

VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)  
 VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA  
 INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA  
 3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE

PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO

PROGETTO ESECUTIVO

GE265



VISTO: IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE  
DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA  
SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

OPERE MINORI  
 OPERE DI SOSTEGNO - MURI  
 ASSE PRINCIPALE  
 MURO IN T.R. IN DX (MU41)  
 RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

0000\_P01OM01STRRE01\_B

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG. N. PROG.

CODICE  
ELAB.

P 0 1 O M 0 1 S T R R E 0 1

B

-

DPGE0265 E 20

B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Dicembre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
A	EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Ottobre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



INDICE	pag.
1. PREMESSA .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
3. TECNOLOGIA E CALCOLO DELLA TERRA RINFORZATA .....	3
4. MATERIALI IMPIEGATI.....	5
5. PROCEDIMENTO E TEORIA DI CALCOLO .....	6
6. DESCRIZIONE E CALCOLO DELLE OPERE IN PROGETTO.....	8
7. REQUISITI RICHIESTI PER IL RILEVATO .....	9
8. COMPATTAZIONE .....	10
9. IPOTESI DI CALCOLO .....	11
10. ALLEGATO A.....	12
11. ALLEGATO B .....	21
12. VERIFICHE DEL CORDOLO IN C.A. PORTA BARRIERA .....	30
12.1 Parametri di calcolo .....	30
12.2 Azioni di calcolo .....	31
12.2.1 Carichi permanenti .....	31
12.2.2 Spinta delle terre.....	31
12.2.3 Sovraccarico stradale.....	32
12.2.4 Azioni sismiche .....	32
12.2.5 Azione del vento.....	34
12.3 Verifiche a scorrimento, ribaltamento e capacità portante .....	38
12.3.1 Metodo di calcolo .....	40
12.3.2 Risultati e verifiche.....	46
12.4 Verifiche strutturali .....	68
12.4.1 Verifiche a presso-flessione .....	70
12.4.2 Verifiche a taglio .....	71
12.4.3 Verifica SLU dei montanti della barriera .....	71
12.4.4 Verifiche per urto di veicolo in svio.....	72



## 1. Premessa

La presente Relazione viene redatta nell'ambito del Contratto applicativo per la progettazione esecutiva dell'intervento S.S. 1 "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale - Progetto Esecutivo di Stralcio e completamento C – 3° tratto".

Nella presente relazione si riportano i principali calcoli e verifiche geotecniche relativi al rilevato di sottoscarpa del corpo stradale dello svincolo "San Venerio".

L'opera presenta un'altezza variabile fino a circa 6,08 m.

Trattandosi del Progetto di completamento di un'infrastruttura in avanzata fase realizzativa, essendo l'attività da svolgere il progetto di completamento di opere già parzialmente realizzate il riferimento normativo di riferimento resteranno le Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Questo con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, per le opere progettate secondo le norme tecniche di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, il D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»", prevede, all'Art. 2 "Ambito di applicazione e disposizioni transitorie", che *"per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi"*.

## 2. Normativa di riferimento

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

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge n.64 del 02/02/1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”
- Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.Min. 14/01/2008
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- DM N 6792 del 05/11/2001 – Nuovo Codice della strada - Ministero delle infrastrutture e dei trasporti (S.O. n. 5 alla Gazzetta Ufficiale 4 gennaio 2002, n. 3)
- UNI EN 1992-1-1 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- UNI EN 1997-1 "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali"
- UNI EN 1998-1 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici"

### 3. Tecnologia e calcolo della terra rinforzata

Nel campo delle geotecnica 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 terra, che avviene per strati successivi.

Così facendo, il regime di sollecitazioni che s'instaura nel rilevato strutturale con l'aumentare dei carichi, sono tali da mobilitare la resistenza a trazione del rinforzo 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 correttamente i meccanismi di rottura potenziali nel terreno al fine di valutare il contributo di stabilità offerto dalla presenza dei rinforzi.

Un corretto dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica pertanto una scelta corretta della lunghezza e della spaziatura verticale dei rinforzi necessarie a garantire la stabilità, noti che siano 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.

Sono definiti muri di sostegno o altre strutture miste ad essi assimilabili:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

Le verifiche di equilibrio limite ultimo richiedono il rispetto della condizione:

$$Ed < Rd$$

Ed = azioni o effetto delle azioni di progetto

Rd = azioni o effetto delle azioni resistenti del sistema geotecnico

In entrambi i termini:

- le azioni si moltiplicano per i coefficienti  $\gamma_f$
- i parametri geotecnici si dividono per i coefficienti  $\gamma_m$
- in più la resistenza globale si divide per i coefficienti  $\gamma_r$  (che sono in pratica coefficienti di sicurezza globale:  $R/E > \gamma_r$ )

Le verifiche da effettuare sono:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di Equilibrio di corpo rigido (EQU)
- stabilità globale del complesso dell'opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso del carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.



## 4. Materiali impiegati

### Terra rinforzata in rete metallica a doppia torsione con paramento rinverdibile

Elementi di armatura planari orizzontali, costituiti da rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo 8x10 in accordo con le UNI-EN 10223-3, tessuta con trafilato di ferro, conforme alle UNI-EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche e UNI-EN 10218 per le tolleranze sui diametri, avente carico di rottura compreso fra 350 e 500 N/mm<sup>2</sup> e allungamento minimo pari al 10%, avente un diametro pari a 2.20/2.70 mm , galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%) – Cerio - Lantanio conforme alla EN 10244 – Classe A con un quantitativo non inferiore a 245 gr/mq. L'adesione della galvanizzazione al filo dovrà essere tale da garantire che avvolgendo il filo sei volte attorno ad un mandrino avente diametro 4 volte maggiore, il rivestimento non si crepa e non si sfalda sfregandolo con le dita. La galvanizzazione inoltre dovrà superare un test di invecchiamento accelerato in ambiente contenente anidride solforosa (SO<sub>2</sub>) secondo la normativa UNI ISO EN 6988 (KESTERNICH TEST) per un minimo di 28 cicli. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico di colore grigio che dovrà avere uno spessore nominale non inferiore a 0,5 mm, portando il diametro esterno ad almeno 3,20/3.7 mm. Ogni singolo elemento è provvisto di barrette di rinforzo in lega eutettica Zinco - Alluminio (5%) – Cerio - Lantanio e plasticate di diametro 3,40 mm interno e 4,40 mm esterno, inserite all'interno della doppia torsione delle maglie, nella parte di rete che è risvoltata in corrispondenza 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 maglia 15X15 cm e diametro 8 mm e da un geocomposito antierosivo in fibra naturale o sintetica.

## 5. Procedimento e teoria 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 MacStarWin 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 allegato

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 devono essere 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 e geosintetici; a tale proposito il parametro più complicato da individuare è la resistenza di lavoro, per la quale le diverse normative possono indicare metodologie differenti per la definizione. 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 in Figura 1 che la normativa inglese BS8006 prescrive per i rinforzi in genere.

La resistenza di lavoro è designata  $T_d$  ed è tale che:

$$T_d = T_b / f_m$$

$f_m = 1.44$  è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale  $T_b$  a quella di lavoro.  $T_b$  è calcolato per una data deformazione massima ammissibile durante la vita di progetto; per le opere in terra rinforzata le deformazioni massime ammissibili nei rinforzi sono dell'ordine del 5.5-6.5 %. Ciò significa che per la rete metallica a doppia torsione, non subendo gli effetti del creep ed avendo una resistenza a rottura pari a 50,11 kN/m con deformazioni inferiori al 5%, tale resistenza può essere assunta come resistenza a trazione nominale.

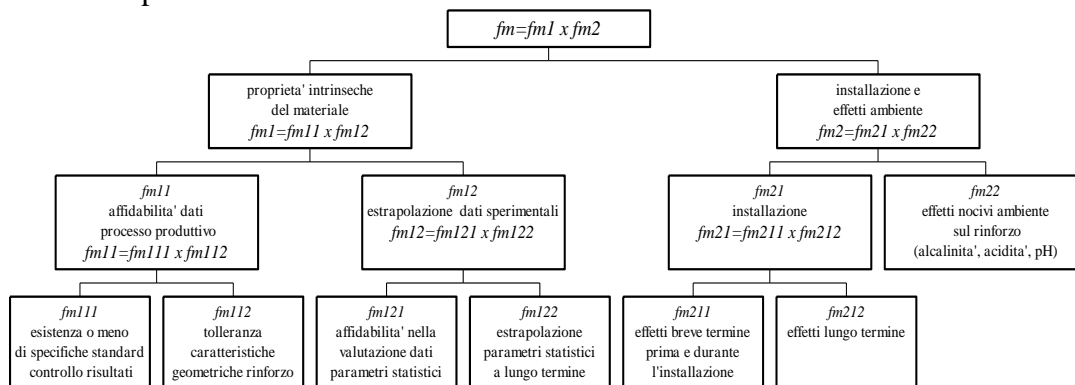


Figura 1 – Definizione del fattore di sicurezza per il calcolo della resistenza di lavoro.

### 1 – Resistenza nominale, $T_B$

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, ed è stato trovato il seguente valore medio:

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

### 2 - Fattore di sicurezza del materiale, $f_m$

Il fattore  $f_m$  è calcolato su un numero di sotto-fattori:

$$f_m = f_{m11} \times f_{m12} \times f_{m21} \times f_{m22}$$

dove:

$f_{m11}$  è un fattore riferito al processo manifatturiero

$f_{m12}$  è un fattore riferito all'extrapolazione dei dati

$f_{m21}$  è un fattore riferito al danneggiamento causato ai prodotti durante il processo dell'installazione

$f_{m22}$  è un fattore riferito agli effetti dell'ambiente sui prodotti.

## 6. Descrizione e calcolo delle opere in progetto

Le opere in progetto sono di sottoscarpa al corpo stradale dello svincolo “San Venerio” e hanno un’altezza variabile fino a circa 6,08 m.

La procedura che si è seguita è la creazione di una serie di VERIFICHE, con le seguenti combinazioni:

- Verifiche statiche: Approccio 1
  - Stabilità Globale  $FS > 1,1$ ;
  - Scorrimento e Portanza della fondazione  $FS > 1$
  - Approccio 1: Stabilità globale Combinazione (M2+A2+R2)
    - Scorrimento e carico limite fondazione Combinazione (M1+A1+R3)
    - Ribaltamento Combinazione (EQU+M2)

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (Stabilità interna). Per le verifiche degli elementi strutturali il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere tenuto in conto e quindi  $FS > 1$

Approccio 1: Combinazione 1 (M1+A1+R1)

- Verifiche sismiche: Approccio 1
  - Stabilità Globale  $FS > 1,1$ ;
  - Scorrimento  $FS > 1,0$  e Portanza della fondazione  $FS > 1,0$
  - Ribaltamento  $FS > 1$
  - Approccio 1: Stabilità globale Combinazione (M2+R2 - +kh/+kv)
    - Scorrimento e carico limite fondazione Combinazione (M1+R3 - +kh/-kv)
    - Ribaltamento Combinazione (EQU+M2)

Cioè le verifiche sismiche si devono eseguire applicando i soli fattori riduttivi dei parametri geotecnici (M2) e verificando coefficienti di sicurezza di stabilità globale (R2) pari a 1,0, ribaltamento pari a 1, capacità portante pari a 1,0 e scorrimento pari a 1,0.

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (Stabilità interna). Per le verifiche degli elementi strutturali il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere tenuto in conto e quindi  $FS > 1$

Approccio 1: Combinazione 1 di carico (M1+R1- +kh/-kv).

## 7. Requisiti richiesti per il rilevato

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 riportate alle Norme 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 saranno esclusi elementi di diametro maggiore o uguale a 250mm (Fig.14) , e i materiali che, da prove opportune, presentino angoli d'attrito minori di quelli previsti in progetto.

Il peso di volume del terreno di riempimento, in opera compattato, dovrà essere superiore a 18-19 kN/m<sup>3</sup>.

Tale materiale sarà compattato fino a raggiungere il 95% della densità secca AASHTO (ASTMD1557).

## 8. Compattazione

Per tale operazione devono essere sottoposte alla preventiva approvazione del Committente, il tipo, le caratteristiche dei mezzi di compattazione, nonché le modalità esecutive di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza). In ogni modo, deve ritenersi esclusa la possibilità di compattazione con pale meccaniche. Nel caso in cui lo sviluppo planimetrico dei manufatti è modesto e gli spazi di lavoro disponibili sono esigui, si useranno mezzi di compattazione leggeri, quali piastre vibranti e costipatori vibranti azionati a mano. Ogni strato sarà messo in opera con un grado di compattazione pari al 95% del valore fornito dalle prove Proctor (ASTM D 1557). La compattazione dovrà essere condotta con metodologia atta ad ottenere un addensamento uniforme. A tale scopo, i mezzi dovranno operare con sistematicità lungo direzioni parallele, garantendo una sovrapposizione fra ciascuna passata e quella adiacente pari al 10% del mezzo costipante. La compattazione a tergo delle opere eseguite dovrà essere tale da escludere una riduzione dell'addensamento e nello stesso tempo il danneggiamento delle opere stesse. In particolare, si dovrà fare in modo che i compattatori operino ad una distanza non inferiore a m 0.50 dal paramento esterno. Durante la costruzione si dovrà provvedere ad una manutenzione per rimediare eventuali danni causati dalle attività di cantiere oltre a quelli dovuti ad eventi meteorologici.

## 9. Ipotesi di calcolo

Il dimensionamento delle strutture in progetto è stato eseguito con riferimento a quanto riportato nelle seguenti tabelle ed eventualmente integrato e dettagliato nel proseguo del paragrafo. Per le altezze delle sezioni di calcolo si rimanda ai relativi tabulati ed agli eventuali disegni acclusi alla presente nota oltre che alle tavole di progetto.

<b>DATI GEOTECNICI</b>	<b>TERRA RINFORZATA</b>	$\gamma_1 = 19 \text{ KN/mc}$	$\varphi_1 = 32^\circ$	$c'_1 = 0 \text{ KPa}$
	<b>RILEVATO A TERGO</b>	$\gamma_2 = 19 \text{ KN/mc}$	$\varphi_2 = 32^\circ$	$c'_2 = 0 \text{ KPa}$
	<b>FONDAZIONE 1</b>	$\gamma_3 = 19 \text{ KN/mc}$	$\varphi_3 = 28^\circ$	$c'_3 = 0 \text{ KPa}$
<b>CARICHI ACCIDENTALI ESTERNI</b>	<b>STATICO</b>	20 kPa		
	<b>SISMICO</b>	$K_v = 0,055 - K_h = 0,028$		

La veridicità dei dati geotecnici in fase esecutiva deve essere verificata attraverso prove di laboratorio e di cantiere. Sarà compito della DD.LL. verificare che i materiali posti in opera corrispondono a quelli di progetto, al fine di assicurare, nella costruzione dei rilevati, i coefficienti di sicurezza previsti.

## 10. Allegato A

### **MacStARS W – Rel. 3.0**

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls  
Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)  
Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Officine Maccaferri S.P.A.

Progetto..:

Sezione...:

Località...:

Pratica....:

File.....: sez\_tmv\_sis

Data.....:

Verifiche condotte in accordo alla normativa : Norme tecniche per le costruzioni  
D.M. 14/01/2008

Verifiche nei confronti dello SLU





Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Sabbia  
 Rilevato strutturale.....: S1  
 Terreno di riempimento a tergo.....: S1  
 Terreno di copertura.....: S1  
 Terreno di fondazione.....: S1

**Rinforzi :**

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76  
 Lunghezza.....[m].....= 5.00  
 Interasse.....[m].....= 0.76  
 Risvolto.....[m].....= 0.65

**Blocco : TMV2**

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 4.00 Altezza.....= 3.04  
 Arretramento.....[m].....= 0.00 da TMV1  
 Inclinazione paramento.....[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Sabbia  
 Rilevato strutturale.....: S1  
 Terreno di riempimento a tergo.....: S1  
 Terreno di copertura.....: S1  
 Terreno di fondazione.....: S1

**Rinforzi :**

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76  
 Lunghezza.....[m].....= 4.00  
 Interasse.....[m].....= 0.76  
 Risvolto.....[m].....= 0.65

**CARICHI**

**Pressione : CS**

Descrizione :

Classe : Permanente - favorevole  
 Intensità.....[kN/m<sup>2</sup>].....= 10.00 Inclinazione.....[°].....= 0.00  
 Ascissa.....[m] : Da = 10.00 To = 20.00

**Sisma :**

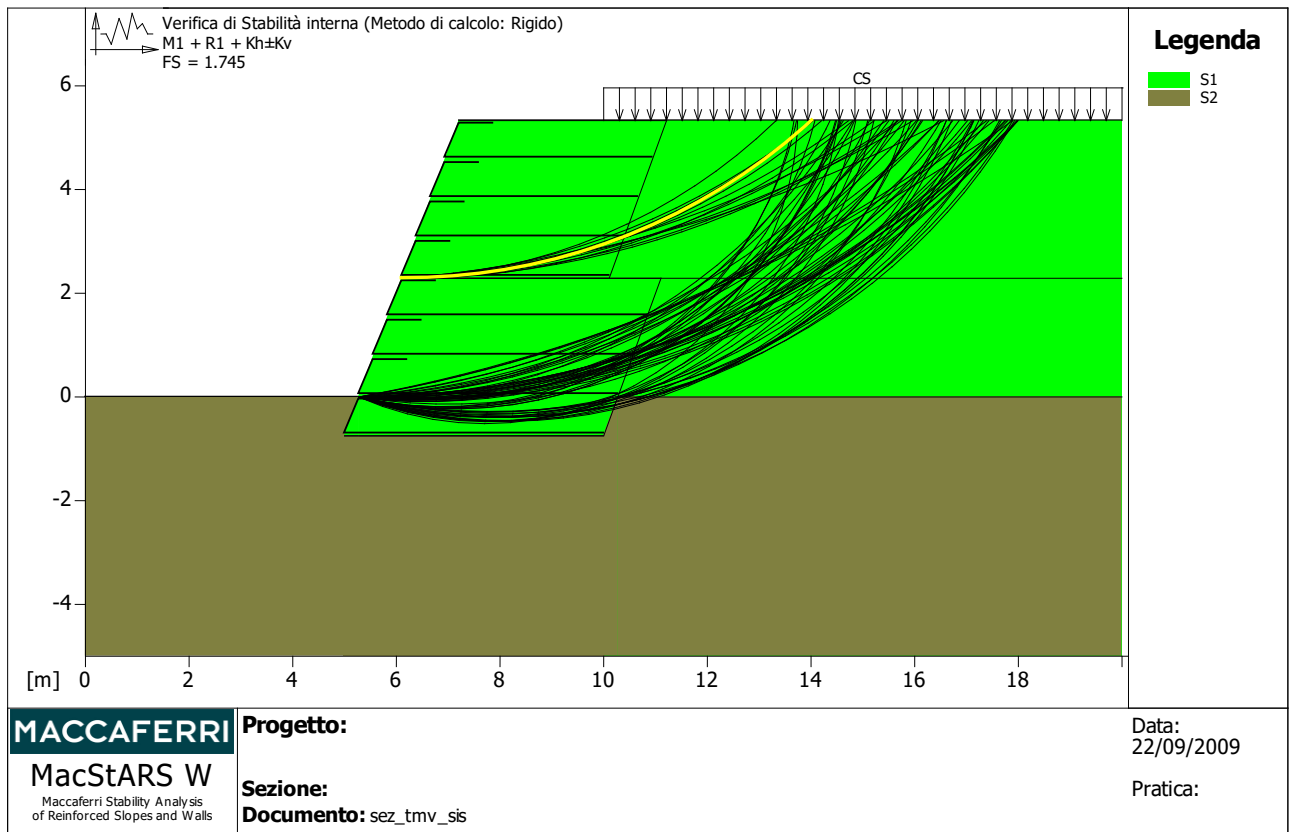
Classe : Sisma  
 Accelerazione.....[m/s<sup>2</sup>].....: Orizzontale..= 0.55 Verticale..= 0.27

### PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Carico di rottura Nominale.....[kN/m].....	50.11
Rapporto di Scorrimento plastico.....	2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m <sup>3</sup> /kN].....	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....[kN/m].....	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....	1.44
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....	1.30
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 interna :**

Combinazione di carico : M1 + R1 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

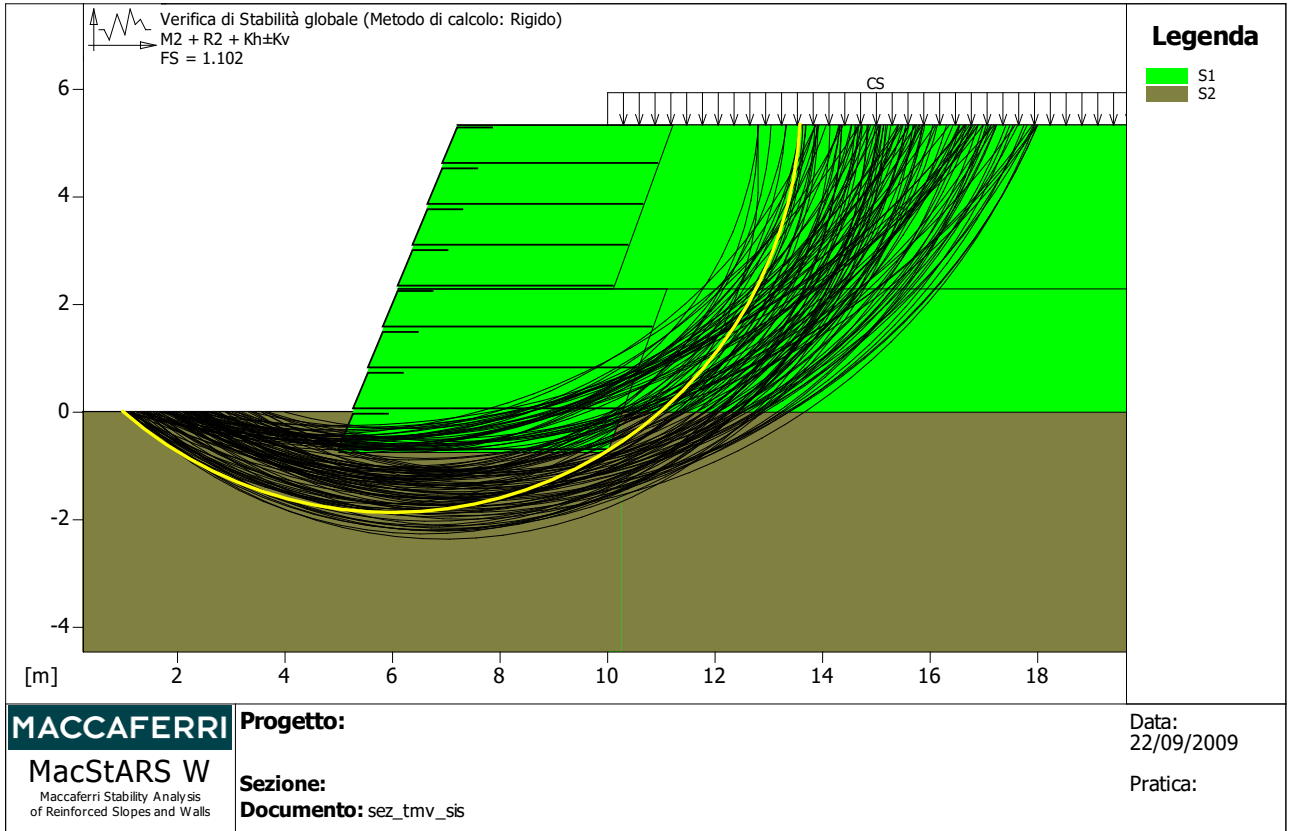
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.745

Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
TMV1	Primo punto	Secondo punto
	11.00	18.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:	1	
Numero totale superfici di prova.....:	500	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:	0.50	
Angolo limite orario..... [°].....:	0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:	0.00	

Fattore	Classe
1.00	Permanente - favorevole
1.00	Sisma
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	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 - Stabilità



**Verifica di stabilità globale :**

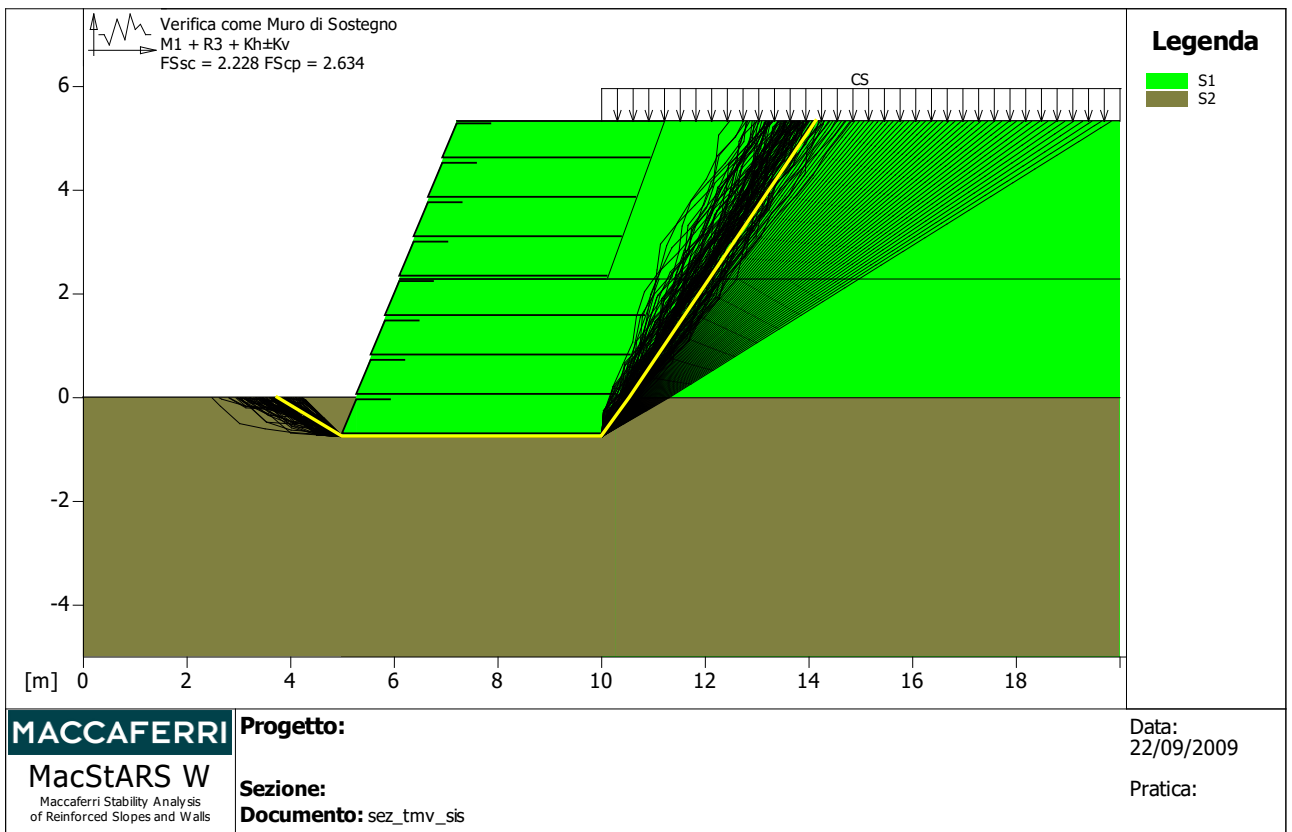
Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv  
 Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido  
 Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop  
 Coefficiente di sicurezza minimo calcolato ..... : 1.102

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
1.00	4.00	11.00	18.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:		50	
Numero totale superfici di prova.....:		500	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:		0.50	
Angolo limite orario..... [°].....:		0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:		0.00	

Fattore            Classe  
 1.00            Permanente - favorevole

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
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità



**Verifica come muro di sostegno :**

Combinazione di carico : M1 + R3 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : TMV1

Forza Stabilizzante.....[kN/m] : 291.04

Forza Instabilizzante.....[kN/m] : 118.74

Classe scorrimento.....: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 2.228

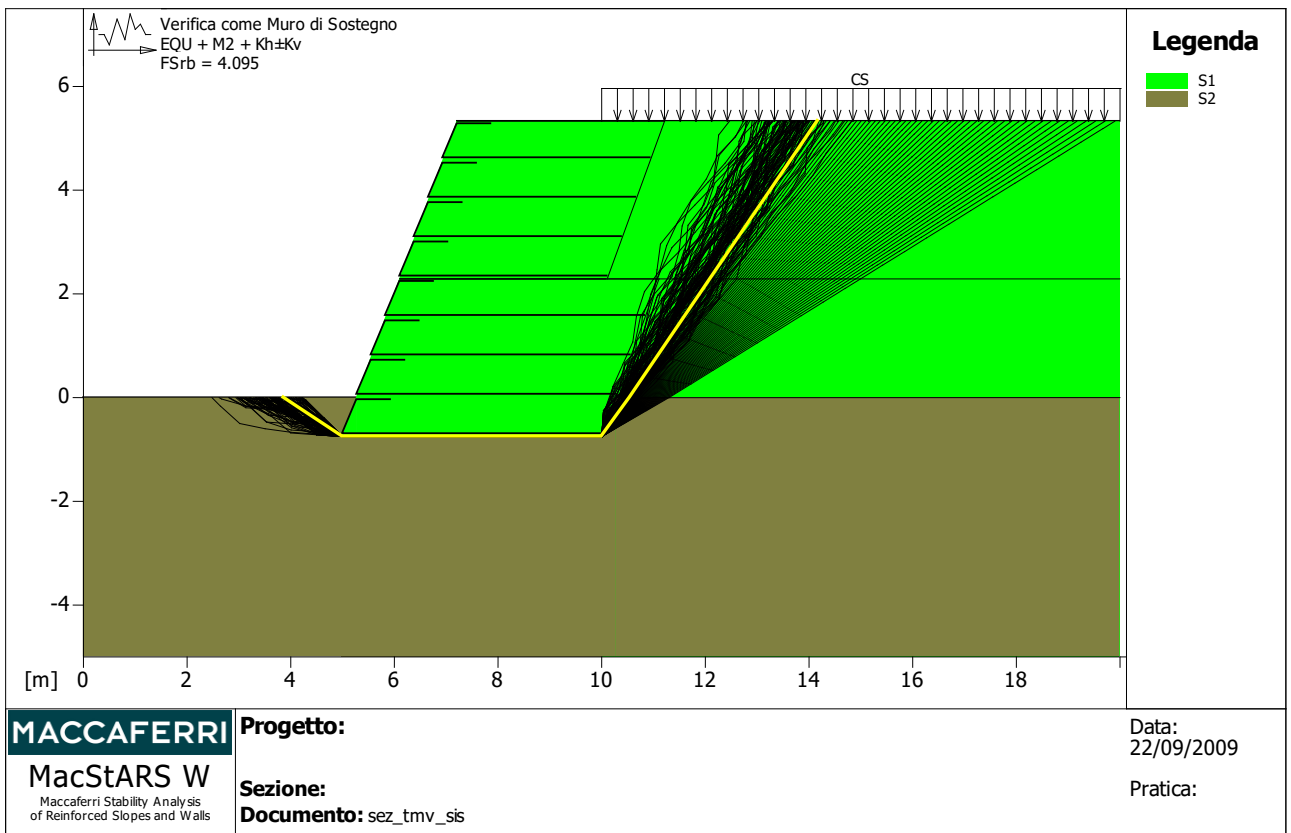
Pressione Ammissibile.....[kN/m<sup>2</sup>] : 413.08

Pressione massima agente.....[kN/m<sup>2</sup>] : 112.02

Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....: 2.634

Fattore	Classe
1.00	Permanente - favorevole
1.00	Sisma
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	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
1.10	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.40	Coeff. parziale R - Capacità portante



**Verifica come muro di sostegno :**

Combinazione di carico : EQU + M2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : TMV1

Momento Stabilizzante ..... [kN\*m/m] : 1959.30

Momento Instabilizzante ..... [kN\*m/m] : 478.46

Classe momento ..... : Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento ..... : 4.095

Fattore	Classe
1.00	Permanente - favorevole

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 - Ribaltamento



## 11. Allegato B

### **MacStARS W – Rel. 3.0**

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls  
Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)  
Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Officine Maccaferri S.P.A.

Progetto..:

Sezione...:

Località...:

Pratica....:

File.....: sez\_tmv\_stat

Data.....:

Verifiche condotte in accordo alla normativa : Norme tecniche per le costruzioni  
D.M. 14/01/2008

Verifiche nei confronti dello SLU

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

**Terreno : S1**                      Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 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<sup>3</sup>].....: 19.00

Peso specifico in falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 19.00

Modulo elastico.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 0.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

**Terreno : S2**                      Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 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<sup>3</sup>].....: 19.00

Peso specifico in falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 19.00

Modulo elastico.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 0.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

**Terreno : S3**                      Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 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<sup>3</sup>].....: 22.00

Peso specifico in falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 22.00

Modulo elastico.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 0.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

**Terreno : S4**                      Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 10.00

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<sup>3</sup>].....: 24.00

Peso specifico in falda.....[kN/m<sup>3</sup>].....: 24.00

Modulo elastico.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 0.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

### PROFILI STRATIGRAFICI

**Strato: PC**                      Descrizione:

Terreno : S2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	20.00	0.00				

### BLOCCHI RINFORZATI

**Blocco : TMV1**

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 5.00      Altezza.....= 3.04

Coordinate Origine...[m].....: Ascissa.....= 5.00      Ordinata...= -0.75

Inclinazione paramento.....[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo...: Sabbia

Rilevato strutturale.....: S1

Terreno di riempimento a tergo.....: S1

Terreno di copertura.....: S1

Terreno di fondazione.....: S1

**Rinforzi :**

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Lunghezza.....[m].....= 5.00

Interasse.....[m].....= 0.76

Risvolto.....[m].....= 0.65

**Blocco : TMV2**

Dati principali.....[m].....: Larghezza..... = 4.00 Altezza..... = 3.04  
 Arretramento.....[m]..... = 0.00 da TMV1  
 Inclinazione paramento.....[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo...: Sabbia  
 Rilevato strutturale.....: S1  
 Terreno di riempimento a tergo.....: S1  
 Terreno di copertura.....: S1  
 Terreno di fondazione.....: S1

**Rinforzi :**

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76  
 Lunghezza.....[m]..... = 4.00  
 Interasse.....[m]..... = 0.76  
 Risvolto.....[m]..... = 0.65

**CARICHI**

**Pressione : CS**                      Descrizione :  
 Classe : Permanente - favorevole  
 Intensità.....[kN/m<sup>2</sup>]..... = 20.00    Inclinazione.....[°]..... = 0.00  
 Ascissa.....[m] : Da = 10.00 To = 20.00

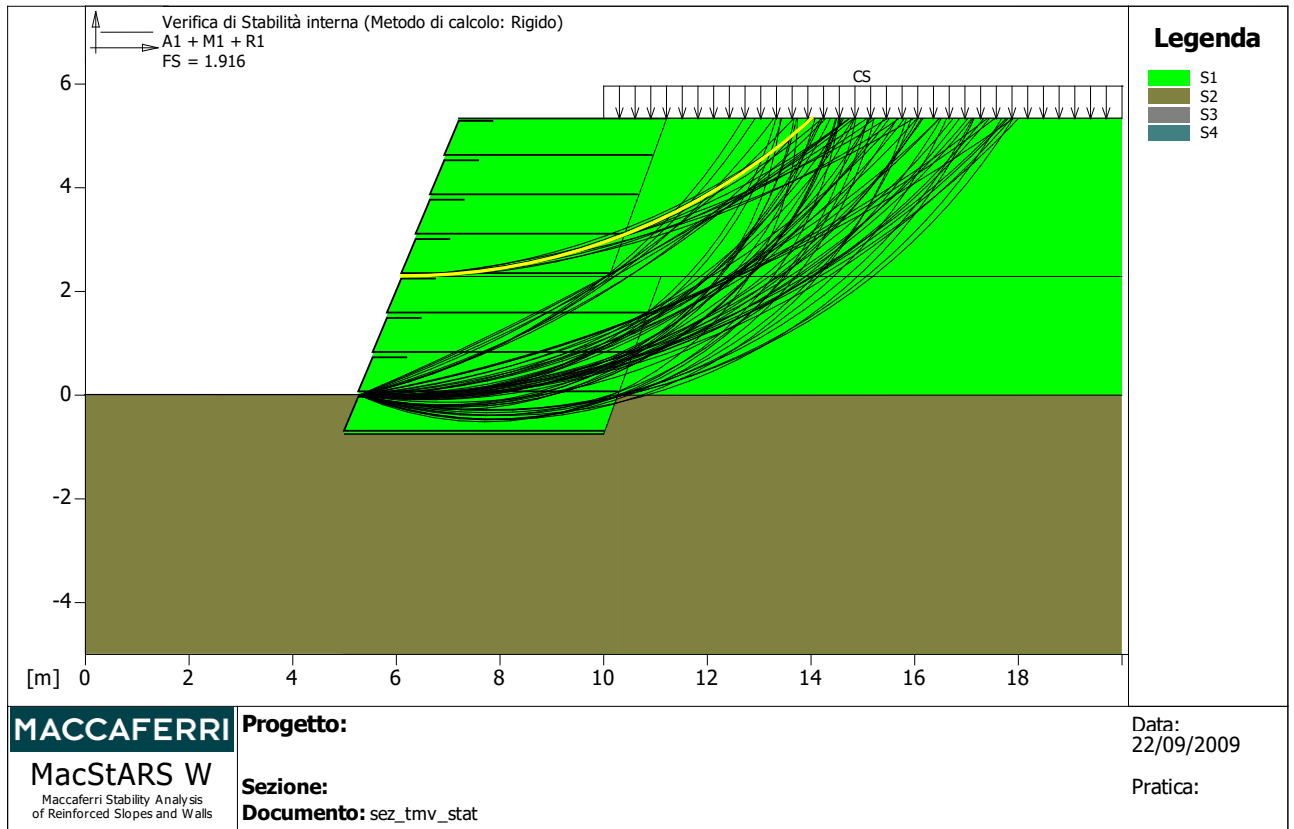
**PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI**

Maccaferri - Green Terramesh - 70° - 8/2.7P - 0.76

Carico di rottura Nominale.....[kN/m].....:	50.11
Rapporto di Scorrimento plastico.....:	2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m <sup>3</sup> /kN].....:	1.10e-04
Rigidità estensionale.....[kN/m].....:	500.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....[m].....:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....:	1.44
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....:	1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....:	1.30
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 interna :**

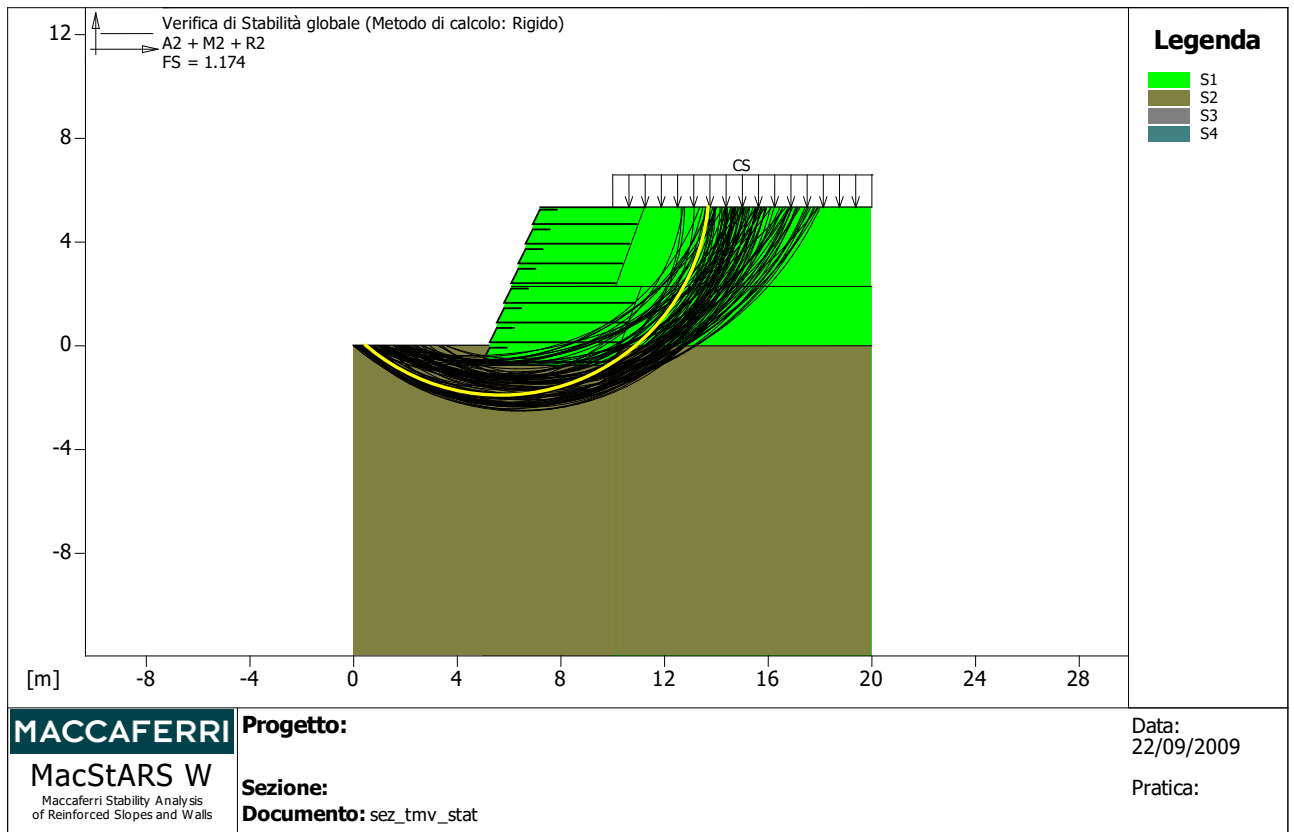
Combinazione di carico : A1 + M1 + R1  
 Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido  
 Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop  
 Coefficiente di sicurezza minimo calcolato ..... : 1.916

Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
TMV1	Primo punto	Secondo punto
	11.00	18.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 1  
 Numero totale superfici di prova.....: 500  
 Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....: 0.50  
 Angolo limite orario..... [°].....: 0.00  
 Angolo limite antiorario..... [°].....: 0.00

Fattore	Classe
1.00	Permanente - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	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 - Stabilità

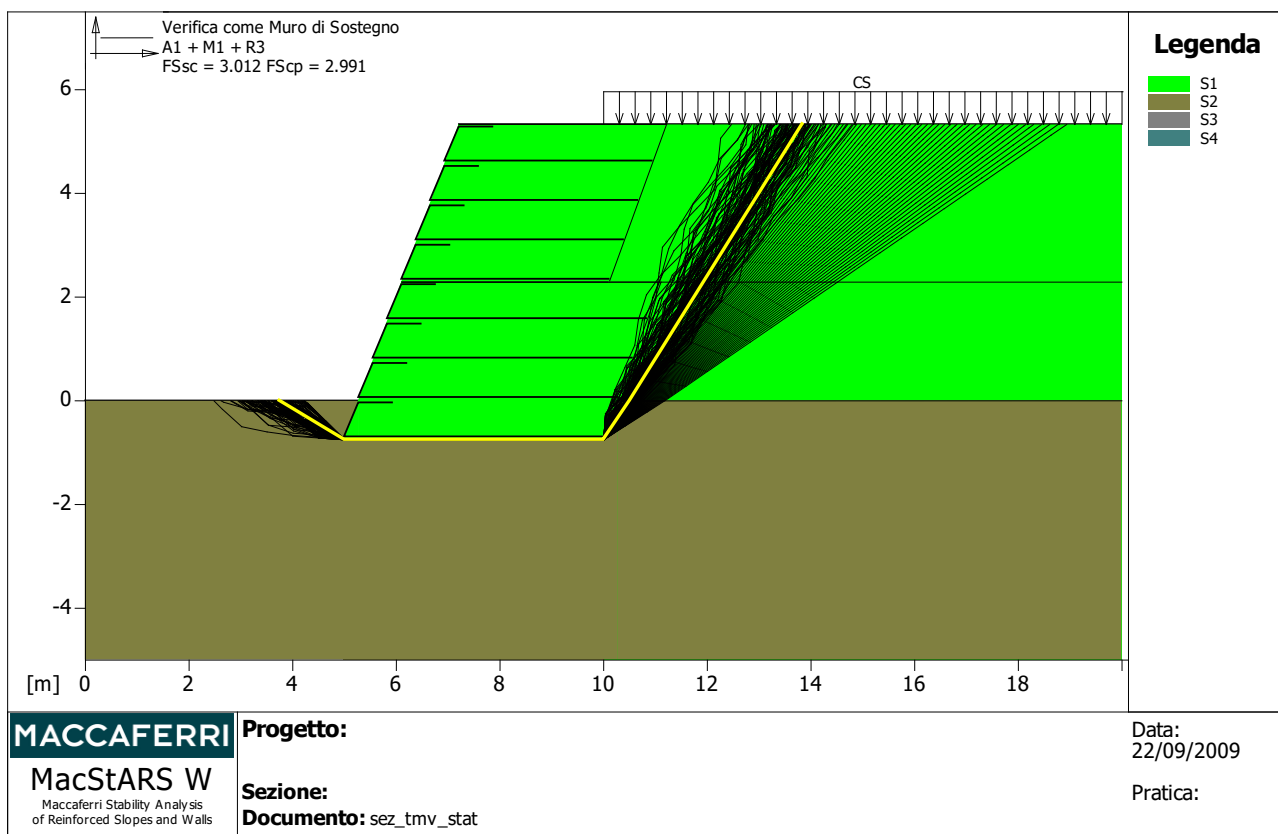


**Verifica di stabilità globale :**  
 Combinazione di carico : A2 + M2 + R2  
 Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido  
 Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop  
 Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.174

### Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	4.00	11.00	18.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:			50
Numero totale superfici di prova.....:			500
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:			0.50
Angolo limite orario..... [°].....:			0.00
Angolo limite antiorario..... [°].....:			0.00

Fattore	Classe
1.00	Permanente - favorevole
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
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità



**Verifica come muro di sostegno :**

Combinazione di carico : A1 + M1 + R3

Stabilità verificata sul blocco : TMV1

Forza Stabilizzante ..... [kN/m] : 305.69

Forza Instabilizzante ..... [kN/m] : 92.25

Classe scorrimento ..... : Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento ..... : 3.012

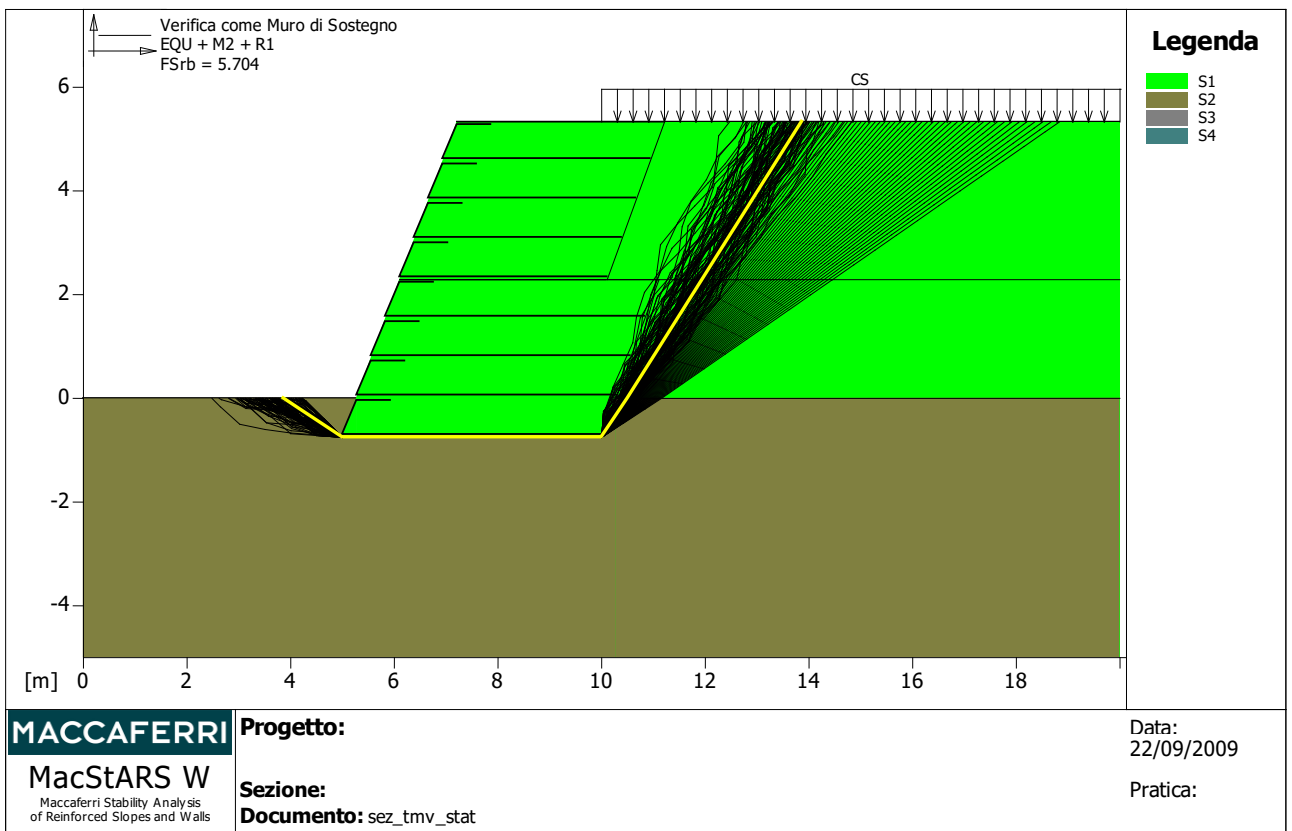
Pressione Ammissibile ..... [kN/m<sup>2</sup>] : 487.66

Pressione massima agente ..... [kN/m<sup>2</sup>] : 116.46

Classe pressione ..... : Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante ..... : 2.991

Fattore	Classe
1.00	Permanente - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	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
1.10	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.40	Coeff. parziale R - Capacità portante





**Verifica come muro di sostegno :**

Combinazione di carico : EQU + M2 + R1

Stabilità verificata sul blocco : TMV1

Momento Stabilizzante.....[kN\*m/m].....: 1824.50

Momento Instabilizzante.....[kN\*m/m].....: 319.90

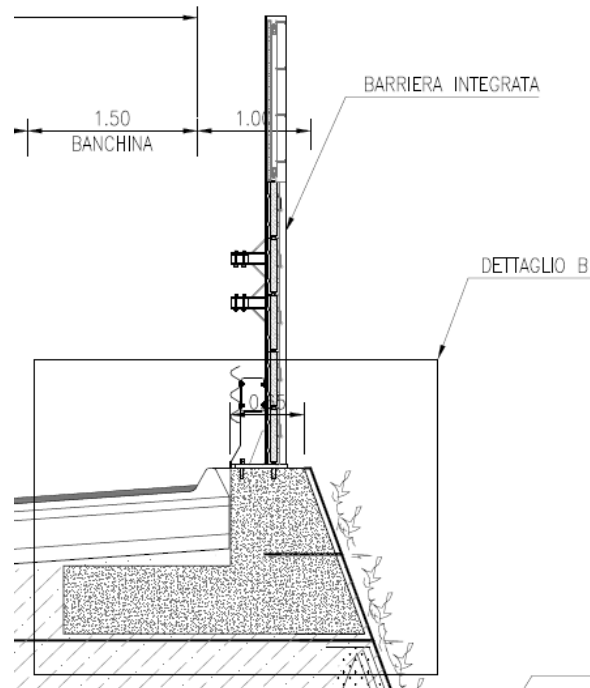
Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 5.704

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

## 12. Verifiche del cordolo in c.a. porta barriera

Nel presente capitolo si riportano le verifiche statiche e strutturali del cordolo in c.a. porta barriera previsto in sommità al muro in T.R..



### 12.1 Parametri di calcolo

Per le verifiche in oggetto si sono adottati i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)
Terre rinforzate in fondazione	19.0	0.0	32.0
Rilevato stradale a tergo	19.0	0.0	32.0
Pavimentazione stradale	24.0	0.0	30.0

## 12.2 Azioni di calcolo

Per le verifiche relative all'opera in oggetto, le principali azioni da prendere in considerazione sono le seguenti:

- Carichi permanenti di tipo strutturale
- Spinta delle terre
- Sovraccarico stradale
- Azioni sismiche
- Azione del vento sulla barriera

### 12.2.1 Carichi permanenti

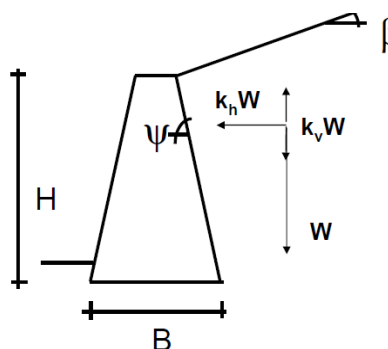
Peso proprio del cordolo calcolato in funzione della sua geometria con  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Peso della barriera fonoassorbente assunto pari a  $15.0 \text{ kN/m}$

Peso della pavimentazione stradale assunto pari a  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ . Tale azione, essendo gravante sulla fondazione del cordolo, deve essere considerata alla stessa stregua dei carichi permanenti di tipo strutturale in quanto contribuisce al comportamento statico dell'opera con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidità (§6.2.3.1.1).

### 12.2.2 Spinta delle terre

La valutazione delle spinte viene effettuata in riferimento al coefficiente di spinta attiva valutato mediante le formulazioni di Mononobe-Okabe, valide nell'ipotesi di superficie di scivolamento piana:



$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad \text{per } \beta \leq \phi' - \theta$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad \text{per } \beta > \phi' - \theta$$

dove:

- $\phi'$  = angolo di attrito del terreno;
- $\delta$  = angolo di attrito al contatto;

- $\psi$  = inclinazione paramento di monte;
- $\beta$  = inclinazione della superficie;
- $\theta = \arctan kh$ ;
- $k_h$  = coeff. accelerazione sismica orizzontale;
- $k_v$  = coeff. accelerazione sismica verticale (nelle analisi statiche è posto  $k_h = k_v = 0$ ).

### 12.2.3 Sovraccarico stradale

Agli effetti delle verifiche di stabilità del cordolo in esame, sulla sede stradale viene considerato un sovraccarico uniforme pari a 20 kPa.

### 12.2.4 Azioni sismiche

L'accelerazione sismica di progetto viene valutata sulla base dei seguenti parametri caratterizzanti l'opera:

- $V_N$  = vita nominale dell'opera = 50 anni
- $C_U$  = coefficiente d'uso = 1.5 (classe III)
- $V_R$  = periodo di riferimento = 75 anni

che, unitamente alle coordinate geografiche del sito in esame, forniscono i seguenti valori:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C$ [s]
SLO	45	0,048	2,520	0,240
SLD	75	0,059	2,541	0,260
SLV	712	0,142	2,389	0,295
SLC	1462	0,181	2,382	0,304

I valori di progetto delle accelerazioni sismiche sono ottenuti sulla base delle caratteristiche del sottosuolo e della categoria topografica del sito.

In coerenza con quanto fatto nei capitoli precedenti si assume una categoria del sottosuolo di tipo C ed una categoria topografica  $T_1$ .

$S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1.5

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica = 1.0

$S = S_S \cdot S_T = 1.5$

Le azioni sismiche sono rappresentate mediante forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Per le verifiche di stabilità di opere di sostegno, i valori dei coefficienti sismici di accelerazione orizzontale e verticale possono essere valutati mediante le seguenti espressioni (§7.11.6.2.1):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

$\beta_m$  = coefficiente funzione della categoria del sottosuolo e della  $a_g$

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

L'accelerazione massima viene valutata con la seguente relazione:

dove:

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

**Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Nel caso specifico si ha pertanto:

$$a_{\max} = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,142 \text{ g} = 0,213 \text{ g}$$

$$\beta_m = 0,24$$

$$k_h = 0,24 \cdot 0,213 = 0,051$$

$$k_v = \pm 0,50 \cdot 0,051 = \pm 0,025$$

## 12.2.5 Azione del vento

L'azione del vento viene schematizzata come azione statica equivalente, agente in direzione orizzontale, ortogonale all'asse longitudinale del ponte.

La pressione del vento è data dalla seguente espressione:

$$q_s = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- $q_b$  pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  coefficiente di esposizione;
- $c_p$  coefficiente di forma;
- $c_d$  coefficiente dinamico.

La pressione cinetica di riferimento " $q_b$ " (in N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione:  $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$

dove:

- $v_r$  velocità di riferimento del vento (in m/s);
- $\rho$  densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>

La velocità di riferimento " $v_r$ ", è il valore della velocità media del vento su di un intervallo di tempo  $T=10$  minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità  $z_0=0.05$  m (II categoria di esposizione), riferito al periodo di ritorno di progetto  $T_R$ .

Essa può essere determinata mediante la seguente relazione (CNR-DT 207/2008 §3.2.2):

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

- $v_b$  = velocità di base per un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni
- $c_r$  = coefficiente di ritorno fornito dalla seguente espressione:

$$c_r = 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni}$$

Nel caso specifico, per un tempo di ritorno  $T_R = 75$  anni si determina:

$$c_r = 1.04$$

La velocità di base di riferimento " $v_b$ ", è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Essa viene definita dall'espressione (cfr. figura seguente):

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020



per il sito in esame, si hanno:

Zona 7:  $v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$ ;  $a_0 = 1000 \text{ m}$ ;  $k_a = 0.015 \text{ s}^{-1}$ ;  $a_s = 10 \text{ m} (< a_0)$ .

Risulta:

$$v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$$

$$v_r = v_b \cdot c_r = 28 \cdot 1.04 = 29.12 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 29.12^2 = 530 \text{ Pa} = 0.53 \text{ kPa}$$

Il coefficiente di esposizione " $c_e(z)$ " dipende dall'altezza " $z$ " sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Esso viene determinato mediante la seguente espressione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

I cui parametri sono elencati nella tabella seguente:

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Il coefficiente di topografia " $c_t$ " viene assunto pari a 1.0.

La categoria di esposizione del sito viene definita, per la Zona 7, in riferimento alla figura seguente, per la classe di rugosità "B" del terreno, come risulta dal prospetto seguente.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Classe di rugosità: B  
 Categ. di Esposiz.: IV  
 $k_r = 0.22$   
 $z_0 = 0.30$  m  
 $z_{min} = 8.0$  m

$z = 4.00$  m (altezza max della costruzione emergente dal p.c. <  $z_{min}$ )  
 si ottiene:  $c_c = 1.20$

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			



Per quanto riguarda il coefficiente di forma " $c_p$ ", la sua valutazione viene eseguita in accordo a quanto suggerito dalla CNR-DT 207/2008.

Il coefficiente di forma viene assunto pari a  $c_p = 1.0$

Il coefficiente dinamico viene assunto pari a  $c_d = 1.0$

La pressione del vento risulta pertanto pari a:

$$q_s = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$q_s = 0.53 \text{ kPa} \cdot 1.20 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.64 \text{ kPa} \cong 0.70 \text{ kPa}$$

Essendo la barriera fonoassorbente prevista di altezza  $h = 4.00 \text{ m}$  ne risulta una forza orizzontale a metro di barriera pari a:

$$F_v = 0.70 \text{ kPa} \times 4.00 \text{ m} = 2.80 \text{ kN/m}$$

Tale azione è applicata a metà altezza della barriera.

### 12.3 Verifiche a scorrimento, ribaltamento e capacità portante

Nel seguito sono riportati i risultati delle verifiche a scorrimento sul piano fondazione, a ribaltamento e a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Le suddette verifiche sono eseguite secondo l'approccio di verifica 1, che prevede le seguenti combinazioni di carico (§ 6.2.3.1):

- verifiche tipo STR : combinazione A1+M1+R1;
- verifiche tipo GEO: combinazione A2+M2+R2;
- verifiche tipo EQU: combinazione EQU+M2+R2.

Le verifiche consistono nel verificare, in tutti i casi, il soddisfacimento della seguente espressione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  = Valore dell'azione di calcolo agente;

$R_d$  = Valore della corrispondente Resistenza di calcolo.

Nelle **verifiche a scorrimento**:

$E_d$  = azione tagliante complessiva sul piano di fondazione;

$R_d$  = valore della resistenza a scorrimento disponibile sul piano di fondazione.

Nelle **verifiche a ribaltamento**:

$E_d$  = momento ribaltante ( $M_{RIB}$ ) rispetto all'estremo di valle della fondazione;

$R_d$  = momento stabilizzante ( $M_{STAB}$ ) rispetto allo stesso punto.

Nelle **verifiche di capacità portante**:

$E_d$  = componente verticale della risultante di carico agente sul piano di fondazione;

$R_d$  = capacità portante limite del complesso fondazione – terreno.

Le tabelle seguenti riassumono i coefficienti parziali di riferimento (§6.2.I, §6.2.II) utilizzati nelle analisi.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

I valori della resistenza di progetto "R<sub>d</sub>" si determinano mediante l'applicazione di un coefficiente di sicurezza "γ<sub>R</sub>" desunto dalla specifica tabella per le opere di sostegno.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R$$

**Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

### 12.3.1 Metodo di calcolo

Le elaborazioni numeriche riportate nel presente capitolo sono effettuate mediante l'ausilio del codice di calcolo MB Muro Rev. 3.03.

Il programma in oggetto è specificatamente progettato per eseguire le verifiche di stabilità delle opere di sostegno rigide, sia in condizioni statiche che sismiche, secondo quanto prescritto dal D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 08).

L'affidabilità del codice di calcolo è documentata dalla validazione fornita in dotazione al software ed è supportata, in fase di output, da una dettagliata ed esauriente rappresentazione dei risultati ottenuti dal calcolo, che ne consente un rapido controllo.

Sono visualizzabili nel dettaglio tutti i calcoli effettuati, corredati delle relative espressioni utilizzate. Trattandosi in particolare di calcoli che comportano semplici operazioni, quali somme e moltiplicazioni, tutti i dettagli del calcolo possono essere agevolmente verificati e riprodotti mediante calcolo "a mano" o mediante l'uso di semplici fogli di calcolo elettronico.

Il software inoltre è dotato di strumenti di controllo dei dati di input, che vanno dalla verifica delle caratteristiche geometriche al controllo della congruenza dei dati impostati, volti a verificare ed evidenziare, in fase di input e di elaborazione, eventuali valori non coerenti dei dati, il cui utilizzo potrebbe compromettere la corretta elaborazione dei risultati.

Altra particolare facilitazione è rappresentata dalla visualizzazione grafica, in tempo reale, della geometria, delle azioni di calcolo applicate nelle varie combinazioni di carico, e dei risultati specifici per ciascuna combinazione. Tutte caratteristiche che consentono di avere sempre costantemente sotto controllo l'evoluzione dell'analisi, dall'inserimento dei dati al calcolo e visualizzazione dei risultati.

Assegnati la geometria dell'opera, le caratteristiche geotecniche e il profilo degli strati di terreno presenti a tergo ed in fondazione alla stessa, gli eventuali carichi esterni aggiuntivi ed i parametri sismici del sito, il codice di calcolo determina l'entità delle pressioni e delle relative spinte trasmesse alla struttura dal terreno e dal sisma (ai fini della verifica delle condizioni di stabilità sia nei confronti di eventuali scorrimenti dell'opera sul piano di fondazione, sia per eventuali ribaltamenti della stessa), nonché le risultanti sul piano di fondazione (ai fini della verifica di capacità portante).

Le spinte del terreno vengono calcolate, sia nelle condizioni statiche che sismiche, con riferimento al coefficiente di spinta attiva determinato in accordo alle formulazioni di Mononobe-Okabe, precedentemente richiamate.

Nelle Condizioni Statiche è prevista l'applicazione dei coefficienti parziali delle colonne A1, A2 o EQU sulle azioni, i coefficienti parziali delle colonne M1 e M2 sui parametri geotecnici ed i coefficienti globali " $\gamma_R$ " indicati nelle colonne R1, R2.

Le spinte del terreno sull'opera sono calcolate utilizzando i parametri geotecnici caratteristici ( $\gamma_{M1}$ ) o di calcolo ( $\gamma_{M2}$ ) a seconda della combinazione di carico; come previsto dalla norma (§6.2.3.1.1) tali spinte sono da intendersi come carichi permanenti di tipo strutturale sfavorevoli, pertanto i relativi coefficienti di combinazione ( $\gamma_F$ ) sono rispettivamente pari a 1.3 (A1), 1.0 (A2) e 1.1 (EQU).

Nelle Condizioni Sismiche la combinazione delle azioni prevede l'applicazione delle azioni sismiche in concomitanza con le spinte del terreno e i carichi permanenti non incrementati ( $\gamma_G=1.0$ ) e con le eventuali azioni variabili moltiplicate per il relativo coefficiente di partecipazione sismica ( $\psi_2$ ):

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (3.2.16)$$

Come previsto dalla normativa (§7.11.1), i valori dei parametri geotecnici di calcolo sono gli stessi utilizzati per le verifiche in condizioni statiche (colonne M1 e M2 rispettivamente).

Nelle verifiche a scorrimento l'azione " $E_d$ " è rappresentata dal valore della azione di scorrimento di calcolo " $V_{sd}$ " agente sul piano di fondazione, mentre " $R_d$ " viene calcolata come:

$$R_d = \frac{N_{sd} \cdot \text{tg}(\delta_d) + c_{a,d} \cdot B}{\gamma_R}$$

dove:

- $N_{sd}$  = valore dell'azione verticale agente sul piano di fondazione;
- $\delta_d$  = angolo di attrito di calcolo all'interfaccia fondazione-terreno, generalmente assunto pari a circa  $2/3 \phi'_d$ , essendo  $\phi'_d$  l'angolo di attrito "di calcolo" del terreno presente al di sotto del piano di fondazione;
- $c_{a,d}$  = coesione di aderenza all'interfaccia fondazione-terreno, generalmente assunta pari a circa  $2/3 c'_d$ , essendo  $c'_d$  la coesione "di calcolo" del terreno presente al di sotto del piano di fondazione;
- $B$  = Larghezza della fondazione.

Nelle verifiche a ribaltamento, l'azione "E<sub>d</sub>" è rappresentata dal valore del momento ribaltante "M<sub>rib</sub>" calcolato rispetto all'estremo di valle della fondazione, che è il punto attorno al quale avviene il ribaltamento, mentre "R<sub>d</sub>" è rappresentato dal valore del momento stabilizzante rispetto allo stesso punto.

$$E_d = M_{RIB} \qquad R_d = \frac{M_{STAB}}{\gamma_R}$$

Nella determinazione del momento ribaltante rientrano in generale le spinte del terreno, dell'eventuale acqua di falda e le azioni sismiche orizzontali applicate alle masse strutturali dell'opera e alle masse di terreno eventualmente gravanti sull'opera.

Il momento stabilizzante è invece determinato, in generale, dai pesi propri del muro, delle eventuali masse di terreno presenti su di esso e dalle componenti sismiche verticali applicate a questi (è da evidenziare che, nel caso di sisma rivolto verso l'alto, le componenti sismiche verticali determinano un "alleggerimento" delle masse in gioco; tali azioni sono quindi considerate come riduzione del momento stabilizzante e non come incremento del momento ribaltante).

Nelle verifiche di capacità portante, l'azione "E<sub>d</sub>" è rappresentata dal valore della azione verticale di calcolo "N<sub>sd</sub>" agente sul piano di fondazione, mentre la resistenza "R<sub>d</sub>" viene calcolata come:

$$R_d = \frac{(q_{lim} \cdot B)}{\gamma_R}$$

dove:

- B = larghezza dell'area effettiva di carico sul piano di fondazione rispetto alla quale la risultante verticale sul piano di fondazione è centrata;
- q<sub>lim</sub> = pressione unitaria limite che determina la rottura del terreno di fondazione

Per *Pressione Unitaria Limite* (q<sub>lim</sub>) si intende la massima pressione (kPa) applicabile sul piano di fondazione prima che si instaurino fenomeni di collasso per superamento della resistenza al taglio del terreno di fondazione stesso.

In condizioni statiche la valutazione della pressione limite viene effettuata mediante la nota espressione di **Brinch-Hansen** (1970) che costituisce un'estensione dell'equazione di *Buisman* (1935) e *Terzaghi* (1943), ottenuta per sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

nella quale:

- $\gamma'$  = Peso specifico naturale "efficace" del terreno immediatamente al di sotto del piano di fondazione;
- B = Larghezza dell'area effettiva di carico sul piano di fondazione;
- $c'$  = Coesione attribuibile al terreno di fondazione;
- $q'$  = Sovraccarico di terreno eventualmente presente ai lati della fondazione;
- $N_\gamma N_c N_q$  = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito del terreno;
- $s_\gamma s_c s_q$  = fattori di forma della fondazione;
- $i_\gamma i_c i_q$  = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- $b_\gamma b_c b_q$  = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di fondazione;
- $g_\gamma g_c g_q$  = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- $d_c d_q$  = Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa della fondazione.

La larghezza "B" effettiva equivalente di carico da considerare è quella rispetto alla quale la risultante di carico risulta essere centrata; se "B<sub>R</sub>" è la larghezza reale della fondazione ed "e" è l'eccentricità del carico, essa risulta pari a:

$$B = B_R - 2e$$

I fattori di capacità portante " $N_\gamma, N_c, N_q$ " sono dati in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno presente al di sotto del piano di fondazione:

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi')} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Meyerhof (1951)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot g \phi' \quad \text{Meyerhof (1951)}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad \text{Vésic (1975)}$$

I coefficienti " $s_\gamma, s_c, s_q$ " consentono di ottenere la soluzione nel caso di fondazioni a pianta rettangolare di larghezza "B" ed estensione "L"; essi sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 + 0.1 (B/L) (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 (B/L) (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$$

Nel caso dei muri di sostegno, in generale si assume la fondazione come nastriforme infinitamente estesa e pertanto i suddetti coefficienti assumono valore unitario.

Il coefficiente "d<sub>q</sub>" permette di tenere conto dell'approfondimento relativo "D" del piano di posa della fondazione rispetto al piano campagna:

- per valori di approfondimento  $D \leq B$ , esso viene determinato come:

$$d_q = 1 + 2 (D/B) \operatorname{tg} \phi' (1 - \sin \phi')^2$$

- per valori di approfondimento  $D > B$ :

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B)$$

Il valore di "d<sub>c</sub>" può essere ricavato secondo *Vesic* (1973) come:

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \operatorname{tg} \phi')$$

A favore di sicurezza, nei calcoli svolti si trascurano tali contributi adottando valori dei suddetti coefficienti correttivi pari all'unità.

I coefficienti "i<sub>γ</sub>, i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>" tengono conto dell'effetto dell'inclinazione della risultante di carico presente sul piano di fondazione; per la loro valutazione sono utilizzate le seguenti espressioni (*Vesic*, 1970):

$$i_\gamma = [1 - H/(N+B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{(m+1)}$$

$$i_q = [1 - H/(N+B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{(m)}$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \cdot \tan \phi')$$

dove:  $m = (2+B/L)/(1+B/L)$ ;  
 B, L sono le dimensioni in pianta della fondazione;  
 N = componente verticale di carico;  
 H = componente orizzontale di carico.

Non essendo previsti piani di fondazione inclinati, i coefficienti "b<sub>γ</sub>, b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>" vengono in questo caso assunti pari all'unità; analoghe considerazioni si possono effettuare anche per i coefficienti "g<sub>γ</sub>, g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>".



Nelle condizioni sismiche la determinazione della capacità portante del terreno di fondazione é ancora effettuata mediante l'utilizzo della espressione di Brinch-Hansen, applicando a ciascuno dei termini componenti il relativo fattore riduttivo "z" atto a tenere conto degli effetti inerziali (Paolucci e Pecker - 1997):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} z_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

dove:  $z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\varphi}\right)^{0,35}$        $z_c = 1 - 0,32k_h$        $k_h = \frac{S \cdot a_g}{g}$

Nelle suddette espressioni "S·a<sub>g</sub>" è l'accelerazione massima attesa al sito e comprende gli effetti di amplificazione stratigrafica (S<sub>s</sub>) e topografica (S<sub>T</sub>), mentre "a<sub>g</sub>" è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

### 12.3.2 Risultati e verifiche

Nelle pagine seguenti, in riferimento alla sezione trasversale tipo rappresentativa dell'opera in oggetto, si riportano i principali risultati delle verifiche effettuate per le combinazioni di carico precedentemente descritte.

Da evidenziare che le combinazioni sismiche non sono dimensionanti per la struttura in quanto alle azioni sismiche non sono contemporaneamente associati il sovraccarico stradale e l'azione del vento (per entrambi è  $\psi_2 = 0$ ) come evidenziato nella tabella seguente.

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento <math>q_5</math></i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_5</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

=====  
 \*\*\*\*      V E R I F I C H E      \*\*\*\*  
 =====

SCORRIMENTO		Az. (Ed)	Res. (Rd)	fs	chk
NC	Descrizione	[kN]	[kN]	[-]	
1	Statica (A1 +M1+R1)	23.28	41.80	1.80	ok
2	Statica (A2 +M2+R2)	23.45	33.82	1.44	ok
3	Statica (EQU+M2+R2)	--	--	--	--
4	Sisma Su (M1+R1)	11.60	38.96	3.36	ok
5	Sisma Giu (M1+R1)	11.90	41.00	3.44	ok
6	Sisma Su (M2+R2)	13.20	31.86	2.41	ok
7	Sisma Giu (M2+R2)	13.58	33.53	2.47	ok

RIBALTAMENTO		Az. (Ed)	Res. (Rd)	fs	chk
NC	Descrizione	[kNm]	[kNm]	[-]	
1	Statica (A1 +M1+R1)	7.42	133.88	18.04	ok
2	Statica (A2 +M2+R2)	8.93	133.88	15.00	ok
3	Statica (EQU+M2+R2)	10.44	120.49	11.54	ok
4	Sisma Su (M1+R1)	2.24	130.45	58.27	ok
5	Sisma Giu (M1+R1)	2.08	137.31	66.03	ok
6	Sisma Su (M2+R2)	2.89	130.45	45.14	ok
7	Sisma Giu (M2+R2)	2.76	137.31	49.76	ok

CAPACITA' PORTANTE		Az. (Ed)	Res. (Rd)	fs	chk
NC	Descrizione	[kN]	[kN]	[-]	
1	Statica (A1 +M1+R1)	106.98	768.39	7.18	ok
2	Statica (A2 +M2+R2)	105.88	339.22	3.20	ok
3	Statica (EQU+M2+R2)	--	--	--	--
4	Sisma Su (M1+R1)	99.70	1132.43	11.36	ok
5	Sisma Giu (M1+R1)	104.92	1148.63	10.95	ok
6	Sisma Su (M2+R2)	99.74	454.14	4.55	ok
7	Sisma Giu (M2+R2)	104.97	460.84	4.39	ok

Nelle pagine che seguono si allegano le schede di dettaglio delle predette verifiche.

MB Muro Rev 3.03

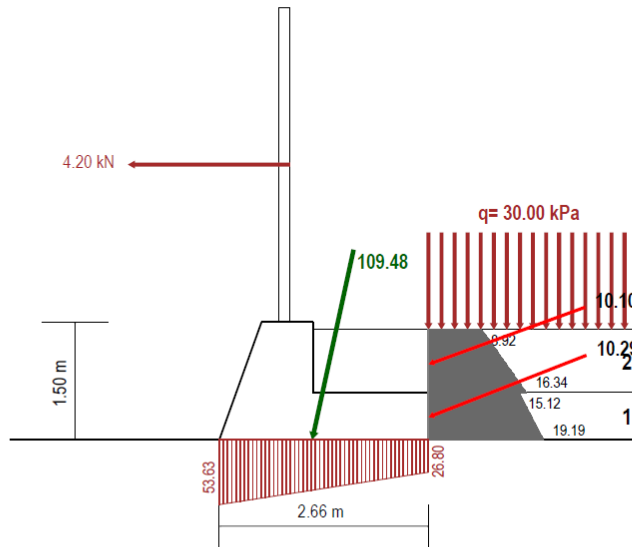
**OPERE MINORI**  
**MASSICCIO IN TERRA RINFORZATA**  
**CODOLO PORTA BARRIERA DI SOMMITA'**

**COMBINAZIONE DI CARICO N. 1:**  
**Statica (A1 +M1+R1)**

**STRATI DI MONTE**

**STRATO N.1**  
 G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 32.00^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

**STRATO N.2**  
 G = 24.00 kN/m3  
 $\phi' = 30.00^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2



**STRATO FONDAZIONE**

G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 32.00^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione Orizzontale:	Hed	23.28 kN
Carico verticale:	Ned	106.98 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned * tg(\phi'a)$	41.80 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	41.80 kN
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza di Calcolo:	$Hrd = Rtot / G_R$	41.80 kN
Verifica:	$Hrd / Hed$	1.80 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:**

Azione verticale	Ned	106.98 kN
Azione orizzontale	Hed	23.28 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrdb) / Ned$	0.15 m
Base efficace	$Beff = B - 2 e $	2.36 m
Fattore cap. port.	$Nq = exp(Pi * tg\phi) * tg^2(Pi/4 + \phi/2)$	23.18
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * cot\phi$	35.49
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	30.21
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c * cot\phi)]^3$	0.48
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c * cot\phi)]^2$	0.61
coeff. inclin. carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.59
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.00
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	1.00
coeff. sismico	$xq = (1 - kh / tg\phi) * 0.35$	1.00
coeff. sismico	$xg = xq$	1.00
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G * Beff * Ng * iq * gg * zg$	325.01 kN/m2
pressione limite (2)	$qlim2 = c * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gg * zg$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	325.01 kN/m2
Resistenza totale	$Qlim = qlim * Beff$	768.39 kN
Coeffic. parziale	$G_R$	1.00
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	768.39 kN
Verifica	$Nrd / Ned$	7.18 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Momento Stabilizzante:	Mstab	133.88 kNm
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	$Mrd = Mstab / G_R$	133.88 kNm
Momento Ribaltante:	Med	7.42 kNm
Verifica:	$Mrd / Med$	18.04 ---> ok!

\*\*\* V E R I F I C H E \*\*\*

COMBINAZIONE DI CARICO N. 1: Statica (A1 +M1+R1)

Terreno di fondazione - Parametri geotecnici di calcolo:

Gamma	19.00	[kN/m3]	p.s. naturale
Gamma'	19.00	[kN/m3]	p.s. efficace (condizioni Drenate)
$\phi$	32.00	[°]	attrito di calcolo
c	0.00	[kN/m2]	coesione di calcolo

Terreno di fondazione - coeff. e Parametri di aderenza:

cf	0.67	[-]	aliquota attrito
cc	0.67	[-]	aliquota coesione
$\phi_a$	21.34	[°]	attrito al contatto
ca	0.00	[kN/m2]	coesione di aderenza

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	23.28 kN
Carico verticale:	Ned	106.98 kN
Resistenza attrito:	$R_a = Ned * tg(\phi_a)$	41.80 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$R_c = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$R_{tot} = R_a + R_c$	41.80 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza di Calcolo:	$H_{rd} = R_{tot} / G_R$	41.80 kN
Verifica:	Hrd/Hed	1.80 ----> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	133.88 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza a Ribaltamento:	$M_{rd} = M_{stab} / G_R$	133.88 kNm
Momento Ribaltante:	Med	7.42 kNm
Verifica:	Mrd/Med	18.04 ----> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	106.98 kN
Azione orizzontale	Hed	23.28 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrib) / Ned$	0.15 m
Base efficace	$B_{eff} = B - 2 e $	2.36 m
Fattore cap. port.	$Nq = \exp(\pi * tg\phi) * tg^2(\pi / 4 + \phi / 2)$	23.18
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * cot\phi$	35.49
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	30.21
coeff.inclin.carico	$ig = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * cot\phi)]^3$	0.48
coeff.inclin.carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * cot\phi)]^2$	0.61
coeff.inclin.carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.59
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.0000
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	1.00
coeff. sismico	$zq = (1 - kh / tg\phi)^{0.35}$	1.00
coeff. sismico	zg = zq	1.00
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G' * B_{eff} * Ng * ig * gg * zg$	325.01 kN/m2
pressione limite (2)	$qlim2 = c * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gq * zq$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	325.01 kN/m2
Resistenza totale	$Qlim = qlim * B_{eff}$	768.39 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	768.39 kN
Verifica	Nrd/Ned	7.18 ----> ok!

CALCOLO TENSIONI SUL PIANO DI FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	106.98 kN
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrib) / Ned$	0.15 m
Momento	$M = Ned *  e $	15.82 kNm
Base Fondazione	B	2.66 m
e  <= B/6 (base interamente compressa):		
Tensione Max	$s_{max} = Ned/B + 6 M  / (B^2)$	53.63 kPa
Tensione min	$s_{min} = Ned/B - 6 M  / (B^2)$	26.80 kPa

MB Muro Rev 3.03

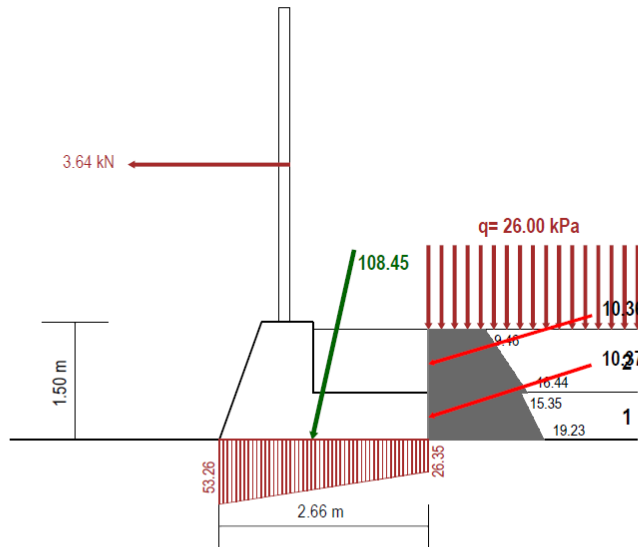
**OPERE MINORI**  
**MASSICCIO IN TERRA RINFORZATA**  
**CODOLO PORTA BARRIERA DI SOMMITA'**

**COMBINAZIONE DI CARICO N. 2:**  
**Statica (A2 +M2+R2)**

**STRATI DI MONTE**

**STRATO N.1**  
 G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 26.56^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

**STRATO N.2**  
 G = 24.00 kN/m3  
 $\phi' = 24.79^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2



**STRATO FONDAZIONE**

G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 26.56^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione Orizzontale:	Hed	23.45 kN
Carico verticale:	Ned	105.88 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned * tg(\phi'a)$	33.82 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	33.82 kN
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza di Calcolo:	$Hrd = Rtot / G_R$	33.82 kN
Verifica:	$Hrd / Hed$	1.44 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:**

Azione verticale	Ned	105.88 kN
Azione orizzontale	Hed	23.45 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrib) / Ned$	0.15 m
Base efficace	$Beff = B - 2 e $	2.36 m
Fattore cap. port.	$Nq = exp(Pi * tg\phi) * tg^2(Pi/4 + \phi/2)$	12.59
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * cot\phi$	23.18
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	13.58
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c' * cot\phi)]^3$	0.47
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c' * cot\phi)]^2$	0.61
coeff. inclin. carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.57
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.00
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	1.00
coeff. sismico	$zq = (1 - kh / tg\phi) * 0.35$	1.00
coeff. sismico	$zq = zq$	1.00
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G' * Beff * Ng * iq * gg * zq$	143.72 kN/m2
pressione limite (2)	$qlim2 = c' * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gg * zq$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	143.72 kN/m2
Resistenza totale	$Qlim = qlim * Beff$	339.22 kN
Coeffic. parziale	$G_R$	1.00
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	339.22 kN
Verifica	$Nrd / Ned$	3.20 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Momento Stabilizzante:	Mstab	133.88 kNm
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	$Mrd = Mstab / G_R$	133.88 kNm
Momento Ribaltante:	Med	8.93 kNm
Verifica:	$Mrd / Med$	15.00 ---> ok!

\*\*\* V E R I F I C H E \*\*\*

COMBINAZIONE DI CARICO N. 2: Statica (A2 +M2+R2)

Terreno di fondazione - Parametri geotecnici di calcolo:

Gamma	19.00	[kN/m3]	p.s. naturale
Gamma'	19.00	[kN/m3]	p.s. efficace (condizioni Drenate)
$\phi$	26.56	[°]	attrito di calcolo
c	0.00	[kN/m2]	coesione di calcolo

Terreno di fondazione - coeff. e Parametri di aderenza:

cf	0.67	[-]	aliquota attrito
cc	0.67	[-]	aliquota coesione
$\phi_a$	17.72	[°]	attrito al contatto
ca	0.00	[kN/m2]	coesione di aderenza

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	23.45 kN
Carico verticale:	Ned	105.88 kN
Resistenza attrito:	$R_a = Ned \cdot \tan(\phi_a)$	33.82 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$R_c = c_a \cdot B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$R_{tot} = R_a + R_c$	33.82 kN
Coeffic. parziale:	G <sub>R</sub>	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza di Calcolo:	$H_{rd} = R_{tot} / G_R$	33.82 kN
Verifica:	H <sub>rd</sub> /Hed	1.44 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	133.88 kNm
Coeffic. parziale:	G <sub>R</sub>	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza a Ribaltamento:	$M_{rd} = M_{stab} / G_R$	133.88 kNm
Momento Ribaltante:	Med	8.93 kNm
Verifica:	M <sub>rd</sub> /Med	15.00 ---> ok!



VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	105.88 kN
Azione orizzontale	Hed	23.45 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrib) / Ned$	0.15 m
Base efficace	$B_{eff} = B - 2 e $	2.36 m
Fattore cap. port.	$Nq = \exp(\pi * tg\phi) * tg^2(\pi / 4 + \phi / 2)$	12.59
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * \cot\phi$	23.18
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	13.58
coeff.inclin.carico	$ig = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^3$	0.47
coeff.inclin.carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^2$	0.61
coeff.inclin.carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.57
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.0000
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	1.00
coeff. sismico	$zq = (1 - kh / tg\phi)^{0.35}$	1.00
coeff. sismico	zg = zq	1.00
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G' * B_{eff} * Ng * ig * gg * zg$	143.72 kN/m2
pressione limite (2)	$qlim2 = c * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gq * zq$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	143.72 kN/m2
Resistenza totale	$Qlim = qlim * B_{eff}$	339.22 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	339.22 kN
Verifica	Nrd/Ned	3.20 ----> ok!

CALCOLO TENSIONI SUL PIANO DI FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	105.88 kN
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrib) / Ned$	0.15 m
Momento	$M = Ned *  e $	15.87 kNm
Base Fondazione	B	2.66 m
e  <= B/6 (base interamente compressa):		
Tensione Max	$s_{max} = Ned/B + 6 M  / (B^2)$	53.26 kPa
Tensione min	$s_{min} = Ned/B - 6 M  / (B^2)$	26.35 kPa

MB Muro Rev 3.03

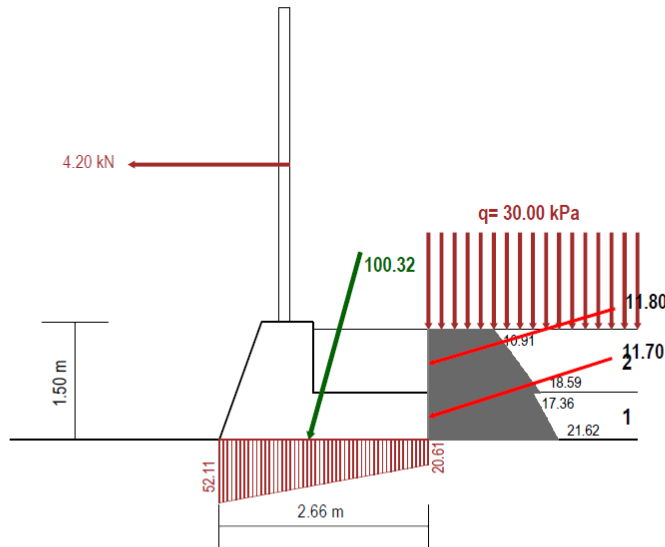
**OPERE MINORI**  
 MASSICCIO IN TERRA RINFORZATA  
 CODOLO PORTA BARRIERA DI SOMMITA'

**COMBINAZIONE DI CARICO N. 3:**  
 Statica (EQU+M2+R2)

**STRATI DI MONTE**

STRATO N.1  
 G = 19.00 kN/m<sup>3</sup>  
 $\phi'$  = 26.56 °  
 $c'$  = 0.00 kN/m<sup>2</sup>

STRATO N.2  
 G = 24.00 kN/m<sup>3</sup>  
 $\phi'$  = 24.79 °  
 $c'$  = 0.00 kN/m<sup>2</sup>



STRATO FONDAZIONE

G = 19.00 kN/m<sup>3</sup>  
 $\phi'$  = 26.56 °  
 $c'$  = 0.00 kN/m<sup>2</sup>

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Per la presente combinazione di carico  
 è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC08 - 6.5.3.1.1)

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Momento Stabilizzante:	Mstab	120.49 kNm
Coeffic. parziale:	G <sub>R</sub>	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G <sub>R</sub>	120.49 kNm
Momento Ribaltante:	Med	10.44 kNm
Verifica:	Mrd/Med	11.54 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:**

Per la presente combinazione di carico  
 è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC08 - 6.5.3.1.1)

\*\*\* V E R I F I C H E \*\*\*

COMBINAZIONE DI CARICO N. 3: Statica (EQU+M2+R2)

Terreno di fondazione - Parametri geotecnici di calcolo:

Gamma	19.00	[kN/m3]	p.s. naturale
Gamma'	19.00	[kN/m3]	p.s. efficace (condizioni Drenate)
$\phi$	26.56	[°]	attrito di calcolo
c	0.00	[kN/m2]	coesione di calcolo

Terreno di fondazione - coeff. e Parametri di aderenza:

cf	0.67	[-]	aliquota attrito
cc	0.67	[-]	aliquota coesione
$\phi_a$	17.72	[°]	attrito al contatto
ca	0.00	[kN/m2]	coesione di aderenza

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Per la presente combinazione di carico  
 è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC08 - 6.5.3.1.1)

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	120.49 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	120.49 kNm
Momento Ribaltante:	Med	10.44 kNm
Verifica:	Mrd/Med	11.54 ----> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Per la presente combinazione di carico  
 è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC08 - 6.5.3.1.1)

MB Muro Rev 3.03

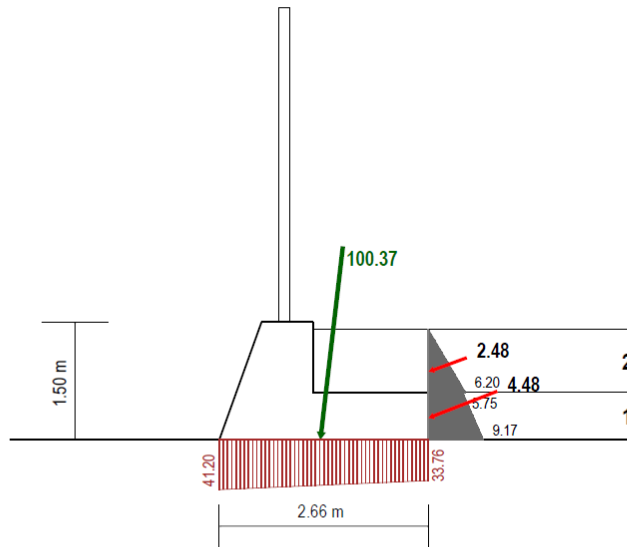
**OPERE MINORI**  
**MASSICCIO IN TERRA RINFORZATA**  
**CODOLO PORTA BARRIERA DI SOMMITA'**

**COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:**  
**Sisma Su (M1+R1)**

**STRATI DI MONTE**

STRATO N.1  
 G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 32.00^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

STRATO N.2  
 G = 24.00 kN/m3  
 $\phi' = 30.00^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2



**STRATO FONDAZIONE**

G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 32.00^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione Orizzontale:	Hed	11.60 kN
Carico verticale:	Ned	99.70 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned * tg(\phi'a)$	38.96 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	38.96 kN
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza di Calcolo:	$Hrd = Rtot / G_R$	38.96 kN
Verifica:	$Hrd / Hed$	3.36 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:**

Azione verticale	Ned	99.70 kN
Azione orizzontale	Hed	11.60 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrib) / Ned$	0.04 m
Base efficace	$Beff = B - 2 e $	2.57 m
Fattore cap. port.	$Nq = exp(Pi * tg\phi) * tg^2(Pi/4 + \phi/2)$	23.18
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * cot\phi$	35.49
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	30.21
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c * cot\phi)]^3$	0.69
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c * cot\phi)]^2$	0.78
coeff. inclin. carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.77
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.21
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	0.93
coeff. sismico	$xq = (1 - kh / tg\phi) * 0.35$	0.86
coeff. sismico	$xg = xq$	0.86
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G * Beff * Ng * iq * gg * zg$	440.28 kN/m2
pressione limite (2)	$qlim2 = c * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gg * zg$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	440.28 kN/m2
Resistenza totale	$Qlim = qlim * Beff$	1132.43 kN
Coeffic. parziale	$G_R$	1.00
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	1132.43 kN
Verifica	$Nrd / Ned$	11.36 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Momento Stabilizzante:	Mstab	130.45 kNm
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	$Mrd = Mstab / G_R$	130.45 kNm
Momento Ribaltante:	Med	2.24 kNm
Verifica:	$Mrd / Med$	58.27 ---> ok!

\*\*\* V E R I F I C H E \*\*\*

COMBINAZIONE DI CARICO N. 4: Sisma Su (M1+R1)

Terreno di fondazione - Parametri geotecnici di calcolo:

Gamma	19.00	[kN/m3]	p.s. naturale
Gamma'	19.00	[kN/m3]	p.s. efficace (condizioni Drenate)
$\phi$	32.00	[°]	attrito di calcolo
c	0.00	[kN/m2]	coesione di calcolo

Terreno di fondazione - coeff. e Parametri di aderenza:

cf	0.67	[-]	aliquota attrito
cc	0.67	[-]	aliquota coesione
$\phi_a$	21.34	[°]	attrito al contatto
ca	0.00	[kN/m2]	coesione di aderenza

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	11.60 kN
Carico verticale:	Ned	99.70 kN
Resistenza attrito:	$R_a = Ned \cdot \tan(\phi_a)$	38.96 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$R_c = c_a \cdot B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$R_{tot} = R_a + R_c$	38.96 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza di Calcolo:	$H_{rd} = R_{tot} / G_R$	38.96 kN
Verifica:	$H_{rd} / H_{ed}$	3.36 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	130.45 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza a Ribaltamento:	$M_{rd} = M_{stab} / G_R$	130.45 kNm
Momento Ribaltante:	Med	2.24 kNm
Verifica:	$M_{rd} / M_{ed}$	58.27 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	99.70 kN
Azione orizzontale	Hed	11.60 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (M_{stab} - M_{rib}) / Ned$	0.04 m
Base efficace	$B_{eff} = B - 2 e $	2.57 m
Fattore cap. port.	$N_q = \exp(\pi * tg\phi) * tg^2(\pi/4 + \phi/2)$	23.18
Fattore cap. port.	$N_c = (N_q - 1) * \cot\phi$	35.49
Fattore cap. port.	$N_g = 2 * (N_q + 1) * tg\phi$	30.21
coeff.inclin.carico	$i_g = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^3$	0.69
coeff.inclin.carico	$i_q = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^2$	0.78
coeff.inclin.carico	$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c * tg\phi)]$	0.77
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$k_h = S_s * S_t * a_g / g$	0.2130
coeff. sismico	$z_c = 1 - 0.32 * k_h$	0.93
coeff. sismico	$z_q = (1 - k_h / tg\phi)^{0.35}$	0.86
coeff. sismico	$z_g = z_q$	0.86
pressione limite (1)	$q_{lim1} = 0.5 * G' * B_{eff} * N_g * i_g * g_g * z_g$	440.28 kN/m2
pressione limite (2)	$q_{lim2} = c * N_c * i_c * g_c * z_c$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$q_{lim3} = q * N_q * i_q * g_q * z_q$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$q_{lim} = q_{lim1} + q_{lim2} + q_{lim3}$	440.28 kN/m2
Resistenza totale	$Q_{lim} = q_{lim} * B_{eff}$	1132.43 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza Calcolo	$N_{rd} = Q_{lim} / G_R$	1132.43 kN
Verifica	$N_{rd} / Ned$	11.36 ----> ok!

CALCOLO TENSIONI SUL PIANO DI FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	99.70 kN
Eccentricita'	$e = B/2 - (M_{stab} - M_{rib}) / Ned$	0.04 m
Momento	$M = Ned *  e $	4.38 kNm
Base Fondazione	B	2.66 m
e  <= B/6 (base interamente compressa):		
Tensione Max	$s_{max} = Ned/B + 6 M  / (B^2)$	41.20 kPa
Tensione min	$s_{min} = Ned/B - 6 M  / (B^2)$	33.76 kPa

MB Muro Rev 3.03

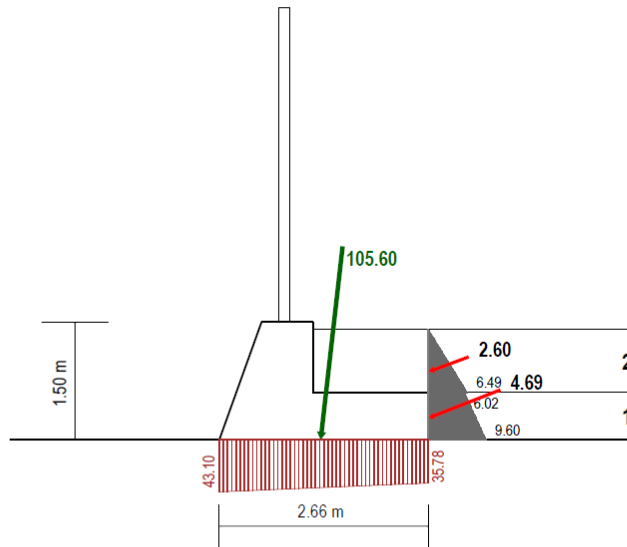
**OPERE MINORI**  
**MASSICCIO IN TERRA RINFORZATA**  
**CODOLO PORTA BARRIERA DI SOMMITA'**

**COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:**  
**Sisma Giu (M1+R1)**

**STRATI DI MONTE**

STRATO N.1  
 G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 32.00^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

STRATO N.2  
 G = 24.00 kN/m3  
 $\phi' = 30.00^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2



STRATO FONDAZIONE

G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 32.00^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione Orizzontale:	Hed	11.90 kN
Carico verticale:	Ned	104.92 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned * tg(\phi'a)$	41.00 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	41.00 kN
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza di Calcolo:	$Hrd = Rtot / G_R$	41.00 kN
Verifica:	$Hrd / Hed$	3.44 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:**

Azione verticale	Ned	104.92 kN
Azione orizzontale	Hed	11.90 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrdb) / Ned$	0.04 m
Base efficace	$Beff = B - 2 e $	2.58 m
Fattore cap. port.	$Nq = exp(Pi * tg\phi) * tg^2(Pi/4 + \phi/2)$	23.18
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * cot\phi$	35.49
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	30.21
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c * cot\phi)]^3$	0.70
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c * cot\phi)]^2$	0.79
coeff. inclin. carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.78
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.21
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	0.93
coeff. sismico	$xq = (1 - kh / tg\phi) * 0.35$	0.86
coeff. sismico	$xg = xq$	0.86
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G * Beff * Ng * iq * gg * zg$	445.60 kN/m2
pressione limite (2)	$qlim2 = c * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gg * zg$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	445.60 kN/m2
Resistenza totale	$Qlim = qlim * Beff$	1148.63 kN
Coeffic. parziale	$G_R$	1.00
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	1148.63 kN
Verifica	$Nrd / Ned$	10.95 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Momento Stabilizzante:	Mstab	137.31 kNm
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	$Mrd = Mstab / G_R$	137.31 kNm
Momento Ribaltante:	Med	2.08 kNm
Verifica:	$Mrd / Med$	66.03 ---> ok!

\*\*\* V E R I F I C H E \*\*\*

COMBINAZIONE DI CARICO N. 5: Sisma Giu (M1+R1)

Terreno di fondazione - Parametri geotecnici di calcolo:

Gamma	19.00	[kN/m3]	p.s. naturale
Gamma'	19.00	[kN/m3]	p.s. efficace (condizioni Drenate)
$\phi$	32.00	[°]	attrito di calcolo
c	0.00	[kN/m2]	coesione di calcolo

Terreno di fondazione - coeff. e Parametri di aderenza:

cf	0.67	[-]	aliquota attrito
cc	0.67	[-]	aliquota coesione
$\phi_a$	21.34	[°]	attrito al contatto
ca	0.00	[kN/m2]	coesione di aderenza

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	11.90 kN
Carico verticale:	Ned	104.92 kN
Resistenza attrito:	$R_a = Ned * tg(\phi_a)$	41.00 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$R_c = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$R_{tot} = R_a + R_c$	41.00 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza di Calcolo:	$H_{rd} = R_{tot} / G_R$	41.00 kN
Verifica:	Hrd/Hed	3.44 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	137.31 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza a Ribaltamento:	$M_{rd} = M_{stab} / G_R$	137.31 kNm
Momento Ribaltante:	Med	2.08 kNm
Verifica:	Mrd/Med	66.03 ---> ok!



VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

-----		
Azione verticale	Ned	104.92 kN
Azione orizzontale	Hed	11.90 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrib) / Ned$	0.04 m
Base efficace	$B_{eff} = B - 2 e $	2.58 m
Fattore cap. port.	$Nq = \exp(\pi * tg\phi) * tg^2(\pi / (4 + \phi / 2))$	23.18
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * \cot\phi$	35.49
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	30.21
coeff.inclin.carico	$ig = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^3$	0.70
coeff.inclin.carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^2$	0.79
coeff.inclin.carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.78
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.2130
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	0.93
coeff. sismico	$zq = (1 - kh / tg\phi)^{0.35}$	0.86
coeff. sismico	zg = zq	0.86
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G' * B_{eff} * Ng * ig * gg * zg$	445.60 kN/m2
pressione limite (2)	$qlim2 = c * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gq * zq$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	445.60 kN/m2
Resistenza totale	$Qlim = qlim * B_{eff}$	1148.63 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	1148.63 kN
Verifica	Nrd/Ned	10.95 ----> ok!
-----		

CALCOLO TENSIONI SUL PIANO DI FONDAZIONE:

-----		
Azione verticale	Ned	104.92 kN
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrib) / Ned$	0.04 m
Momento	$M = Ned *  e $	4.32 kNm
Base Fondazione	B	2.66 m
e  <= B/6 (base interamente compressa):		
Tensione Max	$s_{max} = Ned/B + 6 M  / (B^2)$	43.10 kPa
Tensione min	$s_{min} = Ned/B - 6 M  / (B^2)$	35.78 kPa
-----		

MB Muro Rev 3.03

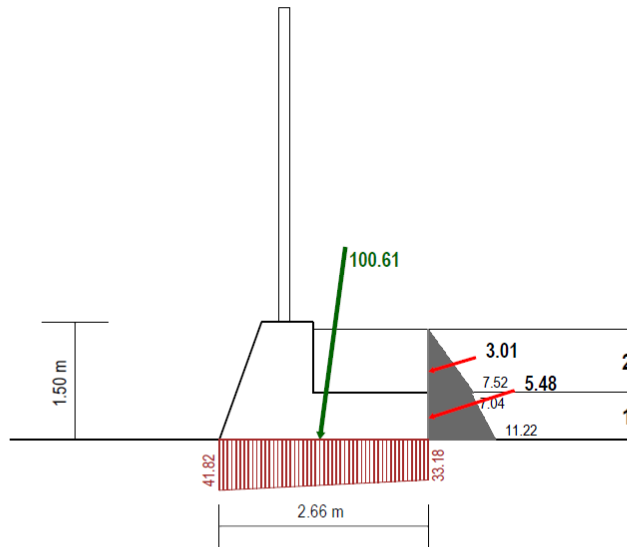
**OPERE MINORI**  
**MASSICCIO IN TERRA RINFORZATA**  
**CODOLO PORTA BARRIERA DI SOMMITA'**

**COMBINAZIONE DI CARICO N. 6:**  
**Sisma Su (M2+R2)**

**STRATI DI MONTE**

STRATO N.1  
 G = 19.00 kN/m<sup>3</sup>  
 $\phi' = 26.56^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>

STRATO N.2  
 G = 24.00 kN/m<sup>3</sup>  
 $\phi' = 24.79^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>



STRATO FONDAZIONE

G = 19.00 kN/m<sup>3</sup>  
 $\phi' = 26.56^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione Orizzontale:	Hed	13.20 kN
Carico verticale:	Ned	99.74 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned * tg(\phi'a)$	31.86 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	31.86 kN
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza di Calcolo:	$Hrd = Rtot / G_R$	31.86 kN
Verifica:	$Hrd / Hed$	2.41 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:**

Azione verticale	Ned	99.74 kN
Azione orizzontale	Hed	13.20 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrib) / Ned$	0.05 m
Base efficace	$Beff = B - 2 e $	2.56 m
Fattore cap. port.	$Nq = exp(Pi * tg\phi) * tg^2(Pi/4 + \phi/2)$	12.59
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * cot\phi$	23.18
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	13.58
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c * cot\phi)]^3$	0.65
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c * cot\phi)]^2$	0.75
coeff. inclin. carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.73
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.21
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	0.93
coeff. sismico	$zq = (1 - kh / tg\phi) * 0.35$	0.82
coeff. sismico	$zg = zq$	0.82
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G' * Beff * Ng * iq * gg * zg$	177.55 kN/m <sup>2</sup>
pressione limite (2)	$qlim2 = c * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gg * zq$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	177.55 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza totale	$Qlim = qlim * Beff$	454.14 kN
Coeffic. parziale	$G_R$	1.00
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	454.14 kN
Verifica	$Nrd / Ned$	4.55 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Momento Stabilizzante:	Mstab	130.45 kNm
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	$Mrd = Mstab / G_R$	130.45 kNm
Momento Ribaltante:	Med	2.89 kNm
Verifica:	$Mrd / Med$	45.14 ---> ok!

\*\*\* V E R I F I C H E \*\*\*

COMBINAZIONE DI CARICO N. 6: Sisma Su (M2+R2)

Terreno di fondazione - Parametri geotecnici di calcolo:

Gamma	19.00	[kN/m3]	p.s. naturale
Gamma'	19.00	[kN/m3]	p.s. efficace (condizioni Drenate)
$\phi$	26.56	[°]	attrito di calcolo
c	0.00	[kN/m2]	coesione di calcolo

Terreno di fondazione - coeff. e Parametri di aderenza:

cf	0.67	[-]	aliquota attrito
cc	0.67	[-]	aliquota coesione
$\phi_a$	17.72	[°]	attrito al contatto
ca	0.00	[kN/m2]	coesione di aderenza

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	13.20 kN
Carico verticale:	Ned	99.74 kN
Resistenza attrito:	$R_a = Ned * tg(\phi_a)$	31.86 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$R_c = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$R_{tot} = R_a + R_c$	31.86 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza di Calcolo:	$H_{rd} = R_{tot} / G_R$	31.86 kN
Verifica:	Hrd/Hed	2.41 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	130.45 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza a Ribaltamento:	$M_{rd} = M_{stab} / G_R$	130.45 kNm
Momento Ribaltante:	Med	2.89 kNm
Verifica:	Mrd/Med	45.14 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	99.74 kN
Azione orizzontale	Hed	13.20 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (M_{stab} - M_{rib}) / Ned$	0.05 m
Base efficace	$B_{eff} = B - 2 e $	2.56 m
Fattore cap. port.	$N_q = \exp(\pi * tg\phi) * tg^2(\pi/4 + \phi/2)$	12.59
Fattore cap. port.	$N_c = (N_q - 1) * \cot\phi$	23.18
Fattore cap. port.	$N_g = 2 * (N_q + 1) * tg\phi$	13.58
coeff.inclin.carico	$i_g = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^3$	0.65
coeff.inclin.carico	$i_q = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^2$	0.75
coeff.inclin.carico	$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c * tg\phi)]$	0.73
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$k_h = S_s * S_t * a_g / g$	0.2130
coeff. sismico	$z_c = 1 - 0.32 * k_h$	0.93
coeff. sismico	$z_q = (1 - k_h / tg\phi)^{0.35}$	0.82
coeff. sismico	zq=zq	0.82
pressione limite (1)	$q_{lim1} = 0.5 * G' * B_{eff} * N_g * i_g * g_g * z_g$	177.55 kN/m2
pressione limite (2)	$q_{lim2} = c * N_c * i_c * g_c * z_c$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$q_{lim3} = q * N_q * i_q * g_q * z_q$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$q_{lim} = q_{lim1} + q_{lim2} + q_{lim3}$	177.55 kN/m2
Resistenza totale	$Q_{lim} = q_{lim} * B_{eff}$	454.14 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza Calcolo	$N_{rd} = Q_{lim} / G_R$	454.14 kN
Verifica	Nrd/Ned	4.55 ----> ok!

CALCOLO TENSIONI SUL PIANO DI FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	99.74 kN
Eccentricita'	$e = B/2 - (M_{stab} - M_{rib}) / Ned$	0.05 m
Momento	$M = Ned *  e $	5.09 kNm
Base Fondazione	B	2.66 m
e  <= B/6 (base interamente compressa):		
Tensione Max	$s_{max} = Ned/B + 6 M  / (B^2)$	41.82 kPa
Tensione min	$s_{min} = Ned/B - 6 M  / (B^2)$	33.18 kPa

MB Muro Rev 3.03

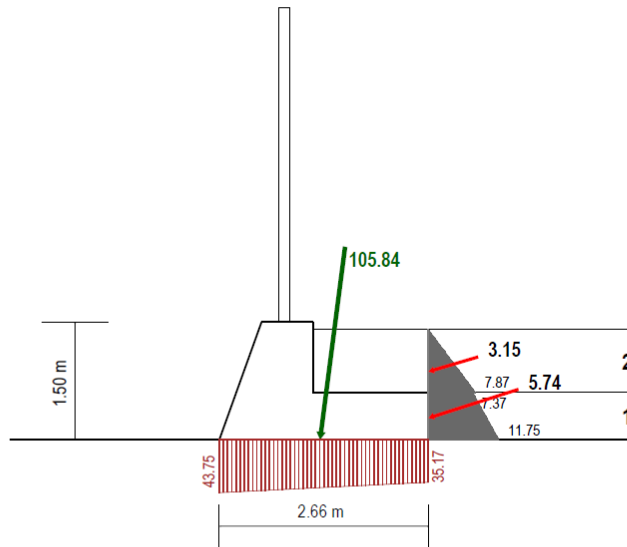
**OPERE MINORI**  
**MASSICCIO IN TERRA RINFORZATA**  
**CODOLO PORTA BARRIERA DI SOMMITA'**

**COMBINAZIONE DI CARICO N. 7:**  
**Sisma Giu (M2+R2)**

**STRATI DI MONTE**

STRATO N.1  
 G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 26.56^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

STRATO N.2  
 G = 24.00 kN/m3  
 $\phi' = 24.79^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2



STRATO FONDAZIONE  
 G = 19.00 kN/m3  
 $\phi' = 26.56^\circ$   
 $c' = 0.00$  kN/m2

**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE**

**VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione Orizzontale:	Hed	13.58 kN
Carico verticale:	Ned	104.97 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned * tg(\phi'a)$	33.53 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	33.53 kN
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza di Calcolo:	$Hrd = Rtot / G_R$	33.53 kN
Verifica:	$Hrd / Hed$	2.47 ---> ok!

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:**

Azione verticale	Ned	104.97 kN
Azione orizzontale	Hed	13.58 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (Mstab - Mrdb) / Ned$	0.05 m
Base efficace	$Beff = B - 2 e $	2.56 m
Fattore cap. port.	$Nq = exp(Pi * tg\phi) * tg^2(Pi/4 + \phi/2)$	12.59
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * cot\phi$	23.18
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	13.58
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c' * cot\phi)]^3$	0.66
coeff. inclin. carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + Beff * c' * cot\phi)]^2$	0.76
coeff. inclin. carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.74
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gg	1.00
coeff. inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.21
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	0.93
coeff. sismico	$zq = (1 - kh / tg\phi) * 0.35$	0.82
coeff. sismico	$zg = zq$	0.82
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G' * Beff * Ng * iq * gg * zg$	179.76 kN/m2
pressione limite (2)	$qlim2 = c' * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gg * zg$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	179.76 kN/m2
Resistenza totale	$Qlim = qlim * Beff$	460.84 kN
Coeffic. parziale	$G_R$	1.00
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	460.84 kN
Verifica	$Nrd / Ned$	4.39 ---> ok!

**VERIFICA A RIBALTAMENTO:**

Momento Stabilizzante:	Mstab	137.31 kNm
Coeffic. parziale:	$G_R$	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	$Mrd = Mstab / G_R$	137.31 kNm
Momento Ribaltante:	Med	2.76 kNm
Verifica:	$Mrd / Med$	49.76 ---> ok!

\*\*\* V E R I F I C H E \*\*\*

COMBINAZIONE DI CARICO N. 7: Sisma Giu (M2+R2)

Terreno di fondazione - Parametri geotecnici di calcolo:

Gamma	19.00	[kN/m3]	p.s. naturale
Gamma'	19.00	[kN/m3]	p.s. efficace (condizioni Drenate)
$\phi$	26.56	[°]	attrito di calcolo
c	0.00	[kN/m2]	coesione di calcolo

Terreno di fondazione - coeff. e Parametri di aderenza:

cf	0.67	[-]	aliquota attrito
cc	0.67	[-]	aliquota coesione
$\phi_a$	17.72	[°]	attrito al contatto
ca	0.00	[kN/m2]	coesione di aderenza

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	13.58 kN
Carico verticale:	Ned	104.97 kN
Resistenza attrito:	$R_a = Ned \cdot \tan(\phi_a)$	33.53 kN
Base Fondazione:	B	2.66 m
Resistenza coesione:	$R_c = c_a \cdot B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$R_{tot} = R_a + R_c$	33.53 kN
Coeffic. parziale:	G <sub>R</sub>	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza di Calcolo:	$H_{rd} = R_{tot}/G_R$	33.53 kN
Verifica:	$H_{rd}/H_{ed}$	2.47 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	137.31 kNm
Coeffic. parziale:	G <sub>R</sub>	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza a Ribaltamento:	$M_{rd} = M_{stab}/G_R$	137.31 kNm
Momento Ribaltante:	Med	2.76 kNm
Verifica:	$M_{rd}/M_{ed}$	49.76 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

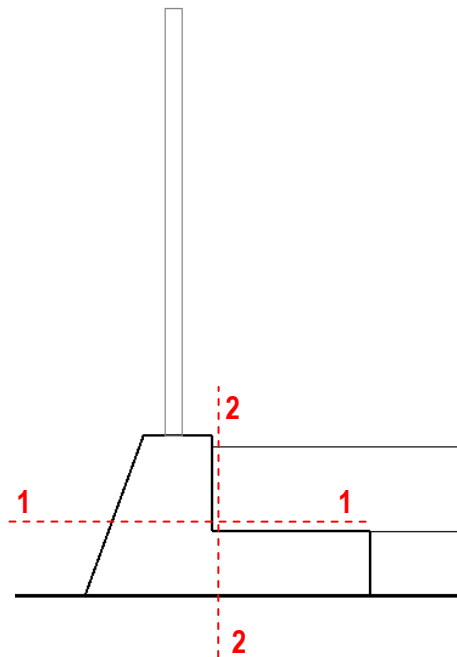
-----		
Azione verticale	Ned	104.97 kN
Azione orizzontale	Hed	13.58 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	$e = B/2 - (M_{stab} - M_{rib}) / Ned$	0.05 m
Base efficace	$B_{eff} = B - 2 e $	2.56 m
Fattore cap. port.	$N_q = \exp(\pi * tg\phi) * tg^2(\pi/4 + \phi/2)$	12.59
Fattore cap. port.	$N_c = (N_q - 1) * \cot\phi$	23.18
Fattore cap. port.	$N_g = 2 * (N_q + 1) * tg\phi$	13.58
coeff.inclin.carico	$i_g = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^3$	0.66
coeff.inclin.carico	$i_q = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * \cot\phi)]^2$	0.76
coeff.inclin.carico	$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c * tg\phi)]$	0.74
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$k_h = S_s * S_t * a_g / g$	0.2130
coeff. sismico	$z_c = 1 - 0.32 * k_h$	0.93
coeff. sismico	$z_q = (1 - k_h / tg\phi)^{0.35}$	0.82
coeff. sismico	zq=zq	0.82
pressione limite (1)	$q_{lim1} = 0.5 * G' * B_{eff} * N_g * i_g * g_g * z_g$	179.76 kN/m2
pressione limite (2)	$q_{lim2} = c * N_c * i_c * g_c * z_c$	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	$q_{lim3} = q * N_q * i_q * g_q * z_q$	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	$q_{lim} = q_{lim1} + q_{lim2} + q_{lim3}$	179.76 kN/m2
Resistenza totale	$Q_{lim} = q_{lim} * B_{eff}$	460.84 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.00 (NTC08 - Tab.6.5.I)
Resistenza Calcolo	$N_{rd} = Q_{lim} / G_R$	460.84 kN
Verifica	Nrd/Ned	4.39 ----> ok!
-----		

CALCOLO TENSIONI SUL PIANO DI FONDAZIONE:

-----		
Azione verticale	Ned	104.97 kN
Eccentricita'	$e = B/2 - (M_{stab} - M_{rib}) / Ned$	0.05 m
Momento	$M = Ned *  e $	5.06 kNm
Base Fondazione	B	2.66 m
e  <= B/6 (base interamente compressa):		
Tensione Max	$s_{max} = Ned/B + 6 M  / (B^2)$	43.75 kPa
Tensione min	$s_{min} = Ned/B - 6 M  / (B^2)$	35.17 kPa
-----		

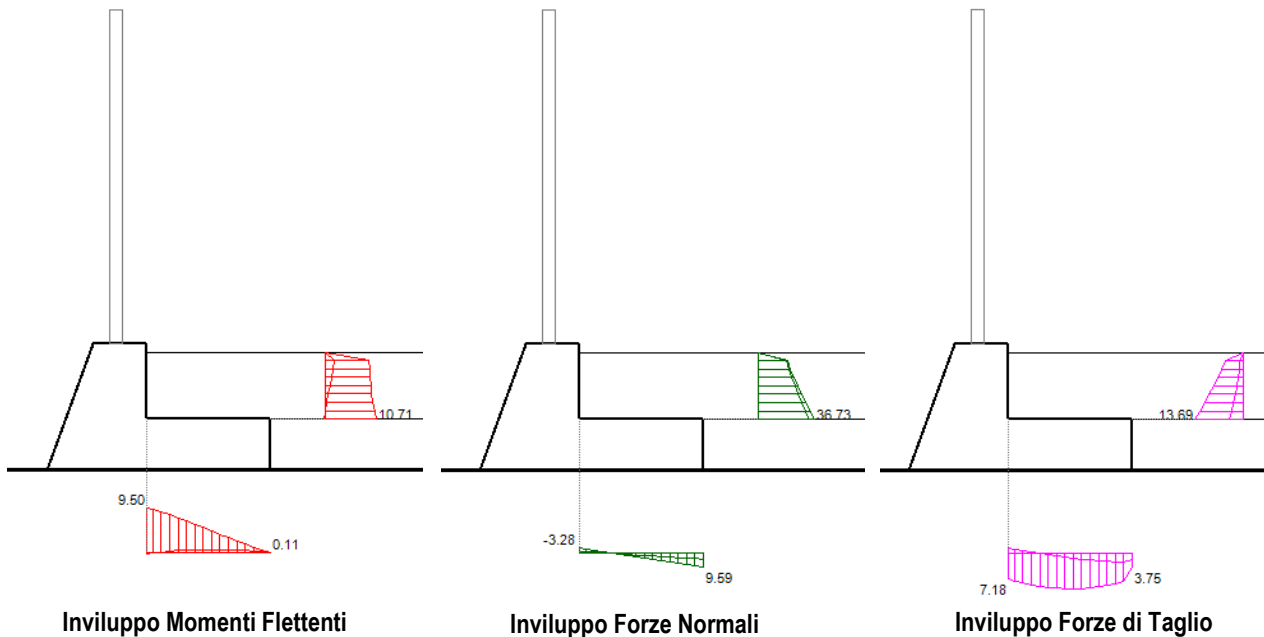
## 12.4 Verifiche strutturali

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche agli Stati Limite Ultimi di tipo Strutturale (STR) relative alle sezioni in c.a. maggiormente sollecitate del cordolo in c.a., come rappresentato nella figura seguente, effettuate sulla base delle caratteristiche di sollecitazione determinate secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) (§ 6.5.3.1.1).



Nella pagina che segue sono rappresentati i diagrammi degli involuipi delle caratteristiche di sollecitazione MNT risultanti lungo l'elevazione e lungo la fondazione con evidenziati i massimi valori di sollecitazione tra tutti quelli relativi alle varie combinazioni di carico (STR: Statica, Sisma Sù e Sisma Giù).





### Sezione 1-1 – Spiccato elevazione

**Legenda:**

- Comb\_1 = Statica (A1 + M1 + R1)
- Comb\_4 = Sisma Su (A1 + M1 + R1)
- Comb\_5 = Sisma Giu (A1 + M1 + R1)

**INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI**

y [m]	Hsez [m]	Comb_1 [kNm]	Comb_4 [kNm]	Comb_5 [kNm]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
0.60	0.97	10.71	-0.31	-0.46	-0.46	10.71

**INVILUPPO DELLE FORZE NORMALI**

y [m]	Hsez [m]	Comb_1 [kN]	Comb_4 [kN]	Comb_5 [kN]	Nmin [kN]	Nmax [kN]
0.60	0.97	36.73	33.27	35.01	33.27	36.73

**INVILUPPO DELLE FORZE DI TAGLIO**

y [m]	Hsez [m]	Comb_1 [kN]	Comb_4 [kN]	Comb_5 [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]
0.60	0.97	13.69	4.03	4.14	4.03	13.69

## Sezione 2-2 – Attacco Fondazione posteriore

Legenda:

Comb\_1 = Statica (A1 + M1 + R1)

Comb\_4 = Sisma Su (A1 + M1 + R1)

Comb\_5 = Sisma Giu (A1 + M1 + R1)

### INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI

x [m]	Hsez [m]	Comb 1 [kNm]	Comb 4 [kNm]	Comb 5 [kNm]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1.19	0.60	9.50	-0.14	-0.28	-0.28	9.50

### INVILUPPO DELLE FORZE NORMALI

x [m]	Hsez [m]	Comb 1 [kN]	Comb 4 [kN]	Comb 5 [kN]	Nmin [kN]	Nmax [kN]
1.19	0.60	-3.28	-1.11	-1.09	-3.28	-1.09

### INVILUPPO DELLE FORZE DI TAGLIO

x [m]	Hsez [m]	Comb 1 [kN]	Comb 4 [kN]	Comb 5 [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]
1.19	0.60	7.18	-1.19	-1.42	-1.42	7.18

## 12.4.1 Verifiche a presso-flessione

Nella tabella che segue sono riassunti i valori delle massime caratteristiche di sollecitazione agenti nelle predette sezioni di verifica, le caratteristiche di armatura e le corrispondenti resistenze.

I valori del momento resistente " $M_{Rd}$ " sono determinati mediante il diagramma di interazione M-N in funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti, elencate sotto, con riferimento al diagramma "parabola-rettangolo" per il calcestruzzo.

$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$   
 $\Gamma_c = 1.50$   
 $\alpha_{cc} = 0.85$   
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \Gamma_c = 17.00 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$   
 $\Gamma_s = 1.15$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \Gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

## VERIFICHE DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sez. di verifica	H (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	A's (cm <sup>2</sup> )	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	Verifica $M_{Rd} \geq M_{Ed}?$
1-1	0.97	10.05 ( $\phi 16/20$ )	10.05 ( $\phi 16/20$ )	33.27	10.71	350.19	ok
2-2	0.60	10.05 ( $\phi 16/20$ )	10.05 ( $\phi 16/20$ )	-3.28	9.50	205.67	ok

### 12.4.2 Verifiche a taglio

I valori del taglio resistente " $V_{Rd}$ " sono determinati, nell'ipotesi di sezione non armata a taglio, calcolando la resistenza minima tra " $V_{Rd1}$ " relativa al calcestruzzo e " $V_{Rd2}$ " dell'armatura longitudinale.

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$S_{cp} = N_{ed} / A_c$$

$$V_{Rd1} = (0.18 * k * (100 * \rho_L * f_{ck})^{1/3}) / \Gamma_c + 0.15 * S_{cp} * b_w * d$$

$$V_{Rd2} = (0.035 * (k^{3/2}) * (f_{ck}^{1/2}) + 0.15 * S_{cp}) * b_w * d$$

$$V_{Rd} = \text{Max} (V_{Rd1}; V_{Rd2})$$

#### VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO

Sez. di verifica	H (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	A's (cm <sup>2</sup> )	$N_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)	Verifica $V_{Rd} \geq V_{Ed}?$
1-1	0.97	10.05 (ø16/20)	10.05 (ø16/20)	33.27	13.69	312.57	ok
2-2	0.60	10.05 (ø16/20)	10.05 (ø16/20)	-3.28	7.18	213.99	ok

Come rilevabile dalla tabella, tutte le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

### 12.4.3 Verifica SLU dei montanti della barriera

La barriera collocata in testa al cordolo prevede montanti in acciaio S275 costituiti da profilati HEA 140 posti ad interasse di 1.50 m.

E' prevista una altezza totale della barriera pari a 4.00 m.

Le massime sollecitazioni alla base sono le seguenti:

pressione del vento:  $q_v = 0.70 \text{ kPa}$   
 azione del vento a metro di barriera:  $F_v = 0.70 \text{ kPa} \cdot 4.00 \text{ m} = 2.80 \text{ kN/m}$   
 azione sul singolo montante:  $F_v = 2.80 \text{ kN/m} \cdot 1.50 \text{ m} = 4.20 \text{ kN}$   
 Momento alla base per singolo montante:  $M_v = 4.20 \text{ kN} \cdot 2.00 \text{ m} = 8.40 \text{ kNm}$

Azioni di calcolo:

Taglio:  $V_{Ed} = 4.20 \text{ kN} \cdot 1,50 = 6.30 \text{ kN}$   
 Momento:  $M_{Ed} = 8.40 \text{ kNm} \cdot 1,50 = 12.60 \text{ kNm}$

I profilati metallici previsti sono HEA 140 aventi le seguenti caratteristiche:

Area sezione:  $A_s = 31.40 \text{ cm}^2$   
 Area resistente a taglio:  $A_v = 10.12 \text{ cm}^2$   
 Modulo elastico:  $W_{el} = 155.4 \text{ cm}^3$   
 Modulo plastico:  $W_{pl} = 173.5 \text{ cm}^3$

Tensione caratteristica:  $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$   
 Coefficiente sic. materiale:  $\gamma_R = 1.05$   
 Tensione di calcolo:  $f_{yd} = 261 \text{ N/mm}^2$

Taglio resistente:  $V_{RD} = A_v \cdot f_{yd} = 264 \text{ kN} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok}$   
 Momento resistente:  $M_{RD} = W_{el} \cdot f_{yd} = 40.50 \text{ kNm} > M_{Ed} \rightarrow \text{ok}$

#### 12.4.4 Verifiche per urto di veicolo in svio

Nel presente capitolo si riportano le principali verifiche relative alle parti strutturali del cordolo in esame nel caso di urto di un veicolo contro la barriera di sicurezza prevista in sommità allo stesso.

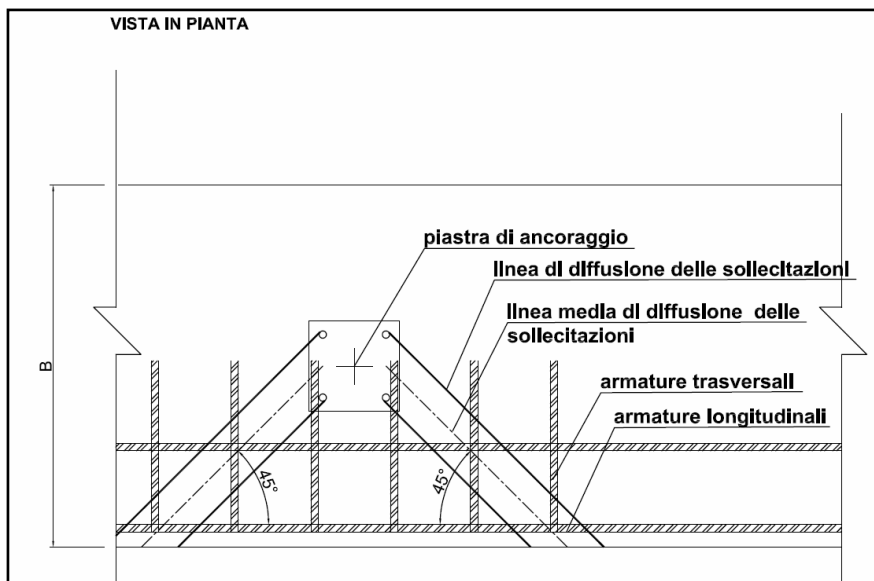
Per quanto riguarda i tirafondi di ancoraggio, questi dovranno essere dimensionati a cura del fornitore della barriera per funzionare correttamente sul supporto di progetto. Sarà onere di quest'ultimo disporre di idonea documentazione di calcolo dell'ancoraggio a dimostrazione della effettiva adeguatezza dimensionale dei tirafondi (resistenza meccanica, profondità d'infissione e distanze minime dai bordi del supporto).

La verifica strutturale del cordolo porta guardrail viene effettuata secondo lo schema "tirante-puntone" di seguito descritto.

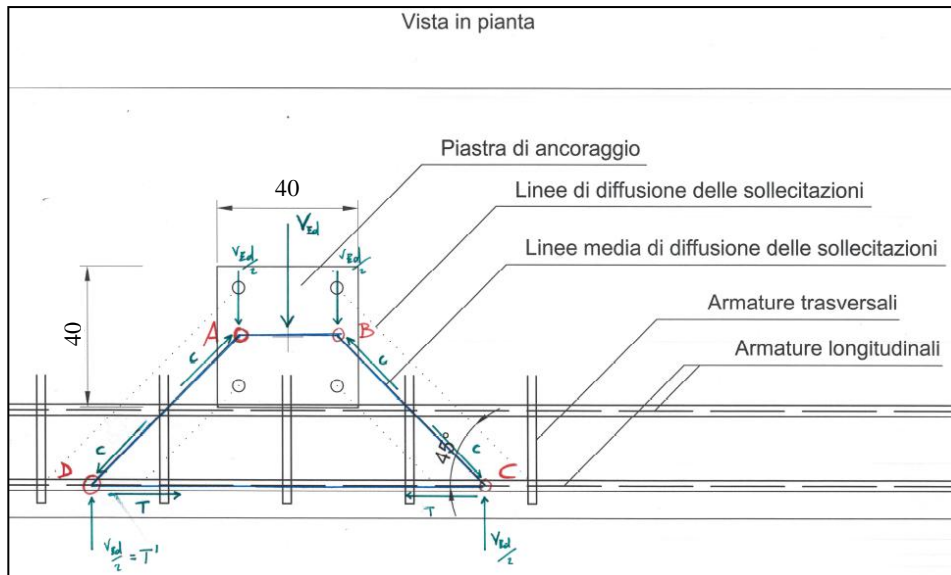
Le forze agenti sulla barriera sono rappresentate da una forza orizzontale, agente trasversalmente, pari a 100 kN, applicata ad una altezza di 1.00 m dal piano stradale e, in via cautelativa, concentrata su un singolo montante.

In corrispondenza della piastra di ancoraggio della barriera si assume un angolo di diffusione a 45° della sollecitazione e uno schema resistente come rappresentato in figura seguente.

Questo schema permette di definire come elemento tirante l'insieme delle armature longitudinali poste sul lato esterno del cordolo.



Per la determinazione delle forze di trazione – compressione si impone l'equilibrio dei nodi come in figura:



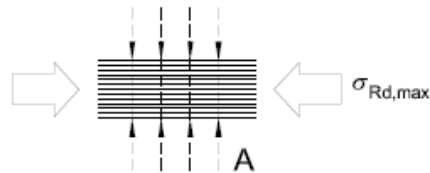
**Nodo A** – puntone di calcestruzzo con tensioni trasversali nulle

A favore di sicurezza si considera il seguente schema resistente (EC1992-1-1-2005):

figura 6.23 **Resistenza di progetto di puntone compressi in assenza di tensioni trasversali di trazione**

Legenda

A Tensioni trasversali di compressione o tensioni trasversali nulle



Per l'equilibrio si ha:

$$C \cdot \cos 45^\circ = \frac{V_{Ed}}{2} \rightarrow C = \frac{100}{2} \cdot \frac{1}{\cos 45^\circ} = 70.71 \text{ kN} \quad \text{componente di compressione}$$

La sollecitazione di verifica deve essere moltiplicata per un coefficiente pari a 1.5 (§5.1.3.10):

$$C = 70.71 \text{ kN} \cdot 1,5 = 106.07 \text{ kN}$$

Considerando una altezza di influenza dell'ancoraggio pari a 40 cm, il puntone ha area di:

$$A = a_2 \cdot \frac{h}{2} = 170 \cdot \frac{400}{2} = 34.000 \text{ mm}^2$$

che porta a una tensione agente di:

$$\sigma_{Ed} = \frac{106.070}{34.000} = 3.12 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{ok!}$$

**Nodo D** – corrente teso con armatura disposta in una direzione

Per l'equilibrio si ha:  $T = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{100}{2} = 50.00 \text{ kN}$  componente di trazione

La sollecitazione di verifica deve essere moltiplicata per un coefficiente pari a 1.5 (§5.1.3.10):

$$T = 50.00 \text{ kN} \cdot 1,5 = 75.00 \text{ kN}$$

La tensione di trazione viene assorbita dalle sole armature longitudinali esterne (4ø8mm), pertanto il valore della tensione agente è pari a:

$$\sigma_{s,Ed} = \frac{T}{\sum A_{s,long}} = \frac{75.000}{(4 \cdot 50)} = 375 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{ok!}$$

### Nodo D – Spinta trasversale

La spinta trasversale è pari a:  $T = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{100}{2} = 50.00 \text{ kN}$

La sollecitazione di verifica deve essere moltiplicata per un coefficiente pari a 1.5 (§5.1.3.10):

$$T = 50.00 \text{ kN} \cdot 1,5 = 75.00 \text{ kN}$$

ed è assorbita dall'armatura trasversale pari a ø16 passo 20 cm:  $A_{s,trasv} = (2 \cdot A_{s,w}) = 402 \text{ mm}^2$

La tensione agente è pari a:

$$\sigma_{s,Ed} = \frac{75.000}{402} = 186.56 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{ok!}$$

### Montanti della barriera

Per quanto riguarda i montanti della barriera, in caso d'urto si assume una ripartizione della forza d'urto tra tre montanti nelle proporzioni di 25%, 50%, 25%.

Per il montante più sollecitato (50%) la forza d'urto agente è quindi pari a:

$$F_u = 100 \text{ kN} \cdot 0.5 = 50 \text{ kN}$$

ed il corrispondente momento flettente alla base vale:

$$M_u = 50 \text{ kN} \cdot 0.85 \text{ m} = 42.5 \text{ kNm}$$

Trattandosi di una combinazione di SLU per "azioni eccezionali", l'azione d'urto non viene amplificata (coefficiente di combinazione  $\gamma_Q=1.0$ ) mentre alla resistenza del materiale non si applica il coefficiente riduttivo ( $\gamma_s=1.0$ ).

Taglio resistente:  $V_{RD} = A_v \cdot f_{yk} = 278 \text{ kN} > F_u \rightarrow \text{ok}$

Momento resistente:  $M_{RD} = W_{pl} \cdot f_{yk} = 47.72 \text{ kNm} > M_u \rightarrow \text{ok}$