1,30$$

$$E_d = G_{1k} \cdot Y_{G1} + G_{2k} \cdot Y_{G2} + Q_k \cdot Y_{Qi} = 125,50 \quad \text{KN/m}^2$$

Valore di progetto della capacità portante - R2 - Tab. 6.4.I

$$Y_R = 1,80$$

la capacità portante limite è determinata con la seguente espressione (Brinch - Hansen 1970):

$$R_{lim} = 0.5 \cdot N\gamma \cdot Y_{2d} \cdot B \cdot S\gamma + Nc \cdot C_d \cdot S_c + Nq \cdot Y_{1d} \cdot D \cdot S_q;$$

Fattori di capacità portante	Coefficienti di forma - De Beer 1967		Capacità portante limite		
Nq = 2,781	Sq =	$1+B/L \tan f =$	1,063	$Nq \cdot g_{1d} \cdot D \cdot S_q =$	25,1 KN/m ²
Nc = 8,931	Sc =	$1+B/L Nq/Nc =$	1,099	$Nc \cdot c_d \cdot S_c =$	196,2 KN/m ²
N γ = 1,508	S γ =	$1-0.4 B/L =$	0,873	$0.5 \cdot N\gamma \cdot Y_{2d} \cdot B \cdot S\gamma =$	237,2 KN/m ²
				$R_{lim} =$	458,5 KN/m ²

$$R_d = R_{lim} / Y_R = 254,7 \quad \text{KN/m}^2$$

Verifica

$$E_d < R_d \quad \text{Verificato}$$

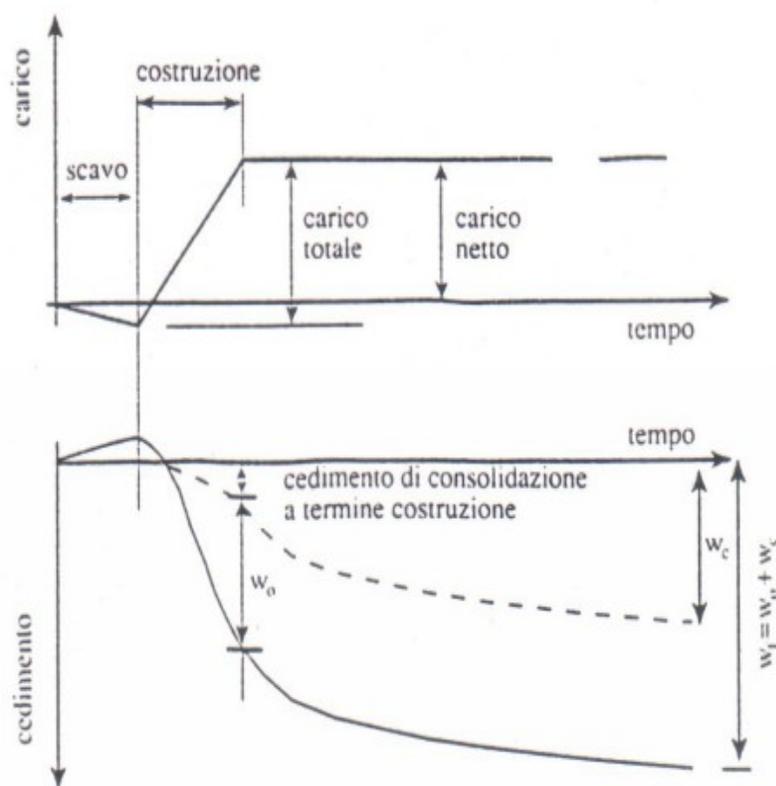
5 CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

5.1 INTRODUZIONE

I calcoli dei cedimenti del suolo rappresentano una stima delle deformazioni nella massa di terreno interessata dalla costruzione in seguito alla applicazione dei carichi di esercizio. Durante la fase di cedimento il suolo subisce una transizione dallo stato di sforzo corrente (dovuto al peso proprio) a un nuovo stato, sotto l'incremento di carico applicato. L'incremento dello stato tensionale dovuto al sovraccarico produce delle deformazioni nella massa di terreno influenzata dall'azione dei carichi variabili nel tempo.

I cedimenti vengono classificati come:

1. Immediati, quelli che si sviluppano non appena il carico viene applicato (W_0).
2. Di consolidazione, quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo di mesi o anni per esaurirsi (W_c).



I cedimenti immediati (W_0) si manifesta durante l'applicazione del carico durante la costruzione dell'opera e pertanto è poco temibile perché può essere recuperato portando in quota la struttura e

pertanto non verranno presi in considerazione. I cedimenti di consolidazione (W_c) sono calcolati per terreni a grana fina saturi ai quali si applica la teoria delle consolidazione.

Nell'analisi dei cedimenti occorre risolvere i seguenti problemi:

1. Ottenere un profilo degli sforzi prodotti dal carico applicato che risulti attendibile.
2. Ottenere valori attendibili dei parametri "elastici" per il calcolo dei cedimenti.

I valori definiti dai punti precedenti possono essere usati nella forma:

$$W = \int_0^H \epsilon_z \cdot dz = \int_0^H \frac{\Delta \sigma_z(z)}{E_s(z)} \cdot dz$$

Nella pratica l'equazione riportata risulta di difficile applicazione per la difficoltà di determinare in modo attendibile i parametri elastici sia in laboratorio da "campioni indisturbati" che da prove in situ.

5.2 VERIFICA AGLI SLE PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI

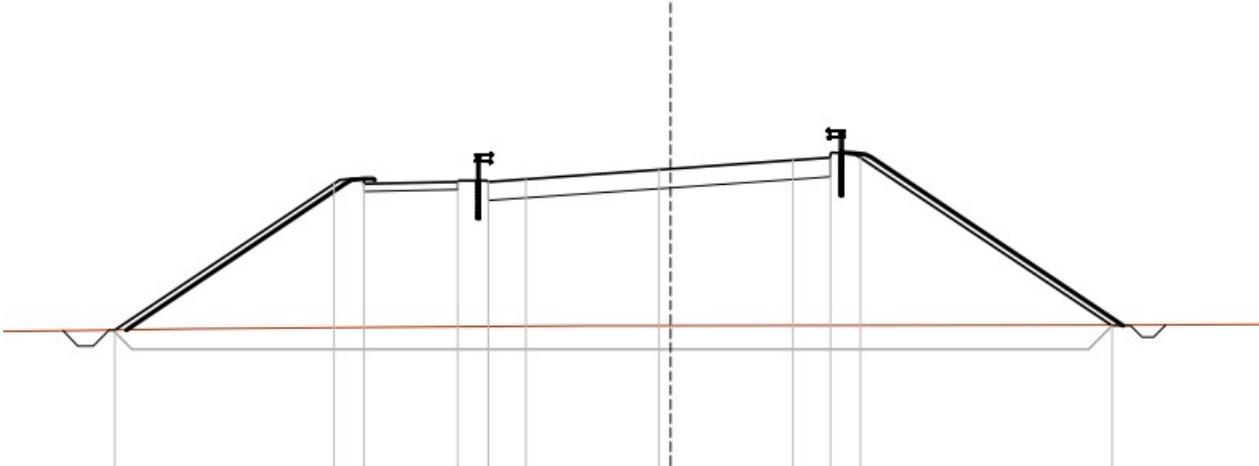
Per stati limite di esercizio (SLE) corrispondente agli effetti di lungo termine la combinazione di carichi prescritta dalle NTC e quella quasi permanente che per il caso in esame può porsi nella forma:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

in cui per gli uffici vale:

$$\psi_{2j} = 0.3$$

Il rilevato stradale ha una altezza massima di circa 6 m dal piano campagna in prossimità delle spalle e decresce rapidamente allontanandosi dal fiume. La carreggiata stradale ha una larghezza di 8.50 m a cui si aggiunge la pista ciclo-pedonale 2.50 m il cordolo di separazione 0.80 m e due cigli di 0.75 m per una larghezza complessiva di 13.30 metri. Le scarpate hanno una pendenza di circa 33° rispetto l'orizzontale. Ai fini del calcolo dei cedimenti si considera cautelativamente una altezza media del rilevato di 6.00 m con ingombro sul suolo pari a 19.00 metri di larghezza e 60 metri di lunghezza. Il peso specifico del rilevato si assume pari a $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$. Il sovraccarico stradale si assume pari a 20 KN/m^2 .



La pressione media sul piano di fondazione per la combinazione in esame risulta:

$$p = 6.00 \times 18 + 0.3 \times 20 = 114.00 \text{ KN/m}^2.$$

La pressione preesistente nel piano di posa, assumendo per lo strato superficiale il valore cautelativo del peso di unità di volume di 17 KN/m^2 vale: $p_{in} = 17 \times 0.5 = 8.50 \text{ KN/m}^2$.

L'incremento di pressione netta nel piano di posa vale $p_d = 114.00 - 8.50 = 105.5 \text{ KN/m}^2$.

I valori delle proprietà meccaniche adoperate nell'analisi sono quelli caratteristici.

I coefficienti parziali sui parametri di resistenza sono unitari.

5.3 SFORZI NEL TERRENO INDOTTI DALLA PRESSIONE DELLE FONDAZIONI

La determinazione dei cedimenti comporta necessariamente la stima dell'incremento di pressione $\Delta\sigma_z$ prodotto dal carico applicato. Uno dei metodi più comunemente usati è quello di Boussinesq, basato sulla teoria dell'elasticità. L'equazione di Boussinesq considera un carico puntiforme agente sulla superficie di un semispazio elastico, omogeneo, isotropo, illimitato e privo di peso.

L'equazione di Boussinesq è stata integrata per aree di carico rettangolari di dimensioni $B \times L$ da vari autori. La presente relazione fa riferimento all'integrazione dovuta a Newmark (1935) applicabile sulla verticale passante per uno spigolo dell'area di carico $B \times L$ la cui espressione è riportata di seguito.

$$\Delta\sigma_z = q_0 \cdot \frac{1}{4 \cdot \pi} \left[\frac{2 \cdot M \cdot N \cdot \sqrt{V}}{V + V_1} \cdot \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot M \cdot N \cdot \sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

in cui:

$$M = B / z; \quad N = L / z; \quad V = M^2 + N^2 + 1; \quad V_1 = (M \cdot N)^2,$$

z rappresenta la profondità, a partire dal piano della fondazione, in cui si calcola l'incremento di

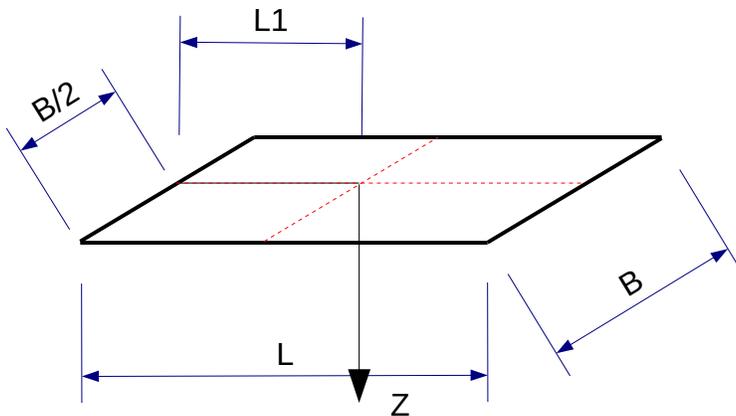
pressione;

q_0 rappresenta la pressione netta applicata al piano di fondazione pari alla pressione trasmessa dalla fondazione q da cui si detrae la pressione efficace preesistente nel piano di fondazione $\gamma' \cdot D$ con D profondità del piano di posa.

Attraverso l'applicazione della equazione sopra riportata è possibile calcolare l'incremento di pressione a qualsiasi profondità z per qualunque punto collocato sotto la fonazione o anche a esterno ad essa ricorrendo alla sovrapposizione degli effetti.

L'approccio utilizzato presenta i suoi maggiori limiti nelle ipotesi di semispazio elastico. Tuttavia numerose analisi hanno dimostrato come l'incremento di pressione verticale sia praticamente indipendente da fattori quali non linearità, eterogeneità ed anisotropia. Pertanto la soluzione di Boussinesq risulta in genere sufficientemente attendibile per la stima di $\Delta\sigma_z$.

Simbolo	Unità di misura	Descrizione
D	[m]	profondità del piano di fondazione dal piano campagna
q_0	[Kpa]	Pressione netta trasmessa dalla fondazione nel piano di posa $q_0 = q - \gamma \cdot D$
q	[Kpa]	Pressione trasmessa dalla fondazione nel piano di posa
B	[m]	larghezza della fondazione
L	[m]	lunghezza della fondazione
L_1	[m]	ascissa in cui si determina l'incremento di pressione
Z	[m]	profondità a partire dal piano di fondazione
γ	[KN/m ³]	peso di unità di volume del terreno
σ_{z0}	[Kpa]	pressione geostatica totale a quota Z
u	[Kpa]	pressione neutra a quota Z
σ'_{z0}	[Kpa]	pressione geostatica effettiva a quota Z
$\Delta\sigma'_{z}$	[Kpa]	Incremento di pressione a quota Z indotto dal carico q_0
σ'_{tot}	[Kpa]	pressione totale a quota Z $\sigma'_{tot} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma'_{z}$



$q_0 =$	105,50 Kpa	D =	0,50 m
B =	19,00 m	L =	60,00 m
$L_1 =$	30,00 m	$\sigma'_{z0} =$	8,50 Kpa

Z	Strati	Falda	γ	σ_{z0}	u	σ'_{z0}	$\Delta\sigma'_{z}$	σ'_{tot}	i
[m]	[-]	[-]	[KN/m3]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[%]
0,00			17,00	8,50	0,00	8,50	105,50	114,00	1241%
1,00	AL		20,40	28,90	0,00	28,90	105,45	134,35	365%
2,00			20,40	49,30	0,00	49,30	105,10	154,40	213%
3,00	SG		19,00	68,30	0,00	68,30	104,23	172,53	153%
4,00			19,00	87,30	0,00	87,30	102,72	190,02	118%
5,00			19,00	106,30	0,00	106,30	100,58	206,88	95%
6,00			19,00	125,30	0,00	125,30	97,88	223,18	78%
7,00			22,00	147,30	10,00	137,30	94,75	232,05	69%
8,00			22,00	169,30	20,00	149,30	91,33	240,63	61%
9,00			22,00	191,30	30,00	161,30	87,74	249,04	54%
10,00			22,00	213,30	40,00	173,30	84,09	257,39	49%
11,00	AL		20,40	233,70	50,00	183,70	80,46	264,16	44%
12,00			20,40	254,10	60,00	194,10	76,90	271,00	40%
13,00			20,40	274,50	70,00	204,50	73,45	277,95	36%
14,00			20,40	294,90	80,00	214,90	70,13	285,03	33%
15,00			20,40	315,30	90,00	225,30	66,96	292,26	30%
16,00			20,40	335,70	100,00	235,70	63,95	299,65	27%
17,00			20,40	356,10	110,00	246,10	61,08	307,18	25%
18,00			20,40	376,50	120,00	256,50	58,36	314,86	23%
19,00			20,40	396,90	130,00	266,90	55,79	322,69	21%
20,00			20,40	417,30	140,00	277,30	53,36	330,66	19%
21,00			20,40	437,70	150,00	287,70	51,06	338,76	18%
22,00	SG		22,00	459,70	160,00	299,70	48,88	348,58	16%
23,00			22,00	481,70	170,00	311,70	46,82	358,52	15%
24,00			22,00	503,70	180,00	323,70	44,87	368,57	14%
25,00			22,00	525,70	190,00	335,70	43,02	378,72	13%
26,00			22,00	547,70	200,00	347,70	41,27	388,97	12%
27,00			22,00	569,70	210,00	359,70	39,61	399,31	11%
28,00			22,00	591,70	220,00	371,70	38,03	409,73	10%
29,00			22,00	613,70	230,00	383,70	36,54	420,24	10%
30,00			22,00	635,70	240,00	395,70	35,12	430,82	9%
31,00			22,00	657,70	250,00	407,70	33,78	441,48	8%

Z	Strati	Falda	γ	σ_{z0}	u	σ'_{z0}	$\Delta\sigma'_{z}$	σ'_{tot}	i
[m]	[-]	[-]	[KN/m3]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[%]
32,00			22,00	679,70	260,00	419,70	32,50	452,20	8%
33,00			22,00	701,70	270,00	431,70	31,28	462,98	7%
34,00			22,00	723,70	280,00	443,70	30,13	473,83	7%
35,00			22,00	745,70	290,00	455,70	29,03	484,73	6%

6 CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

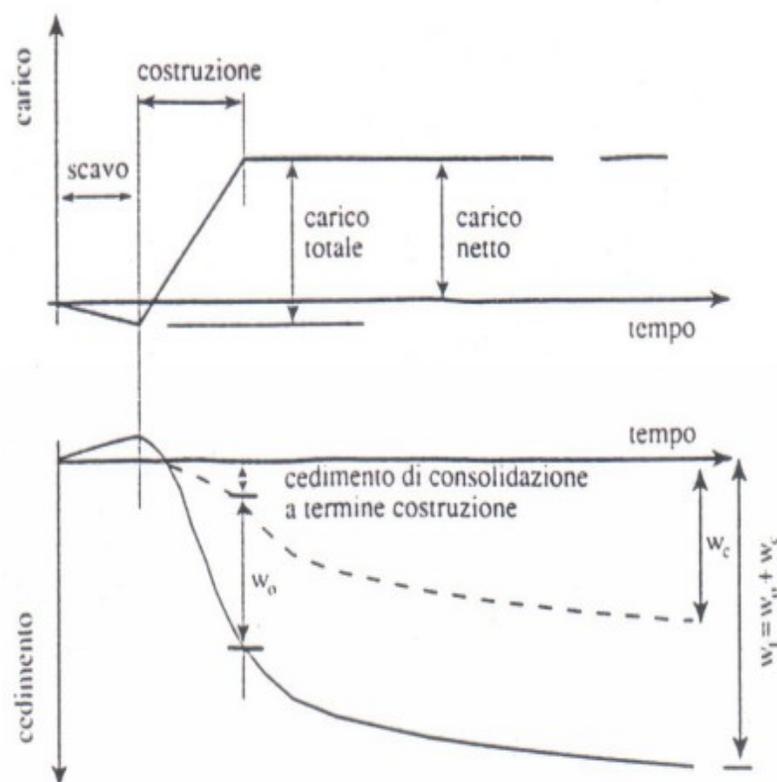
6.1 INTRODUZIONE

Il presente paragrafo si occupa del calcolo dei cedimenti indotti dal carico corrispondente al peso del rilevato stradale realizzato a tergo delle spalle.

I calcoli dei cedimenti del suolo rappresentano una stima delle deformazioni nella massa di terreno interessata dalla costruzione in seguito alla applicazione dei carichi di esercizio. Durante la fase di cedimento il suolo subisce una transizione dallo stato di sforzo corrente (dovuto al peso proprio) a un nuovo stato, sotto l'incremento di carico applicato. L'incremento dello stato tensionale dovuto al sovraccarico produce delle deformazioni nella massa di terreno influenzata dall'azione dei carichi variabili nel tempo.

I cedimenti vengono classificati come:

1. Immediati, quelli che si sviluppano non appena il carico viene applicato (W_0).
2. Di consolidazione, quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo di mesi o anni per esaurirsi (W_c).



I cedimenti immediati (W_0) si manifesta durante l'applicazione del carico durante la costruzione dell'opera e pertanto è poco temibile perché può essere recuperato portando in quota la struttura e pertanto non verranno presi in considerazione. I cedimenti di consolidazione (W_c) sono calcolati per terreni a grana fina saturi ai quali si applica la teoria delle consolidazione.

Nell'analisi dei cedimenti occorre risolvere i seguenti problemi:

1. Ottenere un profilo degli sforzi prodotti dal carico applicato che risulti attendibile.
2. Ottenere valori attendibili dei parametri "elastici" per il calcolo dei cedimenti.

I valori definiti dai punti precedenti possono essere usati nella forma:

$$W = \int_0^H \epsilon_z \cdot dz = \int_0^H \frac{\Delta \sigma_z(z)}{E_s(z)} \cdot dz$$

Nella pratica l'equazione riportata risulta di difficile applicazione per la difficoltà di determinare in modo attendibile i parametri elastici sia in laboratorio da "campioni indisturbati" che da prove in situ.

6.2 VERIFICA AGLI SLE PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI

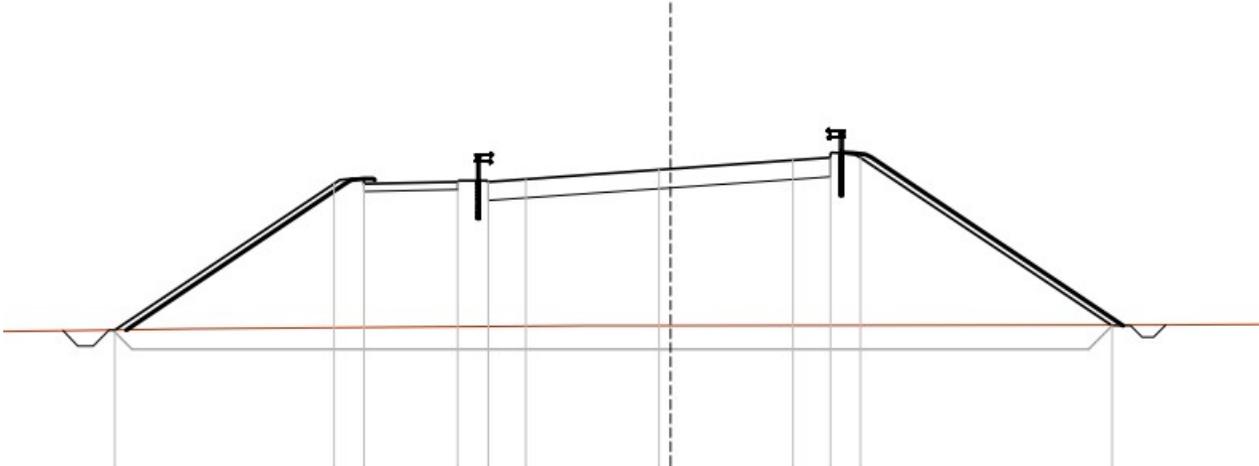
Per stati limite di esercizio (SLE) corrispondente agli effetti di lungo termine la combinazioni di carichi prescritta dalle NTC e quella quasi permanente che per il caso in esame può porsi nella forma:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

in cui per gli uffici vale:

$$\psi_{2j} = 0.3$$

Il rilevato stradale ha una altezza massima di circa 6 m dal piano campagna in prossimità delle spalle e decresce rapidamente allontanandosi dal fiume. La carreggiata stradale ha una larghezza di 8.50 m a cui si aggiunge la pista ciclo-pedonale 2.50 m il cordolo di separazione 0.80 m e due cigli di 0.75 m per una larghezza complessiva di 13.30 metri. Le scarpate hanno una pendenza di circa 33° rispetto l'orizzontale. Ai fini del calcolo dei cedimenti si considera cautelativamente una altezza media del rilevato di 6.00 m con ingombro sul suolo pari a 19.00 metri di larghezza e 60 metri di lunghezza. Il peso specifico del rilevato si assume pari a $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$. Il sovraccarico stradale si assume pari a 20 KN/m^2 .



La pressione media sul piano di fondazione per la combinazione in esame risulta:

$$p = 6.00 \times 18 + 0.3 \times 20 = 114.00 \text{ KN/m}^2.$$

La pressione preesistente nel piano di posa, assumendo per lo strato superficiale il valore cautelativo del peso di unità di volume di 17 KN/m^2 vale: $p_{in} = 17 \times 0.5 = 8.50 \text{ KN/m}^2$.

L'incremento di pressione netta nel piano di posa vale $p_d = 114.00 - 8.50 = 105.5 \text{ KN/m}^2$.

I valori delle proprietà meccaniche adoperate nell'analisi sono quelli caratteristici.

I coefficienti parziali sui parametri di resistenza sono unitari.

6.3 SFORZI NEL TERRENO INDOTTI DALLA PRESSIONE DELLE FONDAZIONI

La determinazione dei cedimenti comporta necessariamente la stima dell'incremento di pressione $\Delta\sigma_z$ prodotto dal carico applicato. Uno dei metodi più comunemente usati è quello di Boussinesq, basato sulla teoria dell'elasticità. L'equazione di Boussinesq considera un carico puntiforme agente sulla superficie di un semispazio elastico, omogeneo, isotropo, illimitato e privo di peso.

L'equazione di Boussinesq è stata integrata per aree di carico rettangolari di dimensioni $B \times L$ da vari autori. La presente relazione fa riferimento all'integrazione dovuta a Newmark (1935) applicabile sulla verticale passante per uno spigolo dell'area di carico $B \times L$ la cui espressione è riportata di seguito.

$$\Delta\sigma_z = q_0 \cdot \frac{1}{4 \cdot \pi} \left[\frac{2 \cdot M \cdot N \cdot \sqrt{V}}{V + V_1} \cdot \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot M \cdot N \cdot \sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

in cui:

$$M = B / z; \quad N = L / z; \quad V = M^2 + N^2 + 1; \quad V_1 = (M \cdot N)^2,$$

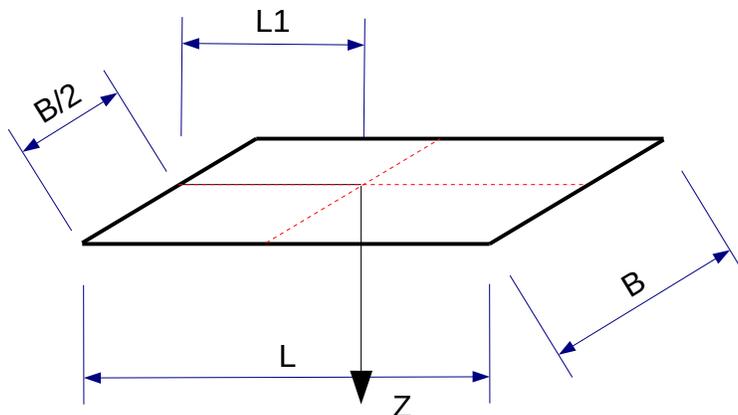
z rappresenta la profondità, a partire dal piano della fondazione, in cui si calcola l'incremento di pressione;

q_0 rappresenta la pressione netta applicata al piano di fondazione pari alla pressione trasmessa dalla fondazione q da cui si detrae la pressione efficace preesistente nel piano di fondazione $\gamma' \cdot D$ con D profondità del piano di posa.

Attraverso l'applicazione della equazione sopra riportata è possibile calcolare l'incremento di pressione a qualsiasi profondità z per qualunque punto collocato sotto la fondazione o anche a esterno ad essa ricorrendo alla sovrapposizione degli effetti.

L'approccio utilizzato presenta i suoi maggiori limiti nelle ipotesi di semispazio elastico. Tuttavia numerose analisi hanno dimostrato come l'incremento di pressione verticale sia praticamente indipendente da fattori quali non linearità, eterogeneità ed anisotropia. Pertanto la soluzione di Boussinesq risulta in genere sufficientemente attendibile per la stima di $\Delta\sigma_z$.

Simbolo	Unità di misura	Descrizione
D	[m]	profondità del piano di fondazione dal piano campagna
q_0	[Kpa]	Pressione netta trasmessa dalla fondazione nel piano di posa $q_0 = q - \gamma \cdot D$
q	[Kpa]	Pressione trasmessa dalla fondazione nel piano di posa
B	[m]	larghezza della fondazione
L	[m]	lunghezza della fondazione
L_1	[m]	ascissa in cui si determina l'incremento di pressione
Z	[m]	profondità a partire dal piano di fondazione
γ	[KN/m ³]	peso di unità di volume del terreno
σ_{z_0}	[Kpa]	pressione geostatica totale a quota Z
u	[Kpa]	pressione neutra a quota Z
σ'_{z_0}	[Kpa]	pressione geostatica effettiva a quota Z
$\Delta\sigma'_z$	[Kpa]	Incremento di pressione a quota Z indotto dal carico q_0
σ'_{tot}	[Kpa]	pressione totale a quota Z $\sigma'_{tot} = \sigma'_{z_0} + \Delta\sigma'_z$



$q_0 = 105,50$ Kpa $D = 0,50$ m
 $B = 19,00$ m $L = 60,00$ m
 $L1 = 30,00$ m $\sigma'z_0 = 8,50$ Kpa

Z	Strati	Falda	γ	σz_0	u	$\sigma'z_0$	$\Delta\sigma'z$	$\sigma' tot$	i
[m]	[-]	[-]	[KN/m ³]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[%]
0,00			17,00	8,50	0,00	8,50	105,50	114,00	1241%
1,00	AL		20,40	28,90	0,00	28,90	105,45	134,35	365%
2,00			20,40	49,30	0,00	49,30	105,10	154,40	213%
3,00	SG		19,00	68,30	0,00	68,30	104,23	172,53	153%
4,00			19,00	87,30	0,00	87,30	102,72	190,02	118%
5,00			19,00	106,30	0,00	106,30	100,58	206,88	95%
6,00			19,00	125,30	0,00	125,30	97,88	223,18	78%
7,00			22,00	147,30	10,00	137,30	94,75	232,05	69%
8,00			22,00	169,30	20,00	149,30	91,33	240,63	61%
9,00			22,00	191,30	30,00	161,30	87,74	249,04	54%
10,00			22,00	213,30	40,00	173,30	84,09	257,39	49%
11,00	AL		20,40	233,70	50,00	183,70	80,46	264,16	44%
12,00			20,40	254,10	60,00	194,10	76,90	271,00	40%
13,00			20,40	274,50	70,00	204,50	73,45	277,95	36%
14,00			20,40	294,90	80,00	214,90	70,13	285,03	33%
15,00			20,40	315,30	90,00	225,30	66,96	292,26	30%
16,00			20,40	335,70	100,00	235,70	63,95	299,65	27%
17,00			20,40	356,10	110,00	246,10	61,08	307,18	25%
18,00			20,40	376,50	120,00	256,50	58,36	314,86	23%
19,00			20,40	396,90	130,00	266,90	55,79	322,69	21%
20,00			20,40	417,30	140,00	277,30	53,36	330,66	19%
21,00			20,40	437,70	150,00	287,70	51,06	338,76	18%
22,00	SG		22,00	459,70	160,00	299,70	48,88	348,58	16%
23,00			22,00	481,70	170,00	311,70	46,82	358,52	15%
24,00			22,00	503,70	180,00	323,70	44,87	368,57	14%
25,00			22,00	525,70	190,00	335,70	43,02	378,72	13%
26,00			22,00	547,70	200,00	347,70	41,27	388,97	12%
27,00			22,00	569,70	210,00	359,70	39,61	399,31	11%
28,00			22,00	591,70	220,00	371,70	38,03	409,73	10%
29,00			22,00	613,70	230,00	383,70	36,54	420,24	10%
30,00			22,00	635,70	240,00	395,70	35,12	430,82	9%
31,00			22,00	657,70	250,00	407,70	33,78	441,48	8%

Z	Strati	Falda	γ	σ_{z0}	u	σ'_{z0}	$\Delta\sigma'_{z}$	σ'_{tot}	i
[m]	[-]	[-]	[KN/m3]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[%]
32,00			22,00	679,70	260,00	419,70	32,50	452,20	8%
33,00			22,00	701,70	270,00	431,70	31,28	462,98	7%
34,00			22,00	723,70	280,00	443,70	30,13	473,83	7%
35,00			22,00	745,70	290,00	455,70	29,03	484,73	6%

6.4 CALCOLO DEL CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot \left[RR \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{z0}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_{z0} + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_p} \right]$$

dove:

la pendenza nel tratto di ricomprensione, nel piano $\epsilon_v - \log \sigma'_v$, è definita "Rapporto di Ricomprensione"

$$RR = \frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta \log \sigma'_z} \quad \text{per } \sigma'_{z0} < \sigma'_p$$

Analogamente la pendenza nel tratto di compressione, nel piano $\epsilon_v - \log \sigma'_v$, è definita "Rapporto di Compressione"

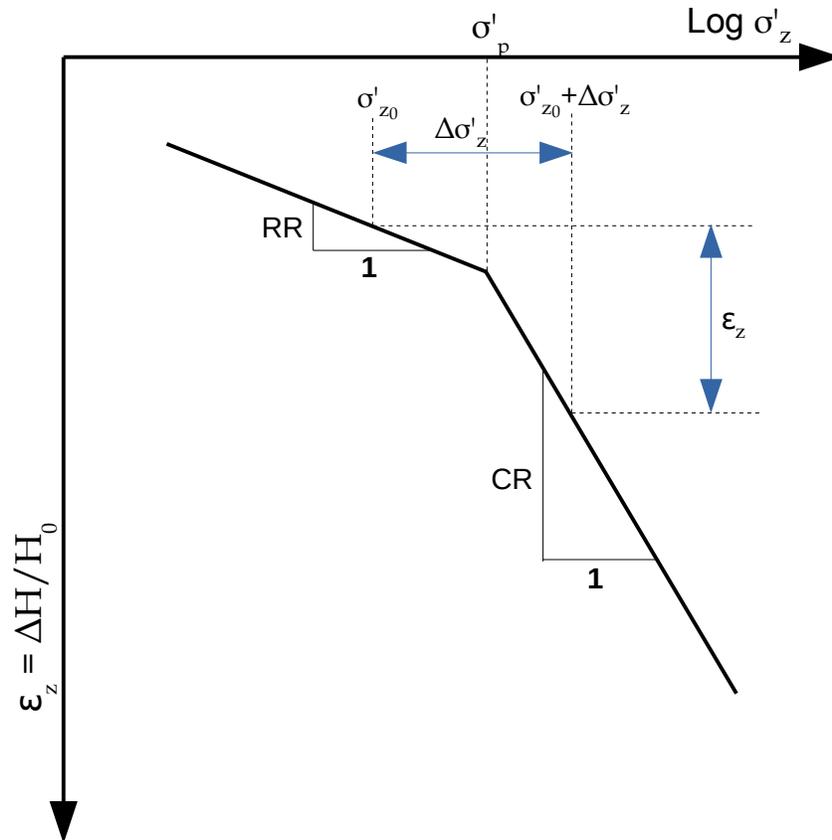
$$CR = \frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta \log \sigma'_z} \quad \text{per } \sigma'_{z0} > \sigma'_p.$$

La tensione σ'_p corrispondente al brusco cambiamento del comportamento meccanico del terreno è definita pressione di preconsolidazione. Essa individua la massima tensione di consolidazione cui è stato sottoposto il terreno.

Il confronto di σ'_p con la tensione verticale efficace presente alla quota considerata σ'_{v0} definisce il grado di sovraconsolidazione del deposito:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{z0}}$$

In particolare se $OCR = 1$ si ha un deposito normalconsolidato. Se $OCR > 1$ si tratta di un deposito sovraconsolidato.



Il cedimento di consolidazione si determina con il seguente procedimento.

1. Si determina il profilo della tensione verticale efficace geostatica σ'_{z0} in asse alla fondazione;
2. Si determina il profilo della pressione di preconsolidazione σ'_p .
3. Si determina l'incremento netto di pressione verticale sul piano di fondazione $q_0 = q - \gamma \cdot D$ in cui q è la pressione trasmessa dalla fondazione e $\gamma \cdot D$ è la pressione verticale geostatica alla profondità del piano di fondazione D .
4. Si determina il profilo dell'incremento di pressione verticale $\Delta\sigma'_z$ prodotto dalla pressione q_0 agente sull'area di carico, in asse alla fondazione, utilizzando la teoria dell'elasticità, fino alla profondità Z_F oltre la quale non sono presenti strati compressibili o per la quale si ha $\Delta\sigma'_v \leq 10\% \sigma'_{z0}$.
5. Si assume che il cedimento di consolidazione sia dovuto al terreno compressibile presente fino alla quota Z_F .
6. Si suddivide lo spessore comprimibile in strati di piccolo spessore (poichè il calcolo del cedimento sostituisce all'integrale delle ϵ_z la sommatoria dei cedimenti dei singoli strati

l'approssimazione sarà migliore quanto minore sarà il loro spessore).

7. Si stima il cedimento di ogni strato i -esimo applicando la formula

$$\Delta H_i = H_{0i} \cdot \left[RR \cdot \log \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{z0i}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_{z0i} + \Delta \sigma'_{zi}}{\sigma'_{pi}} \right]$$

8. Si stima il cedimento di consolidazione edometrico di tutto lo strato compressibile:

$$W_{ed} = \sum_i [\Delta H_i]$$

Nel caso in esame lo strato comprimibile parte dalla profondità di 11 metri dal piano campagna (dove si ha la presenza di limi sabbiosi e argille limose) e si arriva fino alla profondità di 21 metri dove l'incremento di pressione efficace risulta inferiore al 18% (si veda la tabella successiva).

Nel calcolo dei cedimenti di consolidazione si sono considerati i due strati argillosi presenti: il primo superficiale avente spessore di 2-2.5 metri e uno strato più profondo, di spessore medio di circa 11 m, costituito da un primo livello di argille avente spessore variabile tra 7 e 9 metri, un livello di ghiaia e sabbia di spessore variabile tra 0.60 e 1 metro e un secondo livello di argille di spessore variabile tra 2 e 3 metri. Quest'ultimo strato, ai fini del calcolo dei cedimenti di consolidazione, si considera, cautelativamente, come omogeneo e costituito da argille. Nel calcolo dei tempi di consolidazione si considera invece l'effetto drenante costituito dalla lente di ghiaia e sabbia.

Si riportano di seguito i dati essenziali ricavati dalle prove edometriche.

Prova edometricaSond. **1** Camp. **1** H **14-14.50m**H0 = **19.3mm** $\sigma'_{v0} =$ **268.2** Kpa

s_v	Dh	ε_v	M	RR – CR
[kPa]	[mm]	%	[Mpa]	--
25	0,13	0,65	3,86	0,003
50	0,25	1,32	3,74	0,022
100	0,49	2,52	4,14	0,040
200	0,83	4,29	5,66	0,059
400	1,39	7,18	6,93	0,096
800	2,09	10,80	11,03	0,120
1600	2,84	14,70	20,50	0,130

Prova edometricaSond. **2** Camp. **2** H **19.60-19.90**H0 = **20** mm $\sigma'_{v0} =$ **390.04** Kpa

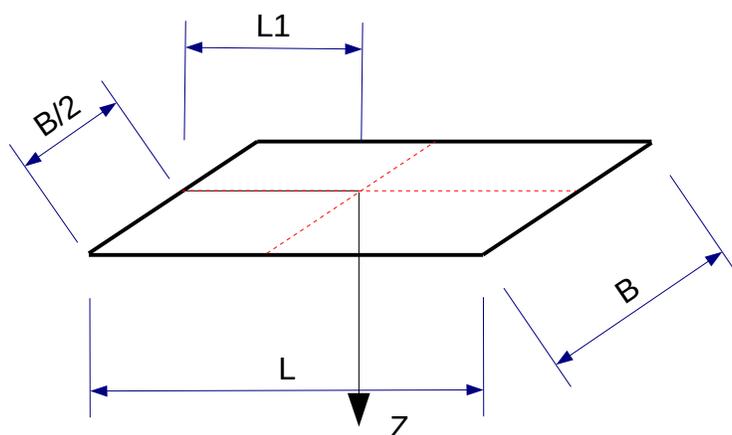
s_v	Dh	ε_v	M	RR – CR
[kPa]	[mm]	%	[Mpa]	--
25	0,07	0,33	7,58	0,003
50	0,23	1,13	3,14	0,026
100	0,49	2,45	3,79	0,044
200	0,91	4,57	4,72	0,070
400	1,51	7,55	6,70	0,099
800	2,31	11,55	10,00	0,133
1600	3,15	15,75	19,05	0,140

Nelle tabelle riportate si è indicato con:

$$\text{deformazione } \varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} ;$$

$$\text{Modulo di deformazione edometrica } M = \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta \varepsilon_v} .$$

Si può notare che in prossimità della tensione geostatica σ'_{v0} avviene il passaggio tra RR e CR per cui il terreno può ritenersi NC con $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$.



Simbolo	Unità di misura	Descrizione
D	[m]	profondità del piano di fondazione dal piano campagna
q_0	[Kpa]	Pressione netta trasmessa dalla fondazione nel piano di posa $q_0 = q - \gamma \cdot D$
q	[Kpa]	Pressione trasmessa dalla fondazione nel piano di posa
B	[m]	larghezza della fondazione
L	[m]	lunghezza della fondazione
L1	[m]	ascissa in cui si determina l'incremento di pressione
Z	[m]	profondità a partire dal piano di fondazione
γ	[KN/m ³]	peso di unità di volume del terreno
σ_{z_0}	[Kpa]	pressione geostatica totale a quota Z
u	[Kpa]	pressione neutra a quota Z
σ'_{z_0}	[Kpa]	pressione geostaticaeffettiva a quota Z
$\Delta\sigma'_{z_0}$	[Kpa]	Incremento di pressione a quota Z indotto dal carico q_0
σ'_{tot}	[Kpa]	pressione totale a quota Z $\sigma'_{tot} = \sigma'_{z_0} + \Delta\sigma'_{z_0}$
σ'_p	[Kpa]	pressione di preconsolidazione delle argille
RR	[-]	Rapporto di Ricomprensione – da prova edometrica
CR	[-]	Rapporto di Compressione – da prova edometrica
Δh_i	[m]	Cedimento dello strato i-esimo
$\Sigma \Delta h_i$	[m]	Cedimento progressivo

CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICO

$q_0 = 105.50$ Kpa $D = 0.50$
 $B = 19.00$ m $L = 60.00$ m
 $L1 = 30.00$ m

Z	Strati	Falda	γ	$\sigma' z_0$	u	$\sigma' z_0$	$\Delta\sigma' z$	$\sigma' \text{ tot}$	i	$\sigma' p$	RR	CR	$\Delta h i$	$\Sigma \Delta h i$
[m]	[--]	[--]	[KN/m3]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[%]	[Kpa]	[--]	[--]	[m]	[m]
0,00			17,00	8,50	0,00	8,50	105,50	114,00	--	--	--	--	--	--
1,00	AL		20,40	28,90	0,00	28,90	105,45	134,35	365%	28,90	0,031	0,045	0,030	0,030
2,00			20,40	49,30	0,00	49,30	105,10	154,40	213%	49,30	0,031	0,045	0,022	0,052
3,00	SG		19,00	68,30	0,00	68,30	104,23	172,53	--	--	--	--	--	--
4,00			19,00	87,30	0,00	87,30	102,72	190,02	--	--	--	--	--	--
5,00			19,00	106,30	0,00	106,30	100,58	206,88	--	--	--	--	--	--
6,00			19,00	125,30	0,00	125,30	97,88	223,18	--	--	--	--	--	--
7,00			22,00	147,30	10,00	137,30	94,75	232,05	--	--	--	--	--	--
8,00			22,00	169,30	20,00	149,30	91,33	240,63	--	--	--	--	--	--
9,00			22,00	191,30	30,00	161,30	87,74	249,04	--	--	--	--	--	--
10,00			22,00	213,30	40,00	173,30	84,09	257,39	--	--	--	--	--	--
11,00	AL		20,40	233,70	50,00	183,70	80,46	264,16	43,8%	183,70	0,031	0,065	0,010	0,063
12,00			20,40	254,10	60,00	194,10	76,90	271,00	39,6%	194,10	0,031	0,065	0,009	0,072
13,00			20,40	274,50	70,00	204,50	73,45	277,95	35,9%	204,50	0,031	0,065	0,009	0,081
14,00			20,40	294,90	80,00	214,90	70,13	285,03	32,6%	214,90	0,031	0,065	0,008	0,089
15,00			20,40	315,30	90,00	225,30	66,96	292,26	29,7%	225,30	0,031	0,065	0,007	0,096
16,00			20,40	335,70	100,00	235,70	63,95	299,65	27,1%	235,70	0,031	0,065	0,007	0,103
17,00			20,40	356,10	110,00	246,10	61,08	307,18	24,8%	246,10	0,031	0,065	0,006	0,109
18,00			20,40	376,50	120,00	256,50	58,36	314,86	22,8%	256,50	0,031	0,065	0,006	0,115
19,00			20,40	396,90	130,00	266,90	55,79	322,69	20,9%	266,90	0,031	0,065	0,005	0,120
20,00			20,40	417,30	140,00	277,30	53,36	330,66	19,2%	277,30	0,031	0,065	0,005	0,125
21,00			20,40	437,70	150,00	287,70	51,06	338,76	17,7%	287,70	0,031	0,065	0,005	0,130
22,00	SG		22,00	459,70	160,00	299,70	48,88	348,58	--	--	--	--	--	--
23,00			22,00	481,70	170,00	311,70	46,82	358,52	--	--	--	--	--	--
24,00			22,00	503,70	180,00	323,70	44,87	368,57	--	--	--	--	--	--
25,00			22,00	525,70	190,00	335,70	43,02	378,72	--	--	--	--	--	--

Come può osservarsi lo strato superficiale di argille limose di spessore medio di 2.50 metri presenta un cedimento di circa 5.2 cm, mentre lo strato profondo tra di spessore medio di 11 metri presenta un cedimento di 7.7 cm. Il cedimento complessivo è di circa 13 cm.

Il metodo di Terzaghi si basa sulle ipotesi di consolidazione monodimensionale ne consegue che le deformazioni reali di consolidazione sono inferiori a quelle calcolate.

Tuttavia è stato osservato (Burland et al., 1978) che per fondazioni superficiali su argille NC il cedimento di consolidazione W_C non è molto inferiore al cedimento calcolato col metodo Edometrico ($W_C / W_{ed} = 0.7 - 1$).

Pertanto, tenuto conto delle numerose fonti di incertezza si assume cautelativamente $W_C = W_{ed}$.

$W_C = 0.130$ m.

Consolidazione

Si riporta di seguito l'andamento del processo di consolidazione nel tempo.

Si fanno le seguenti assunzioni:

1. Ipotesi di consolidazione in condizioni monodimensionali.

Dalle prove edometriche si ricava un valore medio di $C_v = 1.50E-08$ m²/s.

In tabella sono riportati i cedimenti $W(t)$ in funzione del tempo t in anni.

Legenda:

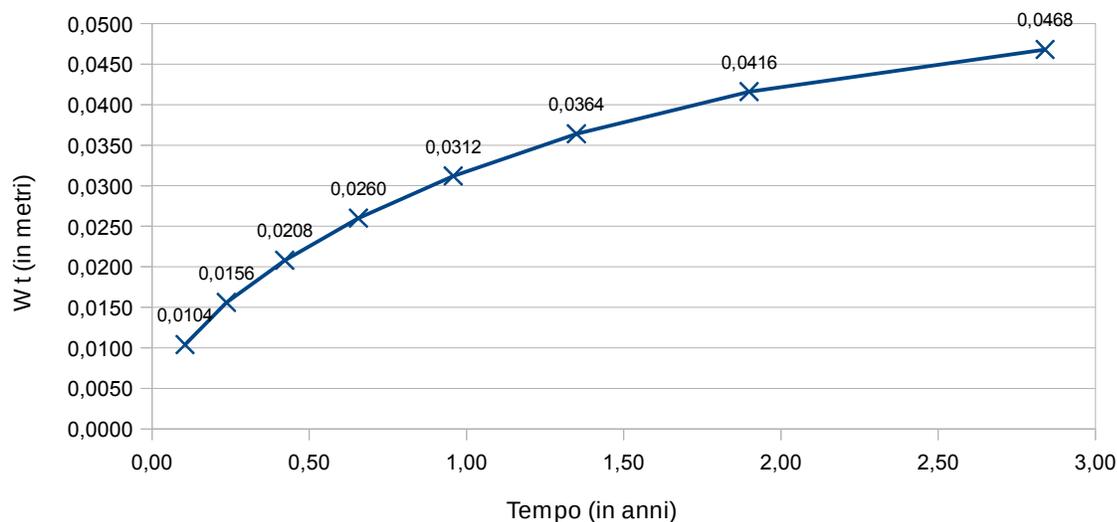
Um	[%]	Grado di consolidazione medio	$W(t)/W_c$
Tv	[-]	Fattore di tempo adimensionale	$C_v \cdot t / H^2$
Cv	[m ² /s]	Coef. di consolidaz. primaria (da prova edometrica)	$K / (\gamma_w \cdot m_v)$
H	[m]	Altezza di drenaggio – max percorso dell' acqua	
Wc	[m]	Cedimento di consolidazione totale per $t = \infty$	
W(t)	[m]	Cedimento di consolidazione al tempo t	

Per lo strato superficiale di argille limose si ha:

$W_c = 0,052$ m

Um	TV	Cv	H	t	W(t)
[%]	[-]	[m ² /s]	[m]	[anni]	[m]
20%	0,0314	1,50E-08	1,25	0,11	0,0104
30%	0,0707	1,50E-08	1,25	0,24	0,0156
40%	0,1260	1,50E-08	1,25	0,42	0,0208
50%	0,1960	1,50E-08	1,25	0,66	0,0260
60%	0,2860	1,50E-08	1,25	0,96	0,0312
70%	0,4030	1,50E-08	1,25	1,35	0,0364
80%	0,5670	1,50E-08	1,25	1,90	0,0416
90%	0,8480	1,50E-08	1,25	2,84	0,0468

Cedimento di consolidazione



In questo strato l'80% del cedimento (4.2 cm) si manifesta entro i primi due anni di applicazione del carico che, prevedibilmente, sarà il tempo di costruzione dell'opera. La parte rimanente (circa 1 cm) si esaurisce entro il terzo anno.

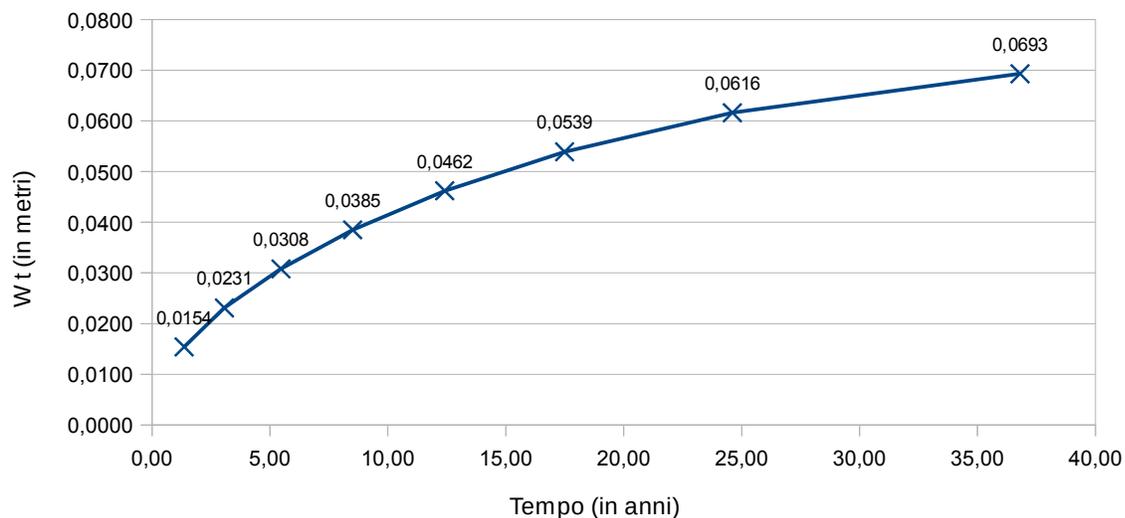
Per lo strato profondo di argille limose si ha:

L'altezza di drenaggio tiene conto delle condizioni al contorno costituite da strati permeabili superiore e inferiore . L'altezza massima del livello di argille è di 9 metri.

$W_c = 0,077$ m

Um	TV	Cv	H	t	W(t)
[%]	[-]	[m ² /s]	[m]	[anni]	[m]
20%	0,0314	1,50E-08	4,50	1,36	0,0154
30%	0,0707	1,50E-08	4,50	3,07	0,0231
40%	0,1260	1,50E-08	4,50	5,47	0,0308
50%	0,1960	1,50E-08	4,50	8,51	0,0385
60%	0,2860	1,50E-08	4,50	12,41	0,0462
70%	0,4030	1,50E-08	4,50	17,49	0,0539
80%	0,5670	1,50E-08	4,50	24,61	0,0616
90%	0,8480	1,50E-08	4,50	36,81	0,0693

Cedimento di consolidazione



In questo strato solo il 25% del cedimento (2.0 cm) si manifesta entro i primi due anni di applicazione del carico (tempo di costruzione dell'opera). La parte rimanente (circa 5.7 cm) si sviluppa nel corso dei 40 anni successivi alla costruzione dell'infrastruttura.

6.5 CONCLUSIONI

I cedimenti di consolidazione attesi sono pari a $W_c = 13.0$ cm. Sono stati determinati in modo cautelativo considerando il peso corrispondente all'altezza massima della scarpata estesa per 60 metri di lunghezza.

Si svilupperanno nel tempo secondo i grafici delle figure sopra riportate. In particolare nel periodo di costruzione dell'infrastruttura, circa 2 anni, si avrà un cedimento di 4.2 cm nello strato superiore di argille limose e di 2.0 cm in quello inferiore, per un totale di 6.20 cm pari a circa il 48% del cedimento totale. Circa 1 cm si svilupperà nel corso del terzo anno e l'aliquota restante 5.8 cm si svilupperà nel corso dei successivi 40 anni successivi alla costruzione dell'infrastruttura.

Complessivamente si ritiene accettabile l'entità dei cedimenti del tutto compatibili con la funzionalità dell'opera.