

Città
metropolitana
di Milano

Westfield

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

ACCORDO DI PROGRAMMA
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)
PRIMO ATTO INTEGRATIVO
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103
"ANTICA DI CASSANO"
1° LOTTO - 2° STRALCIO
TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO elaborato :				Cod. Elaborato:
OPERE D'ARTE MINORI CORDOLI BARRIERE FOA Relazione di calcolo cordoli				E.09.07
CODICE WM :				Scala:
WM-ERR-TB-00-RP-C-95232				
	Redatto	Controllato	Approvato	Data:
	MUNARO	VISCHIONI	RINALDI	Maggio 2015

Revisioni	Redatto	Controllato	Approvato	DATA:
A	MUNARO	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - SETT. 2015
B				
C				
D				

Progettazione :



Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI

Visto

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

Visto

.....

INDICE

1	PREMESSE	6
1.1	Criteri di calcolo	7
2	NORMATIVA.....	8
2.1	Normativa tecnica di riferimento	8
2.1.1	Geotecnica.....	8
2.1.2	Materiali	8
2.1.3	Costruzioni in c.a. e acciaio.....	8
2.1.4	Ponti stradali	8
2.1.5	Sismica	9
2.2	Normativa tecnica vigente	9
2.3	Bibliografia e altri riferimenti	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1	Calcestruzzo	10
3.1.1	Calcestruzzo per fondazioni interrate.....	10
3.1.2	Calcestruzzo per elevazioni e cordoli a vista.....	10
3.2	Acciaio	11
3.2.1	Acciaio in barre per getti.....	11
3.3	Durabilità dei materiali	11
3.3.1	Conglomerati cementizi	11
3.4	Resistenza al fuoco	12
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	13
4.1	Stratigrafie di riferimento.....	13
4.2	Stratigrafie di calcolo	16
5	CRITERI DI CALCOLO.....	18
5.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	18
5.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.....	19
5.3	Verifiche a fessurazione	20
5.4	Calcolo delle spinte.....	21
5.5	Verifica a ribaltamento	22
5.6	Verifica a scorrimento	22
5.7	Verifica al carico limite.....	23
5.8	Verifica alla stabilità globale	24
5.9	Verifiche degli elementi in cemento armato.....	25
5.9.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	25
6	ANALISI DEI CARICHI	27
6.1	Peso proprio e carichi permanenti	27
6.2	Carichi accidentali a tergo dei muri	27
6.3	Azione di svio veicolare	27
6.4	Azione del vento	28
6.5	Azione sismica (E).....	31
6.5.1	Stati limite di progetto sismici	31
6.5.2	Spettri di risposta	31
6.5.3	Masse efficaci e variabilità del moto sismico.....	36
6.6	Combinazioni di carico.....	36
7	VERIFICA SEZIONE FOA1	37
7.1	Geometria muro e fondazione	37
7.2	Geometria profilo terreno.....	38
7.3	Descrizione terreni.....	38
7.4	Stratigrafia.....	38

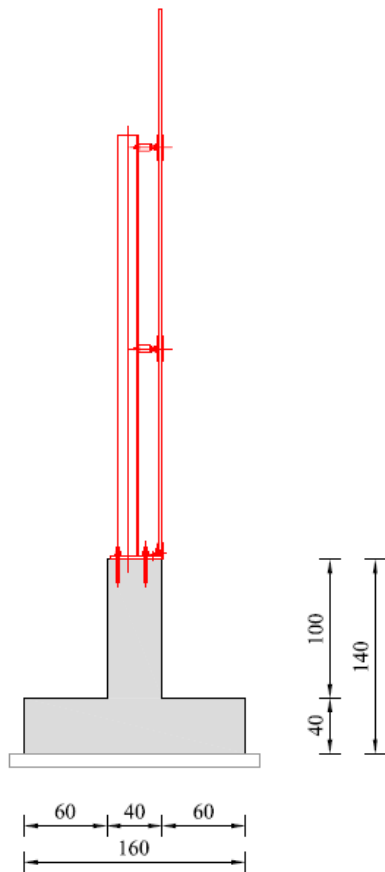
7.5	Condizioni di carico.....	39
7.6	Descrizione combinazioni di carico	39
7.7	Impostazioni di analisi.....	43
7.8	Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati.....	44
7.9	Analisi della spinta e verifiche	45
7.10	Combinazione n°11	46
7.11	Combinazione n°14	46
7.12	Stabilità globale muro - terreno	48
7.13	Inviluppo Sollecitazioni paramento	50
7.14	Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle	50
7.15	Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte.....	51
7.16	Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro.....	51
7.17	Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione.....	52
7.18	Verifiche a fessurazione	53
8	VERIFICA SEZIONE FOA2	56
8.1	Geometria muro e fondazione	56
8.2	Geometria profilo terreno.....	57
8.3	Descrizione terreni.....	57
8.4	Stratigrafia.....	57
8.5	Condizioni di carico.....	58
8.6	Descrizione combinazioni di carico	58
8.7	Impostazioni di analisi.....	62
8.8	Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati.....	63
8.9	Analisi della spinta e verifiche	64
8.10	Combinazione n°14	65
8.11	Combinazione n°15	66
8.12	Stabilità globale muro - terreno	67
8.13	Inviluppo Sollecitazioni paramento	69
8.14	Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle	69
8.15	Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte.....	70
8.16	Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro.....	70
8.17	Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione.....	71
8.18	Verifiche a fessurazione	72
9	VERIFICA SEZIONE FOA5	75
9.1	Geometria muro e fondazione	75
9.2	Geometria profilo terreno.....	76
9.3	Descrizione terreni.....	76
9.4	Stratigrafia.....	76
9.5	Condizioni di carico.....	77
9.6	Descrizione combinazioni di carico	77
9.7	Impostazioni di analisi.....	82
9.8	Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati.....	83
9.9	Analisi della spinta e verifiche	84
9.10	Combinazione n°11	85
9.11	Combinazione n°14	86
9.12	Stabilità globale muro - terreno	87
9.13	Inviluppo Sollecitazioni paramento	89
9.14	Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte.....	89
9.15	Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro.....	90
9.16	Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione.....	90
9.17	Verifiche a fessurazione	91
9.18	Verifica a punzonamento	94
10	VERIFICA CORDOLO SPARTITRAFFICO	96
10.1	Geometria muro e fondazione	96
10.2	Geometria profilo terreno.....	97
10.3	Descrizione terreni.....	97
10.4	Stratigrafia.....	97

10.5	Condizioni di carico.....	98
10.6	Descrizione combinazioni di carico	98
10.7	Impostazioni di analisi.....	101
10.8	Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati.....	102
10.9	Analisi della spinta e verifiche	103
10.10	Stabilità globale muro - terreno	104
10.11	Combinazione n°10	105
10.12	Combinazione n°11	106
10.13	Inviluppo Sollecitazioni paramento	107
10.14	Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle	107
10.15	Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte.....	108
10.16	Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro	108
10.17	Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione.....	109
10.18	Verifiche a fessurazione	110
11	VERIFICA BARRIERA.....	112
11.1	Verifiche di resistenza del montante.....	113
11.2	Verifica di deformazione del montante	114
11.3	Verifica piastra di base	114
11.4	Verifica tasselli.....	116

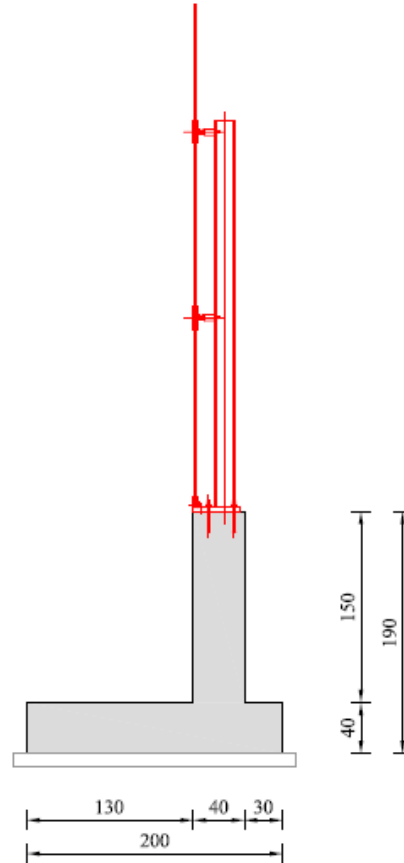
1 PREMESSE

La seguente relazione di calcolo è relativa ai cordoli sui quali si prevede di installare le barriere fonoassorbenti, di altezza pari a 4.00 m, e ai cordoli laterali e di spartitraffico previsti nell'ambito dei lavori per il potenziamento della S.P. n. 103 "Antica di Cassano".

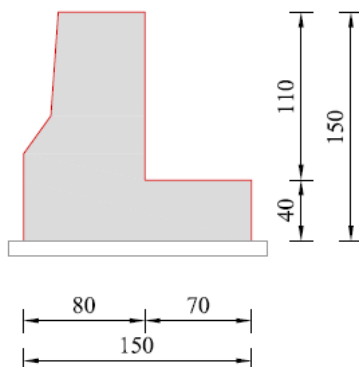
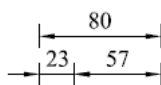
Nelle seguenti immagini si riportano le geometrie delle opere oggetto di questa relazione.



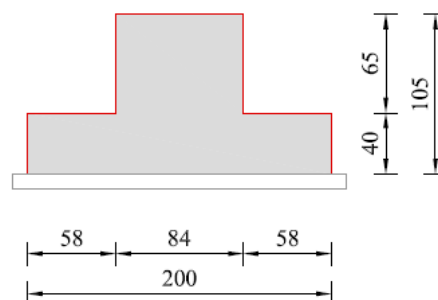
Cordolo FOA 01



Cordolo FOA 02



Cordolo FOA 05



Cordolo spartitraffico

1.1 Criteri di calcolo

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.).

Con riferimento alle NTC, per le opere in oggetto si considerano i seguenti parametri di calcolo:

Vita nominale	$V_N = 50$ anni (§ 2.4.1 “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”)
Classe d'uso	IV (§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”)
Coefficiente d'uso	$C_U = 2.0$
Periodo di riferimento	$V_R = V_N * C_U = 100$ anni ≥ 35 anni

2 **NORMATIVA**

Si riportano nel seguito la normativa tecnica adottata per il dimensionamento delle opere strutturali.

2.1 **Normativa tecnica di riferimento**

2.1.1 **Geotecnica**

- Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 “Istruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. 11.03.1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” ed. maggio 1993.
- Associazione Geotecnica Italiana [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”.

2.1.2 **Materiali**

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.1.3 **Costruzioni in c.a. e acciaio**

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 3 Dicembre 1987 - “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- D.M. 09.01.1996 - “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16.01.1996”;
- Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996”;
- D.M. 16.01.1996 - “Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- Istruzioni CNR-UNI 10011/97 – “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- Istruzioni CNR 10030/87 – “Anime irrigidite di travi a parete piena”
- Istruzioni CNR-UNI 10016/00 – “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”
- Istruzioni CNR 10018-85 – “Apparecchi di appoggio in gomma e in PTFE nelle costruzioni”
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – “Azioni in generale”;
- UNI EN 1992 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.

2.1.4 **Ponti stradali**

- D.M. 04/05/1990 - "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali";
- Ministero LL.PP. 25/02/1991 - "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali";

- Istruzioni CNR-DT 207/2008 – “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- UNI EN 1993 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- UNI EN 1994 (Eurocodice 4) – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.

2.1.5 Sismica

- Legge 2 Febbraio 1974 n.64 - “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture - Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 - “Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale” GU 146 del 25/06/1998
- Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l’individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”
- Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”
- Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

2.2 Normativa tecnica vigente

- D.M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare LL.PP. n°17 del 02/02/2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008) - “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”.

2.3 Bibliografia e altri riferimenti

- Lancellotta R. [1991] “Geotecnica” – Edizioni Zanichelli.
- Migliacci – F. Mola – “Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.” - Masson Italia Editori 1985
- C. Cestelli Guidi - “Geotecnica e tecnica delle fondazioni” - Ulrico Hoepli Editore 1987
- R. Lancellotta – “Geotecnica” - Edizioni Zanichelli 1987
- Bowles J.E.: “Foundations Analysis and Design” 4th edition - McGraw-Hill – New York, 1988
- Bustamante M., Ghaneselli L. [1982] - “Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT” - Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per gli elementi strutturali in cemento armato è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Calcestruzzo per fondazioni interrato

Classe minima	C25/30		
Classe di esposizione ambientale	XC2		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	≥ 30.00	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	24.90	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.90	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	31447	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	2.56	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.798	MPa

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	14.11	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.19	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5$	%	

Stato limite di esercizio

Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	14.94	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	11.20	MPa

3.1.2 Calcestruzzo per elevazioni e cordoli a vista

Classe minima	C32/40		
Classe di esposizione ambientale	XC4-XD1-XF2		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	≥ 40	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	33.20	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33643	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	3.10	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5$	%	

Stato limite di esercizio

Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa

Per il magrone si utilizza un calcestruzzo di classe C12/15.

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio in barre per getti

Classe	B450C	
Tensione caratteristica di rottura a trazione	$f_{tk} =$	≥ 540 MPa
Tensione caratteristica di snervamento a trazione	$f_{yk} =$	≥ 450 MPa
Modulo elastico	$E_s =$	200000 MPa

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 MPa
Valore ultimo della deformazione a trazione	$\epsilon_{cu} =$	10 ‰

Stato limite di esercizio

Tensione max di trazione	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} =$	360.00 MPa
--------------------------	----------------------------------	------------

3.3 Durabilità dei materiali

3.3.1 Conglomerati cementizi

Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1 e UNI 11104, delle istruzioni contenute nella C.M. n°617 per l'applicazione delle NTC2008.

A seconda dell'esposizione ambientale, per opere con $V_N = 50$ anni la circolare al punto C4.1.6.1.3 impone il rispetto dei limiti di copriferro riportati nella tabella successiva e, per strutture con $V_N = 100$ anni, una maggiorazione di copriferro pari a $\Delta c_{dev} = 10$ mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori sono da aumentare di 5 mm. Nel caso in oggetto si prevede pertanto $\Delta c_{dev} = 0$ mm.

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Copriferri minimi in mm ($V_N = 50$ anni)

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per le fondazioni, la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è immersa nel terreno a contatto le acque di falda. Non si hanno facce a vista verso l'ambiente esterno, pertanto non occorrono particolari attenzioni dal punto di vista estetico.

La zona esposta è immersa in acqua o terreno non aggressivo. Si considera quindi classe XC2 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.60
- Classe di resistenza > C25/30
- Dosaggio cemento > 300 kg/m³

Le strutture in esame sono in ambiente ordinario, pertanto adottando copriferro minimo nominale $c = 40$ mm per le fondazioni e $c = 50$ mm per i pali (inteso come spessore netto di ricoprimento) si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 20 + 0 + 0 = 20 \text{ mm} < c = 40 \text{ mm}$$

Per le elevazioni e i profili redirettivi la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è in contatto con l'ambiente esterno dove avviene il transito veicolare. La zona esposta è quindi a vista, soggetta ad umidità moderata con spruzzi d'acqua eventualmente contenenti cloruri e indirettamente a contatto con acqua piovana contenente agenti disgelanti. Si considera quindi classe XC4-XD1-XF2 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.50
- Classe di resistenza > C32/40
- Dosaggio cemento > 340 kg/m³
- Contenuto di aria > 3%
- Aggregati di adeguata resistenza al gelo/disgelo (conformi alla UNI EN 12620)

Le strutture in esame sono in ambiente aggressivo, pertanto adottando copriferro minimo nominale $c = 40$ mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 25 + 0 + 0 = 25 \text{ mm} < c = 40 \text{ mm}$$

3.4 Resistenza al fuoco

Con riferimento al § 3.6.1.2 delle NTC, in accordo con le caratteristiche funzionali dell'opera, si assume il seguente livello prestazionale in caso di incendio:

Livello I "Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile".

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riporta nel seguito la caratterizzazione geotecnica di riferimento dedotta dalle indagini geognostiche e quella utilizzata per il calcolo. Per informazioni di maggior dettaglio vedi direttamente la documentazione geotecnica di progetto.

4.1 Stratigrafie di riferimento

“I sondaggi eseguiti hanno messo alla luce la presenza lungo la Traccia A2 e parte della Traccia B, di una coltre di materiale di terreno rimaneggiato con prevalente matrice limoso-sabbiosa, con frammenti lateritici, cls, ed materiale da demolizione, con spessore nell’ordine dei 3,5 e i 4,5 m.

Al di sotto di tale livello si rinviene un deposito marcatamente granulare, ghiaie e sabbie, sabbie con ghiaia localmente intervallate da livelli più limosi.

In superficie è presente una sottile coltre di terreno di coltivo, l’orizzonte bruno superficiale si esaurisce entro i primi 1.5 m di profondità, solo nel sondaggio S6 eseguito dalla Terra Company tale spessore ha raggiunto i 3 m.

Al di sotto di tale livello si rinviene un deposito marcatamente granulare, ghiaie e sabbie, sabbie con ghiaia localmente intervallate da livelli più limosi.

Al fine di effettuare una suddivisione del sottosuolo, in funzione della profondità, sono state individuate 4 unità:

- **TERRENO RIMANEGGIATO:** ove individuato presenta spessori variabili da 1,2 m fino a 4,5 m con valori di N_{SPT} altrettanto variabili;
- **STRATO “1”:** con valori di $N_{SPT} < 30$ colpi/piede presente a profondità variabile che raggiungono anche i 10 m dal p.c.
- **STRATO “2”:** con valori di N_{SPT} compresi tra 30 e 50 colpi/piede presenta spessori variabili compresi tra 0 e 7 m, si osserva una tendenza alla riduzione degli spessori in direzione Est (Tratta B) indicativamente fino alla profondità di 15-18 m dal p.c.;
- **STRATO “3”:** con valori di $N_{SPT} > 50$ colpi/piede presente oltre la profondità di 10-15 m dal p.c. fino a fine indagine;

Nella tabella seguente sono indicati per ciascun carotaggio gli spessori delle singole unità, per quanto concerne la prima unità, i valori di N_{SPT} misurati sono da intendersi significativi per il terreno naturale, per il terreno rimaneggiato, vista l’estrema eterogeneità dello stesso e la scarsità dei dati disponibili, non è stato possibile fornire una parametrizzazione attendibile sulla base delle indagini.

	S13-1 HPC	S13-2 HPC	MW/13-1 HPC	S1 TC	S2 TC	S3 TC	S4 TC	S5 TC	S6 TC	S14.1 HPC	S14.2 HPC	S14.3 HPC	MW/14.1 HPC	MW/14.2 HPC	1N RCT	2N RCT	3N RCT
TERRENO RIMANEGGIATO	fino a 4,5 m	fino a 3,5 m	fino a 3,5 m	fino a 1,5 m	fino a 4,2 m	fino a 1,2 m	-	-	-	-	-	-	-	fino a 1,0 m	fino a 3,7 m	fino a 1,9 m	-
1° STRATO N < 30	da 4,5 m a 7,5 m	da 3,5 m a 6,0 m	da 3,5 a 6,0 m	da 1,5 m a 6,0 m	-	da 1,2 m a 7,5 m	fino a 9,0 m	fino a 6,0 m	fino a 6,0 m	fino a 7,5 m	fino a 6,0 m	fino a 3,0 m	fino a 10,5 m	da 1,0 m a 12,0 m	da 3,7 a 4,5 m	da 1,9 a 3,0 m	fino a 3,0 m
2° STRATO 30 < N < 50	da 9,0 m a 15 m	da 7,5 m a 18 m	da 7,5 m a 10,5 m	da 7,5 m a 13,5 m	da 4,2 m a 15 m	da 9,0 m a 16,5 m	da 9,0 m a 12,0 m	-	da 6,0 m a 9,0 m	da 7,5 m a 12,0 m	da 6,0 m a 12,0 m	da 3,0 m a 9,0 m	da 10,5 m a 12,0 m	da 12,0 m a 18,0 m	da 6,0 m a 9,0 m	da 4,5 m a 15,0 m	da 3,0 m a 6,0 m
3° STRATO N > 50	oltre 18,0 m	oltre 21,0 m	-	oltre 15,0 m	oltre 16,5 m	oltre 18,0 m	oltre 12,0 m	oltre 6,0 m	oltre 9,0 m	oltre 12,0 m	oltre 12,0 m	oltre 9,0 m	oltre 12,0 m	oltre 18,0 m	oltre 12,0 m	oltre 16,5 m	oltre 6,0 m

Tabella 1: spessore delle singole unità

All'interno del primo strato è stato inserito anche l'orizzonte di coltivo e lo strato superficiale più marcatamente limoso, il cui spessore mediamente si esaurisce entro 1 – 1.2 m, di questo strato superficiale tuttavia non sono disponibili valori di SPT.

Di seguito vengono riportati i vari parametri geotecnici corrispondenti alle diverse unità litotecniche identificate.

Strato	Terreno Rimaneggiato	1	2	3
N _{SPT}	-	< 30 (media 20)	30 + 50 (media 38)	>50 (media 63)
N ₃₀ (60%)	-	17	36	63
N ₁ (60%)	-	20	30	64
D _{r(k)} (%)	20	38	57	85
γ (Kn/m ³)	17	18	19	19
γ' (Kn/m ³)	7	8	9	9
φ _{PC} (k) (°)	30,8	35,87	38,05	41,27
φ _R (k) (°)	26,7	34,25	37,95	40,65
c (kg/cm ²)	0	0	0	0
E (kg/cm ²)	40	185	330	630

Tabella 2

- N_{SPT} = resistenza penetrometrica misurata dalle prove SPT in foro di sondaggio (colpi/piede);
- $N_{(60\%)}$ = resistenza penetrometrica dinamica corretta rispetto:
 - al rendimento del sistema di battitura (73% per penetrometro dinamico, invece quello del sistema di battitura dell'SPT a sganciamento automatico è del 60%.);
 - alla profondità;
 - al rapporto $N_{SCPT} / N_{SPT} = 0,6$ proposto dallo S.G.I. (Cestari 1996);
- $N_1 (60\%) = N_{(60\%)}$ normalizzato rispetto alla tensione litostatica efficace secondo la formula $N_1 = N_{SPT} \cdot \sqrt{(\sigma_p / \sigma'_{vo})}$ Liao e Whithman (1986);
- Dr = densità relativa (%), ricavata in base al metodo di Skempton per sabbie fini(65) $= N_{SPT N} / Dr^2$;
- γ = peso di volume naturale del terreno (kN/m^3), stimato nell'ambito degli usuali intervalli di variazione compatibili con la natura granulometrica ed il grado di addensamento;
- γ' = peso di volume naturale del terreno (kN/m^3) γ , in termini di sforzi efficaci;
- φ_{PC} = angolo di attrito di picco è ricavato le correlazioni proposte da Schmertmann (1978) in funzione di Dr e della litologia;
- φ_R = angolo di attrito ridotto che tiene in considerazione del basso grado di addensamento che può far temere l'insorgere di grandi deformazioni prima ancora del raggiungimento della secondo Vesic (1970);
- c = coesione (kg/cm^2) parametro difficilmente stimabile con le prove penetrometriche, viene assegnato un valore modesto unicamente sulla base della tipologia di materiale presente;
- E = modulo di elasticità (kg/cm^2), calcolato in base alla relazione generica il cui valore numerico dipende dal valore di resistenza penetrometrica e dalla frazione granulometrica dominante (da bowles - fondazioni). Per i valori dei moduli di deformazione E non si applica il 5° percentile, bensì la mediana, poiché non si è in presenza nè di azioni A, nè di resistenze R;
- x_k = i valori contraddistinti dal pedice k sono da intendersi caratteristici, ovvero determinati secondo la seguente formula

$$= x_k = x_{mean} - (1 + k_n \cdot V_x);$$

dove:

- x_{mean} : valore medio;
- V_x : deviazione standard / media;
- k_n : -1.645;

l'EC7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano.



Stralcio planimetrico delle indagini effettuate

4.2 Stratigrafie di calcolo

La stratigrafia dei terreni di fondazione adottata nel calcolo è stata ipotizzata secondo le seguenti caratteristiche geotecniche:

Da [m]	A [m]	Formazione	Descrizione
+H rilevato	+0 (*)	R	Rilevato di nuova formazione
+0 (*)	-12.0	1	Strato 1
-12.0	-18.0	2	Strato 2
> -18.0		3	Strato 3

Formazione	γ [kN/m ³]	Valori medi			Valori minimi	
		c' [kPa]	Φ' [°]	c' [kPa]	Φ' [°]	
1	18	-	35.0	-	34.0	
2	19	-	38.0	-	37.0	
3	19	-	41.0	-	37.0	

Stratigrafia di calcolo spalle
(*) La quota di zero coincide con la quota del p.c. esistente
 γ = peso di volume naturale
 Φ' = angolo di attrito
 c' = intercetta di coesione

Per il materiale costituente il nuovo rilevato si considerano i seguenti parametri geotecnici:

Formazione	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	Φ' [°]
Rilevato	20	0	35

Parametri stratigrafici di calcolo del materiale di reinterro

Per i reinterri a tergo delle opere di sostegno, dato che il terreno in sito utilizzato per i ritombamenti ha buone caratteristiche meccaniche, si considerano gli stessi parametri assunti per il terreno di nuovo rilevato.

La quota di falda di progetto è posta a quota tra -2.50 e -3.00 m dal p.c. esistente, vedi i profili di progetto delle opere di sostegno.

5 CRITERI DI CALCOLO

L'analisi del muro di sostegno è stata condotta il programma MAX 10.0 (Aztec Informatica) nella forma originale commercializzata senza alcuna modifica apportata da parte dell'utente. Il software è dedicato all'analisi e al calcolo di opere di sostegno.

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano due famiglie di combinazioni (indicate come A1 - M1 e A2 - M2) generate con le seguenti modalità:

- caso A1 - M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G , γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno;
- caso A2 - M2: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ($\tan(\phi)$, c' , c_u) secondo i coefficienti parziali ($\gamma_{\tan\phi}$, $\gamma_{c'}$, γ_{c_u} , γ_{qu}) definiti da normativa. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

La soluzione si ottiene dalla combinazione dei casi A1 - M1 e A2 - M2.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al § 5.1.3.12. delle NTC.

5.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Sono effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):
 - stabilità globale del complesso muro - terreno;
 - scorrimento sul piano di posa;
 - capacità portante del terreno di fondazione;
 - ribaltamento.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza nelle strutture in c.a.

Per ogni stato limite considerato si accerta che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d e R_d rappresentano rispettivamente le sollecitazioni e le resistenze di progetto.

In accordo con le NTC 2008 le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) delle opere in oggetto sono effettuate secondo l'Approccio 1, applicando le seguenti combinazioni di carico (dove il segno '+' in ossequio alla normativa ha il significato di 'combinato con'):

- Combinazione 1: A1 + M1 + R1
- Combinazione 2: A2 + M2 + R2

I set di fattori di sicurezza parziali sulle azioni (A1 e A2), sui parametri geotecnici (M1 e M2) e sulle resistenze (R1, R2 e R3) sono riportati rispettivamente nella Tabella 5.1, nella Tabella 5.2 e nella Tabella 5.3.

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

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

Tabella 5.1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

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

Tabella 5.2: Coefficienti parziali dei parametri geotecnici del terreno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE
	(R1)	(R2)	(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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

 Tabella 5.3: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno - opera è effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2:

$$A2+M2+R2$$

Il coefficiente parziale sulle resistenza, associato al caso 'R2', è pari a 1.0, mentre i coefficienti A2 e M2 sono quelli già citati sopra. In fase sismica, l'analisi viene condotta ponendo pari ad uno tutti i coefficienti A e cercando un fattore di sicurezza pari a 1.10.

5.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.) sono state con riferimento ai valori caratteristici delle azioni e dei parametri di resistenza dei materiali e consistono nel controllare che i valori di tensione nei materiali strutturali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/01/2008).

- Calcestruzzo compresso:
 - Comb. rara $\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck}$
 - Comb. quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$
- Acciaio teso:
 - Comb. rara $\sigma_s < 0.80 \cdot f_{yk}$

5.4 Calcolo delle spinte

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe - Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità: $\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$

Terreno a permeabilità elevata: $\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe - Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come:

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

5.5 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguito il calcolo mediante le NTC 2008 si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

5.6 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguito il calcolo mediante le NTC 2008 si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e

indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno - fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terreno - fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

5.7 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante le NTC 2008 si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di Meyerhof. L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

dove:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_y = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_y = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa si ha:

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_y = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

5.8 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro + terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g . Eseguendo il calcolo mediante le NTC 2008 si può impostare $\eta_g \geq 1.0$.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop. Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da:

$$m = \left(1 + \frac{\text{tg} \phi_i \text{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finché il valore calcolato coincide con il valore assunto.

5.9 Verifiche degli elementi in cemento armato

5.9.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

5.9.1.1 Verifica a presso/tenso-flessione

Come previsto al § 4.1.2.1.2.4 delle NTC con riferimento alla generica sezione, la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

M_{Rd} valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
 N_{Ed} valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale);
 M_{Ed} valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.9.1.2 Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto § 4.1.2.1.3.1. delle NTC. Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione;}$$

d altezza utile della sezione [mm];
 b_w larghezza minima della sezione [mm].

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al § 4.1.2.1.3.2 delle NTC. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a taglio è data dalle relazioni seguenti:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \quad \text{resistenza di calcolo a taglio}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha \quad \text{resistenza a taglio - trazione}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta} \quad \text{resistenza a taglio - compressione}$$

ϑ inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento ($1.0 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2.5$)

α inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento

A_{sw} area dell'armatura trasversale

s interasse tra due armature trasversali consecutive

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

α_c coefficiente maggiorativi pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti sulla struttura oggetto della presente relazione.

6.1 Peso proprio e carichi permanenti

Per gli elementi in c.a. si considera un peso specifico $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Nei modelli numerici i pesi sono calcolati automaticamente dal software di calcolo.

6.2 Carichi accidentali a tergo dei muri

Si considera un sovraccarico accidentale a tergo delle opere pari a 20.00 kN/m^2 .

6.3 Azione di svio veicolare

Con riferimento al §3.6.3.3 delle NTC2008, si considerano le azioni di urto da svio veicolare sulle barriere di sicurezza e sui profili redirettivi.

Per l'urto sulle barriere di sicurezza si considera una forza orizzontale di 100 kN posta a 1.00 m al di sopra del piano di scorrimento stradale e ripartita su n°3 montanti posti ad interasse 1.50 m :

$$F_x = 100/4.50 = 22.22 \text{ kN/m}$$

Per l'urto sui profili redirettivi si considerano le azioni statiche equivalenti adottate per lo svio veicolare al di sotto dei ponti, ovvero le seguenti azioni:

$$F_{d,x} = 1000 \text{ kN} \quad \text{azione parallela}$$

$$F_{d,y} = 0.50 \cdot F_{d,x} = 0.50 \cdot 1000 = 500 \text{ kN} \quad \text{azione trasversale}$$

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli al di sotto dei ponti secondo NTC2008

Ai fini delle verifiche statiche locali sulle elevazioni e globali, si considera la sola $F_{d,y}$ posta a 0.50 m dal piano di scorrimento stradale e con lunghezza di ripartizione minima 1.50 m . Restando a favore di sicurezza, considerando spessore minimo della parete pari a 0.40 m , per le verifiche locali si ha la seguente azione concentrata:

$$F_x = 500 / (1.50 + 0.40/2 \cdot 2) = 263.16 \text{ kN/m}$$

Per le verifiche globali si considera una lunghezza di ripartizione pari a 20.00 m (sviluppo del minimo concio di muro previsto):

$$F_x = 500/20 = 25.00 \text{ kN/m}$$

6.4 Azione del vento

Nell'analisi statica la pressione utilizzata è stata determinata, in accordo con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, seguendo le indicazioni fornite da CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

La pressione cinetica di picco del vento è data dall'espressione (in N/m²):

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove:

- q_p è la pressione cinetica di picco;
- ρ è la densità media dell'aria, pari a 1.25 kg/m³;
- v_r è la velocità di riferimento di progetto in m/s;
- c_e è il coefficiente di esposizione;

Di seguito si procede calcolando nell'ordine le seguenti grandezze:

- Velocità di base di riferimento;
- Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto;
- Coefficiente di topografia;
- Coefficiente di esposizione;
- Coefficiente aerodinamico;
- Pressione cinetica di picco del vento.

Velocità base di riferimento:

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità di base di riferimento viene definita dalla seguente espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

dove:

- $V_{b,0}$ è la velocità di base di riferimento a livello del mare;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_a \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0$$

dove:

- a_0, k_a sono parametri assegnati in funzione della zona geografica;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito in esame.

In base alla zona geografica (Zona 1) ed all'altitudine del sito (circa 100 m.s.l.m.), si ricavano i seguenti valori:

$V_{b,0}$	=	25	m/s
a_0	=	1000	m
k_a	=	0.40	-
c_a	=	1.00	-
V_b	=	25.00	m/s

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare		500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						



Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto:

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità è fornita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

dove: V_b è la velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
 C_r è il coefficiente di ritorno fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \cdot \left\{ 1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni}$$

In base ad un periodo di ritorno di progetto stimato in 50 anni, si ottengono i seguenti valori:

C_r	=	1.00	-
V_b	=	25.00	m/s
V_r	=	25.00	m/s

Coefficiente di topografia (c_t):

In mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Coefficiente di esposizione (c_e):

Trattandosi di un manufatto situato in area urbana si sceglie la classe A come classe di rugosità del terreno. Pertanto, considerata la zona e l'altitudine del sito, la costruzione è ubicata nella categoria di esposizione V, i cui parametri risultano i seguenti:

k_r	=	0.23	-	fattore di terreno
Z_0	=	0.76	m	lunghezza di rugosità
Z_{min}	=	12.0	m	altezza minima

Il coefficiente di esposizione è fornito dalla seguente relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) \cdot c_t(z_{min}) \cdot \left[\ln \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) \cdot c_t(z_{min}) + 7 \right] \quad \text{per } z \leq Z_{min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

Vento (con $z \cong 8.0 \text{ m} < z_{\min}$): $c_e = 1.48$

Coefficiente aerodinamico (cp):

In base a quanto esposto, la pressione cinetica di picco assume i seguenti valori:

Vento: $q_p = 0.58 \text{ kN/m}^2$

Questo valore viene moltiplicato per i coefficienti aerodinamici maggiorando la pressione cinetica di picco. In particolare:

$$q_{\text{ven-barr}} = 1.40 \cdot q_p = 1.20 \cdot 0.58 \cong 0.81 \text{ kN/m}^2$$

In favore di sicurezza si assume per le verifiche una pressione del vento sulla barriera pari a 1.2 kN/m^2 .

6.5 Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, che costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica del sito è definita in termini di:

a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
 F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
 T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L’accelerazione orizzontale massima attesa a_g è riferita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per ogni stato limite considerato.

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell’intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell’ALLEGATO B delle NTC.

6.5.1 Stati limite di progetto sismici

Nel caso in esame l’opera viene realizzata nel Comune di Segrate (MI), di coordinate geografiche:

Latitudine N: 45.4951°
 Longitudine E: 9.3011°

Dato il periodo di riferimento della struttura $V_R = 100$ anni, si possono individuare i seguenti stati limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,029	2,547	0,206
SLD	101	0,035	2,571	0,225
SLV	949	0,070	2,646	0,295
SLC	1950	0,085	2,692	0,307

Parametri sismici per i vari stati limite di progetto

Con riferimento alle caratteristiche dell’opera, si è analizzato il seguente stato limite di progetto:

- Stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, mentre conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Probabilità di superamento $P_{VR} = 10\%$

Tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = -100 / \ln(1-0.10) = 949$ anni

6.5.2 Spettri di risposta

Per il sito in esame, in base alle caratteristiche geotecniche di riferimento e dalla morfologia del terreno descritti nei capitoli precedenti, il sottosuolo può essere classificato come:

Categoria sottosuolo “C”
 (§ 3.2.2, Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s ovvero $15 <$

Categoria topografica $N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
"T1"
(§ 3.2.2, Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$).

Lo spettro di risposta elastico orizzontale $S_e(T)$ del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right]$$

T periodo di vibrazione orizzontale [s];

$S_e(T)$ accelerazione spettrale orizzontale [m/s^2];

$S = S_S \cdot S_T$ coefficiente della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ;

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi tabella seguente);

S_T coefficiente di amplificazione topografica (vedi tabella seguente);

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ fattore che altera lo spettro elastico per smorzamento viscosi diversi dal 5%;

ξ coefficiente di smorzamento viscoso [%];

F_o fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

C_C coefficiente definito nella tabella seguente;

$T_B = T_C/3$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$T_D = 4 \cdot a_g/g + 1,6$ periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1.00	1.00
B	$1.0 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.0 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Coefficienti di amplificazione stratigrafica orizzontale

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Coefficienti di amplificazione topografica

Lo spettro di risposta elastico verticale $S_{ve}(T)$ del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right]$$

T periodo di vibrazione verticale [s]
 $S_{ve}(T)$ accelerazione spettrale verticale [m/s^2]

$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0,5}$ fattore che quantifica l'accelerazione spettrale massima

I parametri S_s , T_B , T_C e T_D per la definizione dello spettro verticale sono indipendenti dalla categoria di suolo e assumono i valori riportati nella tabella seguente.

Categoria sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1.0	0.05 s	0.15 s	1.0 s

Coefficienti di amplificazione stratigrafica verticale

Le capacità dissipative della struttura possono essere considerate nella fase di analisi attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovreresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico ridotto sostituendo nelle formule corrispondenti η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. Si assume comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

q_0 valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_v/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione

K_R fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione

Restando a favore di sicurezza, si trascura la capacità dissipativa delle strutture assumendo $q = 1.00$ sia per la componente orizzontale che verticale dello spettro di progetto.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,070 g
F_0	2,646
T_C	0,295 s
S_S	1,500
C_C	1,571
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,464 s
T_D	1,879 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_g(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_\xi(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,105
$T_B \leftarrow$	0,155	0,277
$T_C \leftarrow$	0,464	0,277
	0,531	0,242
	0,598	0,215
	0,666	0,193
	0,733	0,175
	0,801	0,160
	0,868	0,148
	0,935	0,137
	1,003	0,128
	1,070	0,120
	1,138	0,113
	1,205	0,107
	1,273	0,101
	1,340	0,096
	1,407	0,091
	1,475	0,087
	1,542	0,083
	1,610	0,080
	1,677	0,077
	1,744	0,074
	1,812	0,071
$T_D \leftarrow$	1,879	0,068
	1,980	0,062
	2,081	0,056
	2,182	0,051
	2,283	0,046
	2,384	0,042
	2,485	0,039
	2,586	0,036
	2,687	0,033
	2,788	0,031
	2,889	0,029
	2,990	0,027
	3,091	0,025
	3,192	0,024
	3,293	0,022
	3,394	0,021
	3,495	0,020
	3,596	0,019
	3,697	0,018
	3,798	0,017
	3,899	0,016
	4,000	0,015

Parametri dello spettro di risposta orizzontale allo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,025 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,944
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_c} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,025
$T_B \leftarrow$	0,050	0,066
$T_C \leftarrow$	0,150	0,066
	0,235	0,042
	0,320	0,031
	0,405	0,024
	0,490	0,020
	0,575	0,017
	0,660	0,015
	0,745	0,013
	0,830	0,012
	0,915	0,011
$T_D \leftarrow$	1,000	0,010
	1,094	0,008
	1,188	0,007
	1,281	0,006
	1,375	0,005
	1,469	0,005
	1,563	0,004
	1,656	0,004
	1,750	0,003
	1,844	0,003
	1,938	0,003
	2,031	0,002
	2,125	0,002
	2,219	0,002
	2,313	0,002
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

Parametri dello spettro di risposta verticale allo SLV

6.5.3 Masse efficaci e variabilità del moto sismico

La determinazione dell'azione sismica viene calcolata considerando il totale delle masse G associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G = G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

- G_1 masse dei pesi propri strutturali;
 G_2 masse dei carichi permanenti non strutturali (permanenti, terreno);
 Q_{kj} masse dei carichi accidentali.

Con riferimento a § 3.2.4 delle NTC, si ritiene trascurabile in fase sismica il contributo delle azioni accidentali, pertanto vengono considerati i contributi dei soli carichi permanenti e le sovraspinte del terreno.

Si è tenuto conto della variabilità del moto sismico orizzontale considerando le due direzioni principali di oscillazione, in accordo con il §7.3.5 delle NTC, secondo le seguenti relazioni:

$$E_1 = E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$E_2 = 0.30 \cdot E_x + E_y$$

6.6 Combinazioni di carico

Come riportato al § 2.5.3 delle NTC, si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

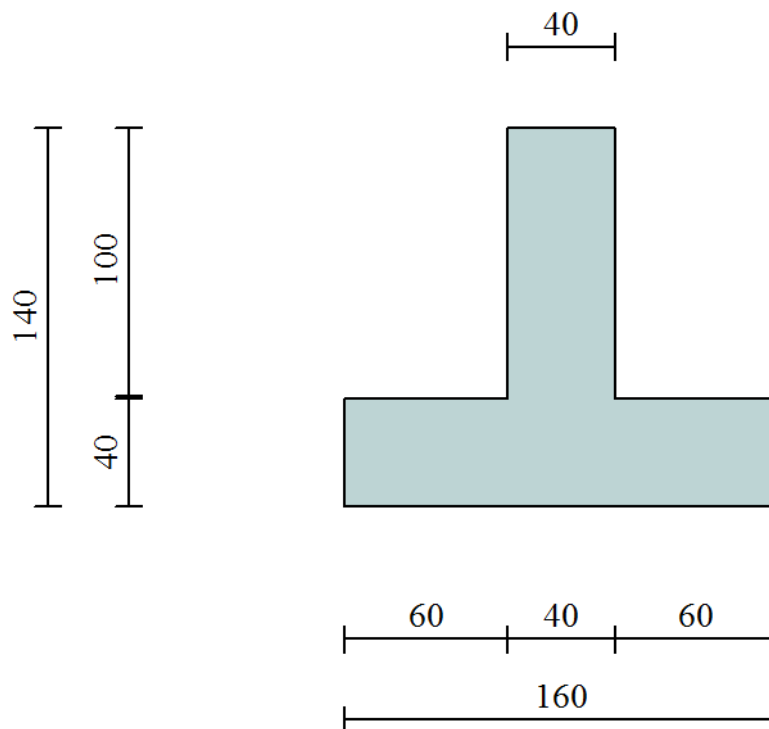
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Comb. fondamentale SLU
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Comb. caratteristica rara SLE
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione frequente SLE
$G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Comb. quasi permanente SLE
$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione sismica SLE e SLU
$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione eccezionale SLU

- G_1 masse dei pesi propri strutturali
 G_2 masse dei carichi permanenti non strutturali
 P precompressione e pretensione
 Q_{kj} masse dei carichi accidentali
 E azione sismica
 A_d azione eccezionale

7 VERIFICA SEZIONE FOA1

7.1 Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	1.00 [m]
Spessore in sommità	0.40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.40 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.60 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.60 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.40 [m]
Spessore magrone	0.00 [m]



Geometria opera

7.2 Geometria profilo terreno

A monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

A valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 20.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.40 [m]

7.3 Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [N/mm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	20.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Strato 1	18.00	18.00	35.00	30.00	0.0000	0.0000

7.4 Stratigrafia

Terreno spingente: Rilevato
Terreno di fondazione: Fondazione

7.5 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n°1 (ACC)

D Profilo $X_i=0.00$ $X_f=5.00$ $Q_i=20.0000$ $Q_f=20.0000$

Condizione n°2 (VENTO)

C Paramento $X=-0.20$ $Y=0.00$ $F_x=4.8000$ $F_y=0.0000$ $M=9.6000$

7.6 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n°1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n°4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°6 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°7 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°10 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°13 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°14 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°15 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°17 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°18 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°19 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°20 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°21 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°22 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°23 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------	------

Combinazione n°24 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°25 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°26 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n°27 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n°28 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.00	0.60	0.60

Combinazione n°29 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	0.75	0.75

7.7 Impostazioni di analisi

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
	Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU):	1.00
Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE):	1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

7.8 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	4.04	--	21.56	--
2	A2-M2 - [1]	--	3.21	--	9.07	--
3	EQU - [1]	--	--	12.30	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	2.03
5	A1-M1 - [2]	--	2.36	--	9.64	--
6	A2-M2 - [2]	--	1.67	--	3.96	--
7	EQU - [2]	--	--	5.77	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.39
9	A1-M1 - [3]	--	1.79	--	6.02	--
10	A2-M2 - [3]	--	1.53	--	3.19	--
11	EQU - [3]	--	--	1.31	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	2.03
13	A1-M1 - [4]	--	1.60	--	6.28	--
14	A2-M2 - [4]	--	1.21	--	2.52	--
15	EQU - [4]	--	--	1.84	--	--
16	STAB - [4]	--	--	--	--	1.39
17	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	4.31	--	22.41	--
18	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	4.29	--	22.80	--
19	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2.77	--	8.54	--
20	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2.76	--	8.68	--
21	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	12.11	--	--
22	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	11.09	--	--
23	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.94
24	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.93
25	SLEQ - [1]	--	5.17	--	23.67	--
26	SLEF - [1]	--	3.20	--	14.60	--
27	SLEF - [1]	--	4.24	--	24.88	--
28	SLER - [1]	--	2.30	--	13.72	--
29	SLER - [1]	--	2.09	--	11.06	--

7.9 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
 Origine in testa al muro (spigolo di monte)
 Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
 Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso
 Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.69 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.89$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.95$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.34 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.94$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.47$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Peso muro	25.4977 [kN]
Baricentro del muro	X=-0.20 Y=-0.93

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0.60	Y = -1.40
Punto superiore superficie di spinta	X = 0.60	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	1.40 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

7.10 Combinazione n°11

Valore della spinta statica	6.6046	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	6.2433	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	2.1545	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.60	[m]	Y = -0.93	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	10.8000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.30	[m]	Y = -0.50	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	7.20	[kN]		
-------------------	------	------	--	--

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	13.4433	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	35.9024	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	27.3935	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	35.8455	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	35.9024	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	13.4433	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.56	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	0.71	[m]		
Risultante in fondazione	38.3367	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20.53	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	20.2700	[kNm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.31			
--	------	--	--	--

7.11 Combinazione n°14

Valore della spinta statica	17.1545	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	16.2161	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	5.5960	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.60	[m]	Y = -0.78	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	27.6000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.30	[m]	Y = -0.50	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	6.24	[kN]		
-------------------	------	------	--	--

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	22.4561	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	58.6937	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	58.6937	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	22.4561	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.22	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1.60	[m]		
Risultante in fondazione	62.8428	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20.94	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	12.9661	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	148.1012	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.60	[m]		
-------------------------------	------	-----	--	--

Tensione terreno allo spigolo di valle	0.06707	[N/mmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00629	[N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 28.42$	$N_q = 16.92$	$N_\gamma = 13.82$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.59$	$i_q = 0.59$	$i_\gamma = 0.08$
Fattori profondità	$d_c = 1.12$	$d_q = 1.06$	$d_\gamma = 1.06$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 18.81$	$N'_q = 10.58$	$N'_\gamma = 1.19$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.21
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.52

7.12 Stabilità globale muro - terreno

Combinazione n° 16

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.16 Y[m]= 1.16

Raggio del cerchio R[m]= 3.11

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2.81

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1.73

Larghezza della striscia dx[m]= 0.18

Coefficiente di sicurezza C= 1.39

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

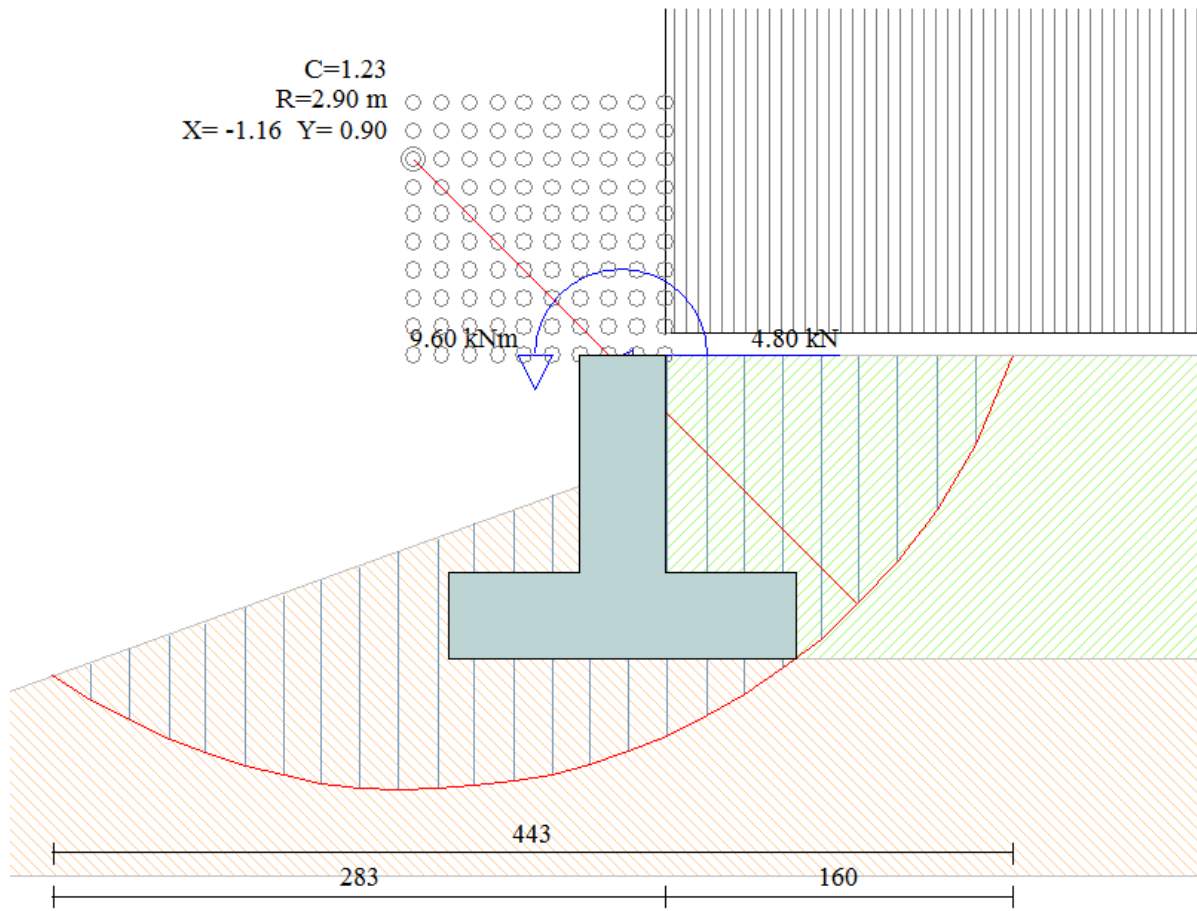
Striscia	W	α (°)	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	5.3808	63.10	4.7986	0.0039	29.26	0.000	0.000
2	6.5541	57.60	5.5338	0.0033	29.26	0.000	0.000
3	7.4952	51.76	5.8870	0.0029	29.26	0.000	0.000
4	8.2649	46.61	6.0061	0.0026	29.26	0.000	0.000
5	8.9118	41.92	5.9536	0.0024	29.26	0.000	0.000
6	9.4630	37.55	5.7672	0.0022	29.26	0.000	0.000
7	10.1805	33.43	5.6080	0.0021	29.26	0.000	0.000
8	10.6312	29.49	5.2336	0.0020	29.26	0.000	0.000
9	10.9505	25.70	4.7495	0.0020	29.26	0.000	0.000
10	9.3914	22.04	3.5234	0.0019	29.26	0.000	0.000
11	7.6158	18.46	2.4114	0.0019	29.26	0.000	0.000
12	6.9511	14.96	1.7940	0.0018	29.26	0.000	0.000
13	4.6908	11.51	0.9360	0.0018	29.26	0.000	0.000
14	4.5585	8.11	0.6428	0.0018	29.26	0.000	0.000
15	4.3898	4.73	0.3620	0.0018	29.26	0.000	0.000
16	3.7933	1.37	0.0908	0.0018	29.26	0.000	0.000
17	3.5406	-1.98	-0.1225	0.0018	29.26	0.000	0.000
18	3.2616	-5.34	-0.3038	0.0018	29.26	0.000	0.000
19	2.9473	-8.72	-0.4470	0.0018	29.26	0.000	0.000
20	2.5968	-12.13	-0.5459	0.0018	29.26	0.000	0.000
21	2.2089	-15.59	-0.5936	0.0019	29.26	0.000	0.000
22	1.7819	-19.10	-0.5832	0.0019	29.26	0.000	0.000
23	1.3135	-22.70	-0.5068	0.0019	29.26	0.000	0.000
24	0.8009	-26.38	-0.3559	0.0020	29.26	0.000	0.000
25	0.2554	-30.20	-0.1285	0.0021	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 137.9297$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 55.7105$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 77.2635$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.53$



Cerchio critico CS = 1.23

7.13 Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.10	0.9807	0.9807	0.0010	15.1546	0.0290	7.9023
2	0.25	2.4517	2.4517	0.0151	16.4256	0.1810	9.0654
3	0.40	3.9227	3.9227	0.0618	17.8808	0.4633	10.3597
4	0.55	5.3937	5.3937	0.1606	19.5400	0.8231	11.7853
5	0.70	6.8648	6.8648	0.3208	21.4230	1.2832	13.3423
6	0.85	8.3358	8.3358	0.5541	23.5493	1.8443	15.0305
7	1.00	9.8068	9.8068	0.8792	25.9387	2.5064	16.8500

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.10	0.9807	0.9807	0.0007	10.0976	0.0224	5.1590
2	0.25	2.4517	2.4517	0.0117	10.9169	0.1403	5.7818
3	0.40	3.9227	3.9227	0.0479	11.8372	0.3591	6.5055
4	0.55	5.3937	5.3937	0.1245	12.8736	0.6789	7.3303
5	0.70	6.8648	6.8648	0.2566	14.0413	1.0997	8.2560
6	0.85	8.3358	8.3358	0.4594	15.3554	1.6214	9.2827
7	1.00	9.8068	9.8068	0.7481	16.8312	2.2442	10.4105

7.14 Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.12	0.0242	0.5035	0.4404	8.1846
3	0.24	0.1147	1.9144	1.1047	15.1218
4	0.36	0.2983	4.0829	1.9927	20.8116
5	0.48	0.6019	6.8593	3.1045	25.2540
6	0.60	1.0523	10.0940	4.4401	29.2603

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.12	0.0191	0.2850	0.3560	4.6936
3	0.24	0.0947	1.1129	0.9426	9.0486
4	0.36	0.2545	2.4431	1.7597	13.0650
5	0.48	0.5262	4.2350	2.8074	16.7427
6	0.60	0.9375	6.4478	4.0857	20.0817

7.15 Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.12	-0.4114	0.0450	-6.7620	0.7149
3	0.24	-1.6001	0.1631	-12.9535	1.2185
4	0.36	-3.4975	0.3290	-18.5747	1.5108
5	0.48	-6.0352	0.5173	-23.6255	1.5919
6	0.60	-9.1448	0.7026	-28.1059	1.4616

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.12	-0.2244	0.0503	-3.6831	0.7996
3	0.24	-0.8704	0.1827	-7.0275	1.3687
4	0.36	-1.8974	0.3695	-10.0333	1.7072
5	0.48	-3.2648	0.5832	-12.7004	1.8151
6	0.60	-4.9320	0.7959	-15.0289	1.6925

7.16 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mm²]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza sezione

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.10	100, 40	7.70	7.70	6.79	-5.03	6.92	146.63	--	--
2	0.25	100, 40	7.70	7.70	15.88	-31.17	6.48	146.83	--	--
3	0.40	100, 40	7.70	7.70	23.61	-78.61	6.02	147.03	--	--
4	0.55	100, 40	7.70	7.70	30.00	-108.67	5.56	147.23	--	--
5	0.70	100, 40	7.70	7.70	35.08	-109.49	5.11	147.43	--	--
6	0.85	100, 40	7.70	7.70	38.98	-110.11	4.68	147.62	--	--
7	1.00	100, 40	7.70	7.70	41.80	-110.57	4.26	147.82	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.10	100, 40	7.70	7.70	0.702	0.017	38.785	-5.045
2	0.25	100, 40	7.70	7.70	0.760	0.019	41.050	-5.576
3	0.40	100, 40	7.70	7.70	0.826	0.021	43.712	-6.155
4	0.55	100, 40	7.70	7.70	0.899	0.024	46.829	-6.789
5	0.70	100, 40	7.70	7.70	0.982	0.027	50.460	-7.487

6	0.85	100, 40	7.70	7.70	1.075	0.030	54.663	-8.255
7	1.00	100, 40	7.70	7.70	1.179	0.034	59.497	-9.103

7.17 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mmq]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mmq]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V_{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 40	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00	146.50	--	--
2	0.12	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	206.21	146.50	--	--
3	0.24	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	54.24	146.50	--	--
4	0.36	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	25.43	146.50	--	--
5	0.48	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	15.14	146.50	--	--
6	0.60	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	10.29	146.50	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
7	0.00	100, 40	7.70	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.12	100, 40	7.70	7.70	0.020	0.015	1.112	-0.140
9	0.24	100, 40	7.70	7.70	0.077	0.030	4.344	-0.546
10	0.36	100, 40	7.70	7.70	0.169	0.043	9.535	-1.199
11	0.48	100, 40	7.70	7.70	0.294	0.055	16.528	-2.079
12	0.60	100, 40	7.70	7.70	0.447	0.066	25.165	-3.165

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 40	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00	146.50	--	--
2	0.12	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	252.38	146.50	--	--
3	0.24	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	64.89	146.50	--	--
4	0.36	100, 40	7.70	7.70	0.00	-103.84	29.69	146.50	--	--
5	0.48	100, 40	7.70	7.70	0.00	-103.84	17.21	146.50	--	--
6	0.60	100, 40	7.70	7.70	0.00	-103.84	11.35	146.50	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
7	0.00	100, 40	7.70	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000

8	0.12	100, 40	7.70	7.70	0.016	-0.012	0.196	0.876
9	0.24	100, 40	7.70	7.70	0.060	-0.023	0.713	3.397
10	0.36	100, 40	7.70	7.70	0.132	-0.033	1.442	7.405
11	0.48	100, 40	7.70	7.70	0.226	-0.042	2.276	12.742
12	0.60	100, 40	7.70	7.70	0.342	-0.049	3.106	19.249

7.18 Verifiche a fessurazione

Combinazione n°25

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
M_{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ϵ_m	deformazione media espressa in [%]
S_m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	S_m	w
1	0.00	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.05	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	0.10	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
4	0.15	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
5	0.20	7.70	7.70	-40.63	-0.01	0.0000	0.00	0.000
6	0.25	7.70	7.70	-40.63	-0.01	0.0000	0.00	0.000
7	0.30	7.70	7.70	-40.63	-0.02	0.0000	0.00	0.000
8	0.35	7.70	7.70	-40.63	-0.03	0.0000	0.00	0.000
9	0.40	7.70	7.70	-40.63	-0.05	0.0000	0.00	0.000
10	0.45	7.70	7.70	-40.63	-0.07	0.0000	0.00	0.000
11	0.50	7.70	7.70	-40.63	-0.09	0.0000	0.00	0.000
12	0.55	7.70	7.70	-40.63	-0.12	0.0000	0.00	0.000
13	0.60	7.70	7.70	-40.63	-0.16	0.0000	0.00	0.000
14	0.65	7.70	7.70	-40.63	-0.21	0.0000	0.00	0.000
15	0.70	7.70	7.70	-40.63	-0.26	0.0000	0.00	0.000
16	0.75	7.70	7.70	-40.63	-0.32	0.0000	0.00	0.000
17	0.80	7.70	7.70	-40.63	-0.38	0.0000	0.00	0.000
18	0.85	7.70	7.70	-40.63	-0.46	0.0000	0.00	0.000
19	0.90	7.70	7.70	-40.63	-0.55	0.0000	0.00	0.000
20	0.95	7.70	7.70	-40.63	-0.64	0.0000	0.00	0.000
21	1.00	7.70	7.70	-40.63	-0.75	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	S_m	w
1	-1.00	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-0.94	7.70	7.70	40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	-0.88	7.70	7.70	40.63	0.02	0.0000	0.00	0.000
4	-0.82	7.70	7.70	40.63	0.05	0.0000	0.00	0.000
5	-0.76	7.70	7.70	40.63	0.09	0.0000	0.00	0.000
6	-0.70	7.70	7.70	40.63	0.16	0.0000	0.00	0.000
7	-0.64	7.70	7.70	40.63	0.25	0.0000	0.00	0.000
8	-0.58	7.70	7.70	40.63	0.37	0.0000	0.00	0.000
9	-0.52	7.70	7.70	40.63	0.53	0.0000	0.00	0.000
10	-0.46	7.70	7.70	40.63	0.71	0.0000	0.00	0.000
11	-0.40	7.70	7.70	40.63	0.94	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	7.70	7.70	40.63	0.80	0.0000	0.00	0.000
13	0.06	7.70	7.70	40.63	0.69	0.0000	0.00	0.000
14	0.12	7.70	7.70	40.63	0.58	0.0000	0.00	0.000
15	0.18	7.70	7.70	40.63	0.47	0.0000	0.00	0.000

16	0.24	7.70	7.70	40.63	0.37	0.0000	0.00	0.000
17	0.30	7.70	7.70	40.63	0.27	0.0000	0.00	0.000
18	0.36	7.70	7.70	40.63	0.18	0.0000	0.00	0.000
19	0.42	7.70	7.70	40.63	0.11	0.0000	0.00	0.000
20	0.48	7.70	7.70	40.63	0.05	0.0000	0.00	0.000
21	0.54	7.70	7.70	40.63	0.01	0.0000	0.00	0.000
22	0.60	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n°26
Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.05	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	0.10	7.70	7.70	-40.63	-0.02	0.0000	0.00	0.000
4	0.15	7.70	7.70	-40.63	-0.04	0.0000	0.00	0.000
5	0.20	7.70	7.70	-40.63	-0.07	0.0000	0.00	0.000
6	0.25	7.70	7.70	-40.63	-0.12	0.0000	0.00	0.000
7	0.30	7.70	7.70	-40.63	-0.17	0.0000	0.00	0.000
8	0.35	7.70	7.70	-40.63	-0.24	0.0000	0.00	0.000
9	0.40	7.70	7.70	-40.63	-0.32	0.0000	0.00	0.000
10	0.45	7.70	7.70	-40.63	-0.41	0.0000	0.00	0.000
11	0.50	7.70	7.70	-40.63	-0.51	0.0000	0.00	0.000
12	0.55	7.70	7.70	-40.63	-0.63	0.0000	0.00	0.000
13	0.60	7.70	7.70	-40.63	-0.77	0.0000	0.00	0.000
14	0.65	7.70	7.70	-40.63	-0.92	0.0000	0.00	0.000
15	0.70	7.70	7.70	-40.63	-1.08	0.0000	0.00	0.000
16	0.75	7.70	7.70	-40.63	-1.26	0.0000	0.00	0.000
17	0.80	7.70	7.70	-40.63	-1.46	0.0000	0.00	0.000
18	0.85	7.70	7.70	-40.63	-1.68	0.0000	0.00	0.000
19	0.90	7.70	7.70	-40.63	-1.91	0.0000	0.00	0.000
20	0.95	7.70	7.70	-40.63	-2.16	0.0000	0.00	0.000
21	1.00	7.70	7.70	-40.63	-2.43	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.00	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-0.94	7.70	7.70	40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	-0.88	7.70	7.70	40.63	0.02	0.0000	0.00	0.000
4	-0.82	7.70	7.70	40.63	0.06	0.0000	0.00	0.000
5	-0.76	7.70	7.70	40.63	0.12	0.0000	0.00	0.000
6	-0.70	7.70	7.70	40.63	0.21	0.0000	0.00	0.000
7	-0.64	7.70	7.70	40.63	0.34	0.0000	0.00	0.000
8	-0.58	7.70	7.70	40.63	0.50	0.0000	0.00	0.000
9	-0.52	7.70	7.70	40.63	0.71	0.0000	0.00	0.000
10	-0.46	7.70	7.70	40.63	0.97	0.0000	0.00	0.000
11	-0.40	7.70	7.70	40.63	1.28	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	7.70	7.70	40.63	0.23	0.0000	0.00	0.000
13	0.06	7.70	7.70	40.63	0.26	0.0000	0.00	0.000
14	0.12	7.70	7.70	40.63	0.26	0.0000	0.00	0.000
15	0.18	7.70	7.70	40.63	0.24	0.0000	0.00	0.000
16	0.24	7.70	7.70	40.63	0.21	0.0000	0.00	0.000
17	0.30	7.70	7.70	40.63	0.17	0.0000	0.00	0.000
18	0.36	7.70	7.70	40.63	0.12	0.0000	0.00	0.000
19	0.42	7.70	7.70	40.63	0.08	0.0000	0.00	0.000
20	0.48	7.70	7.70	40.63	0.04	0.0000	0.00	0.000
21	0.54	7.70	7.70	40.63	0.01	0.0000	0.00	0.000
22	0.60	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n°27
Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	7.70	7.70	-40.63	-1.92	0.0000	0.00	0.000
2	0.05	7.70	7.70	-40.63	-1.97	0.0000	0.00	0.000
3	0.10	7.70	7.70	-40.63	-2.02	0.0000	0.00	0.000
4	0.15	7.70	7.70	-40.63	-2.07	0.0000	0.00	0.000
5	0.20	7.70	7.70	-40.63	-2.12	0.0000	0.00	0.000
6	0.25	7.70	7.70	-40.63	-2.17	0.0000	0.00	0.000
7	0.30	7.70	7.70	-40.63	-2.23	0.0000	0.00	0.000
8	0.35	7.70	7.70	-40.63	-2.29	0.0000	0.00	0.000
9	0.40	7.70	7.70	-40.63	-2.35	0.0000	0.00	0.000
10	0.45	7.70	7.70	-40.63	-2.42	0.0000	0.00	0.000
11	0.50	7.70	7.70	-40.63	-2.49	0.0000	0.00	0.000
12	0.55	7.70	7.70	-40.63	-2.57	0.0000	0.00	0.000
13	0.60	7.70	7.70	-40.63	-2.66	0.0000	0.00	0.000
14	0.65	7.70	7.70	-40.63	-2.75	0.0000	0.00	0.000
15	0.70	7.70	7.70	-40.63	-2.85	0.0000	0.00	0.000
16	0.75	7.70	7.70	-40.63	-2.96	0.0000	0.00	0.000
17	0.80	7.70	7.70	-40.63	-3.07	0.0000	0.00	0.000
18	0.85	7.70	7.70	-40.63	-3.20	0.0000	0.00	0.000
19	0.90	7.70	7.70	-40.63	-3.33	0.0000	0.00	0.000
20	0.95	7.70	7.70	-40.63	-3.47	0.0000	0.00	0.000
21	1.00	7.70	7.70	-40.63	-3.63	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.00	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-0.94	7.70	7.70	40.63	0.02	0.0000	0.00	0.000
3	-0.88	7.70	7.70	40.63	0.07	0.0000	0.00	0.000
4	-0.82	7.70	7.70	40.63	0.16	0.0000	0.00	0.000
5	-0.76	7.70	7.70	40.63	0.29	0.0000	0.00	0.000
6	-0.70	7.70	7.70	40.63	0.46	0.0000	0.00	0.000
7	-0.64	7.70	7.70	40.63	0.68	0.0000	0.00	0.000
8	-0.58	7.70	7.70	40.63	0.93	0.0000	0.00	0.000
9	-0.52	7.70	7.70	40.63	1.23	0.0000	0.00	0.000
10	-0.46	7.70	7.70	40.63	1.58	0.0000	0.00	0.000
11	-0.40	7.70	7.70	40.63	1.97	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	7.70	7.70	-40.63	-0.24	0.0000	0.00	0.000
13	0.06	7.70	7.70	-40.63	-0.17	0.0000	0.00	0.000
14	0.12	7.70	7.70	-40.63	-0.12	0.0000	0.00	0.000
15	0.18	7.70	7.70	-40.63	-0.08	0.0000	0.00	0.000
16	0.24	7.70	7.70	-40.63	-0.05	0.0000	0.00	0.000
17	0.30	7.70	7.70	-40.63	-0.03	0.0000	0.00	0.000
18	0.36	7.70	7.70	-40.63	-0.02	0.0000	0.00	0.000
19	0.42	7.70	7.70	-40.63	-0.01	0.0000	0.00	0.000
20	0.48	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
21	0.54	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
22	0.60	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000

8 VERIFICA SEZIONE FOA2

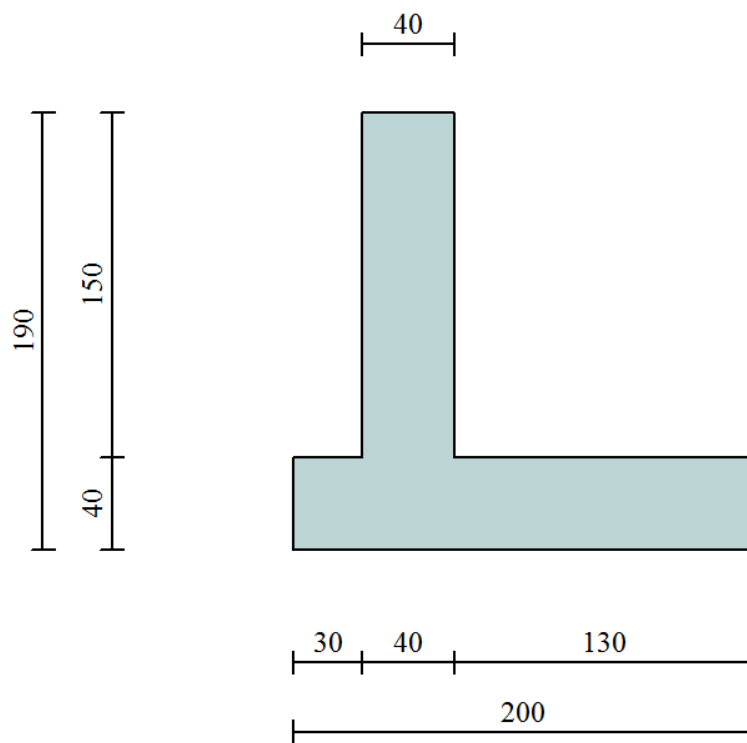
8.1 Geometria muro e fondazione

Descrizione Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	1.50 [m]
Spessore in sommità	0.40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.40 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.30 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.30 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.40 [m]
Spessore magrone	0.00 [m]



Geometria opera

8.2 Geometria profilo terreno

A monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	10.00	0.00	0.00

A valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 30.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.30 [m]

8.3 Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [N/mm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	20.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Strato 1	18.00	18.00	35.00	30.00	0.0000	0.0000

8.4 Stratigrafia

Terreno spingente: Rilevato
 Terreno di fondazione: Fondazione

8.5 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n°1 (ACC)

D Profilo $X_i=1.30$ $X_f=10.00$ $Q_i=20.0000$ $Q_f=20.0000$

Condizione n°2 (VENTO)

C Paramento $X=-0.20$ $Y=0.00$ $F_x=4.8000$ $F_y=0.0000$ $M=9.6000$

8.6 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n°1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n°4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°6 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°7 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°10 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°13 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°14 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°15 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°17 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°18 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°19 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°20 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°21 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°22 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°23 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------	------

Combinazione n°24 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°25 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°26 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n°27 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n°28 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.00	0.60	0.60

Combinazione n°29 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	0.75	0.75

8.7 Impostazioni di analisi

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
	Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU):	1.00
Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE):	1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

8.8 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	4.27	--	17.13	--
2	A2-M2 - [1]	--	3.40	--	6.99	--
3	EQU - [1]	--	--	10.93	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.37
5	A1-M1 - [2]	--	2.06	--	10.28	--
6	A2-M2 - [2]	--	1.53	--	3.60	--
7	EQU - [2]	--	--	3.96	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.15
9	A1-M1 - [3]	--	2.54	--	9.36	--
10	A2-M2 - [3]	--	2.13	--	4.02	--
11	EQU - [3]	--	--	2.25	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	1.37
13	A1-M1 - [4]	--	1.58	--	4.97	--
14	A2-M2 - [4]	--	1.22	--	1.89	--
15	EQU - [4]	--	--	1.78	--	--
16	STAB - [4]	--	--	--	--	1.15
17	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	4.52	--	17.78	--
18	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	4.51	--	18.10	--
19	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2.91	--	6.53	--
20	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2.90	--	6.64	--
21	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	10.54	--	--
22	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	9.77	--	--
23	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.32
24	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.32
25	SLEQ - [1]	--	5.47	--	18.84	--
26	SLEF - [1]	--	3.17	--	15.05	--
27	SLEF - [1]	--	4.89	--	19.10	--
28	SLER - [1]	--	2.38	--	10.75	--
29	SLER - [1]	--	2.38	--	9.84	--

8.9 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
 Origine in testa al muro (spigolo di monte)
 Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
 Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso
 Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.69 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.89$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.95$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.34 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.94$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.47$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Peso muro	34.3238 [kN]
Baricentro del muro	X=0.09 Y=-1.29

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1.30	Y = -1.90
Punto superiore superficie di spinta	X = 1.30	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	1.90 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

8.10 Combinazione n°14

Valore della spinta statica	26.1913	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	24.7586	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	8.5438	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.30	[m]	Y = -1.08	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	39.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.65	[m]	Y = -0.75	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	6.24	[kN]		
-------------------	------	------	--	--

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	30.9986	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	81.8677	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	81.8677	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	30.9986	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.36	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1.91	[m]		
Risultante in fondazione	87.5399	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20.74	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	29.7073	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	154.6005	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.91	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.08566	[N/mmq]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[N/mmq]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 28.42$	$N_q = 16.92$	$N_\gamma = 13.82$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.59$	$i_q = 0.59$	$i_\gamma = 0.08$
Fattori profondità	$d_c = 1.09$	$d_q = 1.04$	$d_\gamma = 1.04$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 18.35$	$N'_q = 10.47$	$N'_\gamma = 1.22$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.22
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.89

8.11 Combinazione n°15

Valore della spinta statica	29.6253	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	28.0047	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	9.6640	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.30	[m]	Y = -1.08	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	35.1000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.65	[m]	Y = -0.75	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	7.20	[kN]		
-------------------	------	------	--	--

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	35.2047	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	75.6555	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	51.0428	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	90.9849	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	75.6555	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	35.2047	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.47	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1.58	[m]		
Risultante in fondazione	83.4453	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	24.95	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	35.7134	[kNm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.78			
--	------	--	--	--

8.12 Stabilità globale muro - terreno

Combinazione n° 16

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.72 Y[m]= 1.72

Raggio del cerchio R[m]= 4.72

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3.14

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2.68

Larghezza della striscia dx[m]= 0.23

Coefficiente di sicurezza C= 1.15

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

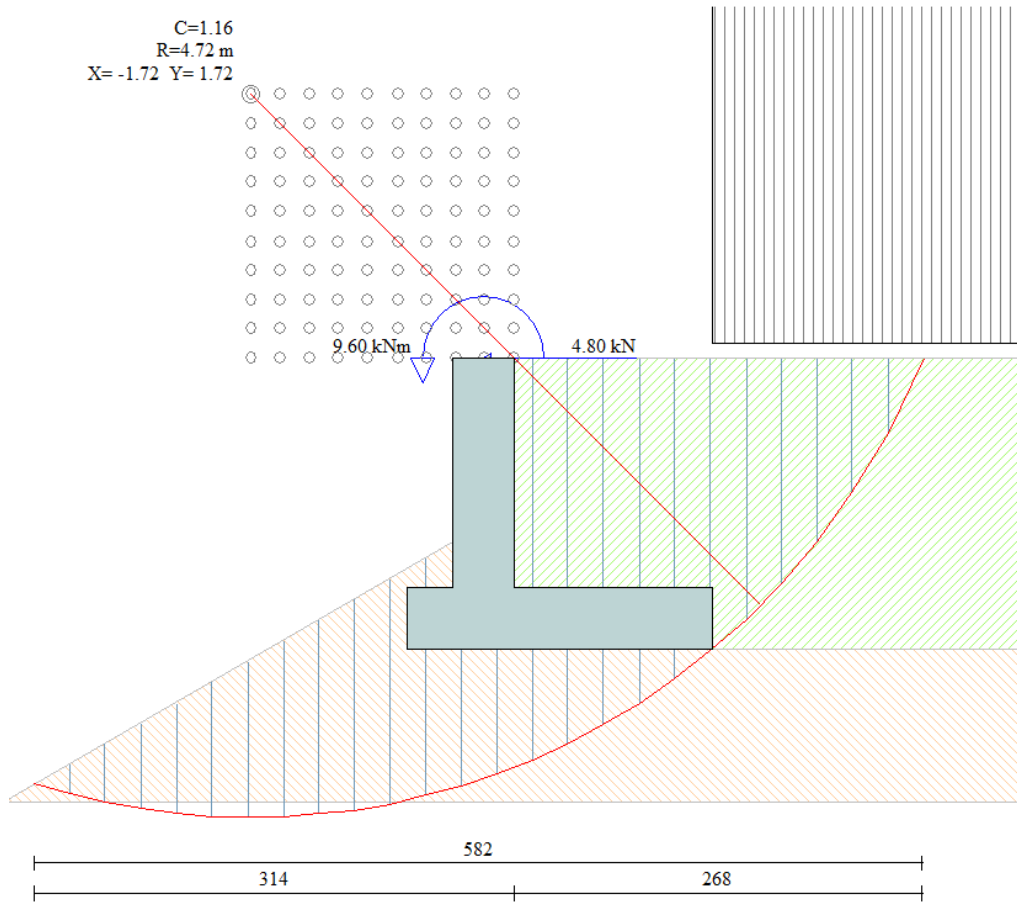
Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b/\cos \alpha$	ϕ	c	u
1	7.1837	64.36	6.4764	0.0053	29.26	0.000	0.000
2	9.2277	59.33	7.9372	0.0045	29.26	0.000	0.000
3	10.8922	54.14	8.8279	0.0039	29.26	0.000	0.000
4	12.2783	49.55	9.3429	0.0035	29.26	0.000	0.000
5	13.4630	45.35	9.5781	0.0032	29.26	0.000	0.000
6	14.0696	41.45	9.3138	0.0030	29.26	0.000	0.000
7	9.7174	37.77	5.9523	0.0029	29.26	0.000	0.000
8	10.4418	34.27	5.8799	0.0028	29.26	0.000	0.000
9	11.0769	30.91	5.6902	0.0027	29.26	0.000	0.000
10	11.6330	27.66	5.4011	0.0026	29.26	0.000	0.000
11	12.1177	24.51	5.0274	0.0025	29.26	0.000	0.000
12	13.4115	21.44	4.9016	0.0025	29.26	0.000	0.000
13	14.6890	18.43	4.6429	0.0024	29.26	0.000	0.000
14	9.1511	15.47	2.4404	0.0024	29.26	0.000	0.000
15	6.8509	12.55	1.4886	0.0023	29.26	0.000	0.000
16	6.1378	9.67	1.0305	0.0023	29.26	0.000	0.000
17	5.6531	6.81	0.6699	0.0023	29.26	0.000	0.000
18	5.1191	3.96	0.3537	0.0023	29.26	0.000	0.000
19	4.5465	1.13	0.0896	0.0023	29.26	0.000	0.000
20	3.9723	-1.70	-0.1179	0.0023	29.26	0.000	0.000
21	3.3556	-4.54	-0.2654	0.0023	29.26	0.000	0.000
22	2.6902	-7.38	-0.3456	0.0023	29.26	0.000	0.000
23	1.9754	-10.25	-0.3514	0.0023	29.26	0.000	0.000
24	1.2098	-13.14	-0.2750	0.0023	29.26	0.000	0.000
25	0.3920	-16.06	-0.1085	0.0024	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 201.2558$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 93.5806$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 112.7367$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 6.68$



Cerchio critico CS = 1.16

8.13 Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.15	1.4710	1.4710	0.0033	15.4833	0.0652	7.2656
2	0.38	3.6776	3.6776	0.0509	17.1513	0.4072	7.6103
3	0.60	5.8841	5.8841	0.2085	18.9301	0.9882	8.2503
4	0.82	8.0906	8.0906	0.5223	20.8861	1.7754	9.1857
5	1.05	10.2971	10.2971	1.0316	23.0858	2.7898	10.4165
6	1.27	12.5037	12.5037	1.7947	25.5957	4.0314	11.9427
7	1.50	14.7102	14.7102	2.8628	28.4822	5.5002	13.7643

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.15	1.4710	1.4710	0.0025	10.3225	0.0505	4.8505
2	0.38	3.6776	3.6776	0.0395	11.4395	0.3156	5.1156
3	0.60	5.8841	5.8841	0.1616	12.6416	0.8079	5.6079
4	0.82	8.0906	8.0906	0.4201	13.9801	1.5275	6.3275
5	1.05	10.2971	10.2971	0.8660	15.5060	2.4742	7.2742
6	1.27	12.5037	12.5037	1.5505	17.2705	3.6482	8.4482
7	1.50	14.7102	14.7102	2.5247	19.3247	5.0495	9.8495

8.14 Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.06	0.0414	0.1386	1.3838	4.5921
3	0.12	0.1665	0.5477	2.7900	9.0182
4	0.18	0.3767	1.2175	4.2188	13.2780
5	0.24	0.6732	2.1378	5.6701	17.3718
6	0.30	1.0575	3.2987	7.1439	21.2994

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.06	0.0392	0.1000	1.3095	3.3161
3	0.12	0.1576	0.3960	2.6441	6.5383
4	0.18	0.3569	0.8827	4.0038	9.6666
5	0.24	0.6386	1.5542	5.3888	12.7012
6	0.30	1.0041	2.4049	6.7988	15.6418

8.15 Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.26	-1.6176	0.1182	-12.0916	0.8542
3	0.52	-6.0247	0.4156	-21.2898	1.3787
4	0.78	-12.4179	0.8065	-27.3684	1.5735
5	1.04	-19.9859	1.2052	-30.3274	1.4386
6	1.30	-27.9178	1.5260	-30.1668	0.9740

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.26	-0.8053	0.1685	-5.9012	1.2173
3	0.52	-2.9159	0.5921	-10.0403	1.9622
4	0.78	-5.8736	1.1479	-12.4171	2.2347
5	1.04	-9.2201	1.7132	-13.0318	2.0349
6	1.30	-12.4974	2.1651	-11.8843	1.3627

8.16 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mm²]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza sezione

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.15	100, 40	7.70	7.70	10.02	-11.30	6.81	146.70	--	--
2	0.38	100, 40	7.70	7.70	23.06	-69.29	6.27	147.00	--	--
3	0.60	100, 40	7.70	7.70	33.98	-109.31	5.77	147.29	--	--
4	0.82	100, 40	7.70	7.70	42.90	-110.75	5.30	147.59	--	--
5	1.05	100, 40	7.70	7.70	49.90	-111.87	4.85	147.89	--	--
6	1.27	100, 40	7.70	7.70	55.06	-112.71	4.40	148.19	--	--
7	1.50	100, 40	7.70	7.70	58.49	-113.26	3.98	148.48	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.15	100, 40	7.70	7.70	0.718	0.016	39.352	-5.199
2	0.38	100, 40	7.70	7.70	0.798	0.017	42.315	-5.939
3	0.60	100, 40	7.70	7.70	0.884	0.018	45.616	-6.716
4	0.82	100, 40	7.70	7.70	0.979	0.021	49.453	-7.557
5	1.05	100, 40	7.70	7.70	1.087	0.024	54.023	-8.488

6	1.27	100, 40	7.70	7.70	1.211	0.028	59.526	-9.535
7	1.50	100, 40	7.70	7.70	1.356	0.032	66.158	-10.726

8.17 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mmq]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mmq]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V_{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 40	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00	146.50	--	--
2	0.06	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	749.20	146.50	--	--
3	0.12	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	189.57	146.50	--	--
4	0.18	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	85.29	146.50	--	--
5	0.24	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	48.57	146.50	--	--
6	0.30	100, 40	7.70	7.70	0.00	103.84	31.48	146.50	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
7	0.00	100, 40	7.70	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.06	100, 40	7.70	7.70	0.007	0.011	0.390	-0.049
9	0.12	100, 40	7.70	7.70	0.027	0.021	1.546	-0.194
10	0.18	100, 40	7.70	7.70	0.061	0.032	3.445	-0.433
11	0.24	100, 40	7.70	7.70	0.108	0.042	6.066	-0.763
12	0.30	100, 40	7.70	7.70	0.167	0.051	9.386	-1.180

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 40	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00	146.50	--	--
2	0.26	100, 40	7.70	7.70	0.00	-103.84	64.19	146.50	--	--
3	0.52	100, 40	7.70	7.70	0.00	-103.84	17.23	146.50	--	--
4	0.78	100, 40	7.70	7.70	0.00	-103.84	8.36	146.50	--	--
5	1.04	100, 40	7.70	7.70	0.00	-103.84	5.20	146.50	--	--
6	1.30	100, 40	7.70	7.70	0.00	-103.84	3.72	146.50	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
7	0.00	100, 40	7.70	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.26	100, 40	7.70	7.70	0.056	-0.019	0.658	3.143

9	0.52	100, 40	7.70	7.70	0.202	-0.033	2.311	11.380
10	0.78	100, 40	7.70	7.70	0.407	-0.041	4.480	22.923
11	1.04	100, 40	7.70	7.70	0.639	-0.043	6.686	35.984
12	1.30	100, 40	7.70	7.70	0.867	-0.039	8.450	48.775

8.18 Verifiche a fessurazione

Combinazione n°25

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
M_{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ϵ_m	deformazione media espressa in [%]
S_m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	S_m	w
1	0.00	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.07	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	0.15	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
4	0.22	7.70	7.70	-40.63	-0.01	0.0000	0.00	0.000
5	0.30	7.70	7.70	-40.63	-0.02	0.0000	0.00	0.000
6	0.38	7.70	7.70	-40.63	-0.04	0.0000	0.00	0.000
7	0.45	7.70	7.70	-40.63	-0.07	0.0000	0.00	0.000
8	0.53	7.70	7.70	-40.63	-0.11	0.0000	0.00	0.000
9	0.60	7.70	7.70	-40.63	-0.16	0.0000	0.00	0.000
10	0.67	7.70	7.70	-40.63	-0.23	0.0000	0.00	0.000
11	0.75	7.70	7.70	-40.63	-0.32	0.0000	0.00	0.000
12	0.82	7.70	7.70	-40.63	-0.42	0.0000	0.00	0.000
13	0.90	7.70	7.70	-40.63	-0.55	0.0000	0.00	0.000
14	0.97	7.70	7.70	-40.63	-0.69	0.0000	0.00	0.000
15	1.05	7.70	7.70	-40.63	-0.87	0.0000	0.00	0.000
16	1.13	7.70	7.70	-40.63	-1.07	0.0000	0.00	0.000
17	1.20	7.70	7.70	-40.63	-1.29	0.0000	0.00	0.000
18	1.27	7.70	7.70	-40.63	-1.55	0.0000	0.00	0.000
19	1.35	7.70	7.70	-40.63	-1.84	0.0000	0.00	0.000
20	1.43	7.70	7.70	-40.63	-2.16	0.0000	0.00	0.000
21	1.50	7.70	7.70	-40.63	-2.52	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	S_m	w
1	-0.70	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-0.67	7.70	7.70	40.63	0.01	0.0000	0.00	0.000
3	-0.64	7.70	7.70	40.63	0.04	0.0000	0.00	0.000
4	-0.61	7.70	7.70	40.63	0.09	0.0000	0.00	0.000
5	-0.58	7.70	7.70	40.63	0.16	0.0000	0.00	0.000
6	-0.55	7.70	7.70	40.63	0.25	0.0000	0.00	0.000
7	-0.52	7.70	7.70	40.63	0.36	0.0000	0.00	0.000
8	-0.49	7.70	7.70	40.63	0.49	0.0000	0.00	0.000
9	-0.46	7.70	7.70	40.63	0.64	0.0000	0.00	0.000
10	-0.43	7.70	7.70	40.63	0.81	0.0000	0.00	0.000
11	-0.40	7.70	7.70	40.63	1.00	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	7.70	7.70	40.63	2.17	0.0000	0.00	0.000
13	0.13	7.70	7.70	40.63	1.96	0.0000	0.00	0.000
14	0.26	7.70	7.70	40.63	1.71	0.0000	0.00	0.000
15	0.39	7.70	7.70	40.63	1.44	0.0000	0.00	0.000
16	0.52	7.70	7.70	40.63	1.15	0.0000	0.00	0.000

17	0.65	7.70	7.70	40.63	0.86	0.0000	0.00	0.000
18	0.78	7.70	7.70	40.63	0.59	0.0000	0.00	0.000
19	0.91	7.70	7.70	40.63	0.36	0.0000	0.00	0.000
20	1.04	7.70	7.70	40.63	0.17	0.0000	0.00	0.000
21	1.17	7.70	7.70	40.63	0.04	0.0000	0.00	0.000
22	1.30	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n°26
Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.07	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	0.15	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
4	0.22	7.70	7.70	-40.63	-0.01	0.0000	0.00	0.000
5	0.30	7.70	7.70	-40.63	-0.02	0.0000	0.00	0.000
6	0.38	7.70	7.70	-40.63	-0.04	0.0000	0.00	0.000
7	0.45	7.70	7.70	-40.63	-0.07	0.0000	0.00	0.000
8	0.53	7.70	7.70	-40.63	-0.11	0.0000	0.00	0.000
9	0.60	7.70	7.70	-40.63	-0.16	0.0000	0.00	0.000
10	0.67	7.70	7.70	-40.63	-0.23	0.0000	0.00	0.000
11	0.75	7.70	7.70	-40.63	-0.32	0.0000	0.00	0.000
12	0.82	7.70	7.70	-40.63	-0.42	0.0000	0.00	0.000
13	0.90	7.70	7.70	-40.63	-0.55	0.0000	0.00	0.000
14	0.97	7.70	7.70	-40.63	-0.69	0.0000	0.00	0.000
15	1.05	7.70	7.70	-40.63	-0.87	0.0000	0.00	0.000
16	1.13	7.70	7.70	-40.63	-1.07	0.0000	0.00	0.000
17	1.20	7.70	7.70	-40.63	-1.29	0.0000	0.00	0.000
18	1.27	7.70	7.70	-40.63	-1.55	0.0000	0.00	0.000
19	1.35	7.70	7.70	-40.63	-1.84	0.0000	0.00	0.000
20	1.43	7.70	7.70	-40.63	-2.16	0.0000	0.00	0.000
21	1.50	7.70	7.70	-40.63	-2.52	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-0.70	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-0.67	7.70	7.70	40.63	0.01	0.0000	0.00	0.000
3	-0.64	7.70	7.70	40.63	0.05	0.0000	0.00	0.000
4	-0.61	7.70	7.70	40.63	0.11	0.0000	0.00	0.000
5	-0.58	7.70	7.70	40.63	0.20	0.0000	0.00	0.000
6	-0.55	7.70	7.70	40.63	0.32	0.0000	0.00	0.000
7	-0.52	7.70	7.70	40.63	0.46	0.0000	0.00	0.000
8	-0.49	7.70	7.70	40.63	0.62	0.0000	0.00	0.000
9	-0.46	7.70	7.70	40.63	0.81	0.0000	0.00	0.000
10	-0.43	7.70	7.70	40.63	1.03	0.0000	0.00	0.000
11	-0.40	7.70	7.70	40.63	1.27	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	7.70	7.70	40.63	0.95	0.0000	0.00	0.000
13	0.13	7.70	7.70	40.63	0.83	0.0000	0.00	0.000
14	0.26	7.70	7.70	40.63	0.70	0.0000	0.00	0.000
15	0.39	7.70	7.70	40.63	0.57	0.0000	0.00	0.000
16	0.52	7.70	7.70	40.63	0.45	0.0000	0.00	0.000
17	0.65	7.70	7.70	40.63	0.33	0.0000	0.00	0.000
18	0.78	7.70	7.70	40.63	0.22	0.0000	0.00	0.000
19	0.91	7.70	7.70	40.63	0.13	0.0000	0.00	0.000
20	1.04	7.70	7.70	40.63	0.06	0.0000	0.00	0.000
21	1.17	7.70	7.70	40.63	0.02	0.0000	0.00	0.000
22	1.30	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n°27
Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	7.70	7.70	-40.63	-1.92	0.0000	0.00	0.000
2	0.07	7.70	7.70	-40.63	-1.99	0.0000	0.00	0.000
3	0.15	7.70	7.70	-40.63	-2.07	0.0000	0.00	0.000
4	0.22	7.70	7.70	-40.63	-2.14	0.0000	0.00	0.000
5	0.30	7.70	7.70	-40.63	-2.23	0.0000	0.00	0.000
6	0.38	7.70	7.70	-40.63	-2.32	0.0000	0.00	0.000
7	0.45	7.70	7.70	-40.63	-2.42	0.0000	0.00	0.000
8	0.53	7.70	7.70	-40.63	-2.53	0.0000	0.00	0.000
9	0.60	7.70	7.70	-40.63	-2.66	0.0000	0.00	0.000
10	0.67	7.70	7.70	-40.63	-2.80	0.0000	0.00	0.000
11	0.75	7.70	7.70	-40.63	-2.96	0.0000	0.00	0.000
12	0.82	7.70	7.70	-40.63	-3.13	0.0000	0.00	0.000
13	0.90	7.70	7.70	-40.63	-3.33	0.0000	0.00	0.000
14	0.97	7.70	7.70	-40.63	-3.55	0.0000	0.00	0.000
15	1.05	7.70	7.70	-40.63	-3.79	0.0000	0.00	0.000
16	1.13	7.70	7.70	-40.63	-4.07	0.0000	0.00	0.000
17	1.20	7.70	7.70	-40.63	-4.36	0.0000	0.00	0.000
18	1.27	7.70	7.70	-40.63	-4.69	0.0000	0.00	0.000
19	1.35	7.70	7.70	-40.63	-5.06	0.0000	0.00	0.000
20	1.43	7.70	7.70	-40.63	-5.45	0.0000	0.00	0.000
21	1.50	7.70	7.70	-40.63	-5.88	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-0.70	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-0.67	7.70	7.70	40.63	0.01	0.0000	0.00	0.000
3	-0.64	7.70	7.70	40.63	0.05	0.0000	0.00	0.000
4	-0.61	7.70	7.70	40.63	0.11	0.0000	0.00	0.000
5	-0.58	7.70	7.70	40.63	0.20	0.0000	0.00	0.000
6	-0.55	7.70	7.70	40.63	0.31	0.0000	0.00	0.000
7	-0.52	7.70	7.70	40.63	0.44	0.0000	0.00	0.000
8	-0.49	7.70	7.70	40.63	0.60	0.0000	0.00	0.000
9	-0.46	7.70	7.70	40.63	0.79	0.0000	0.00	0.000
10	-0.43	7.70	7.70	40.63	1.00	0.0000	0.00	0.000
11	-0.40	7.70	7.70	40.63	1.23	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	7.70	7.70	-40.63	-0.52	0.0000	0.00	0.000
13	0.13	7.70	7.70	-40.63	-0.38	0.0000	0.00	0.000
14	0.26	7.70	7.70	-40.63	-0.27	0.0000	0.00	0.000
15	0.39	7.70	7.70	-40.63	-0.18	0.0000	0.00	0.000
16	0.52	7.70	7.70	-40.63	-0.12	0.0000	0.00	0.000
17	0.65	7.70	7.70	-40.63	-0.07	0.0000	0.00	0.000
18	0.78	7.70	7.70	-40.63	-0.04	0.0000	0.00	0.000
19	0.91	7.70	7.70	-40.63	-0.02	0.0000	0.00	0.000
20	1.04	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
21	1.17	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
22	1.30	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000

9 VERIFICA SEZIONE FOA5

9.1 Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a gradoni in c.a.

Descrizione dei gradoni

Simbologia adottata

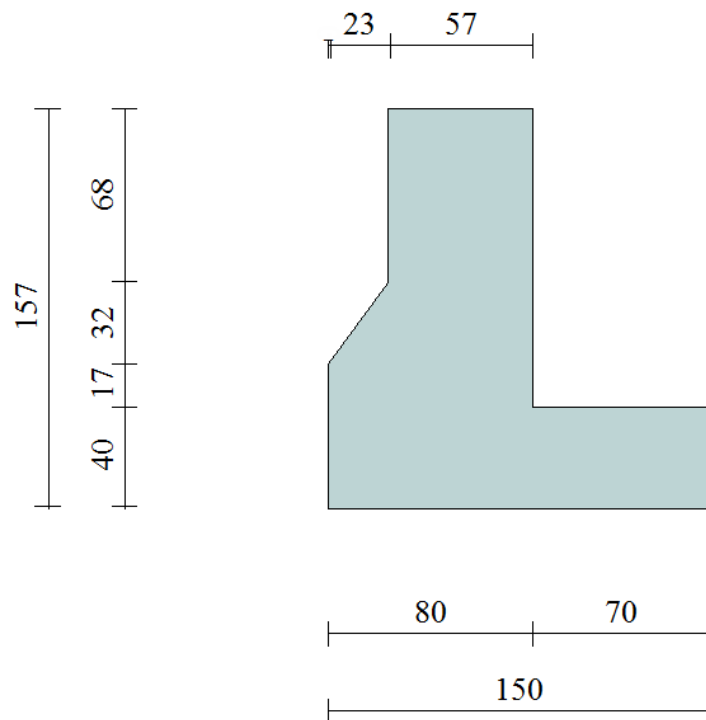
Nr.	numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)
Bs	base superiore del gradone espressa in [m]
Bi	base inferiore del gradone espressa in [m]
Hg	altezza del gradone espressa in [m]
α_e	inclinazione esterna del gradone espressa in [°]
α_i	inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	α_e	α_i
1	0.57	0.57	0.68	0.00	0.00
2	0.57	0.80	0.32	35.50	0.00
3	0.80	0.80	0.17	0.00	0.00

Altezza del paramento 1.17 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.70 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.40 [m]



Geometria opera

9.2 Geometria profilo terreno

A monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	10.00	0.00	0.00

A valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.00 [m]

9.3 Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [N/mm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	20.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Strato 1	18.00	18.00	35.00	30.00	0.0000	0.0000

9.4 Stratigrafia

Terreno spingente: Rilevato
 Terreno di fondazione: Fondazione

9.5 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n°1 (ACC)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=10.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$	
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------	--

Condizione n°2 (VENTO)

C	Paramento	$X=-0.28$	$Y=0.00$	$F_x=4.8000$	$F_y=0.0000$	$M=9.6000$
---	-----------	-----------	----------	--------------	--------------	------------

Condizione n°3 (URTO)

C	Paramento	$X=-0.20$	$Y=-0.50$	$F_x=-25.0000$	$F_y=0.0000$	$M=0.0000$
---	-----------	-----------	-----------	----------------	--------------	------------

9.6 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n°1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n°4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°6 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°7 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°10 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°13 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°14 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	------------	----------------------------	--------------------------	-----------------------------------

Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°15 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50
VENTO	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30
VENTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°17 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
URTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°18 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
URTO	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°19 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
URTO	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n°20 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
URTO	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°21 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°22 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°23 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°24 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°25 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°26 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°27 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°28 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°29 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
URTO	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°30 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
URTO	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n°31 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

URTO	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n°32 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.00	0.60	0.60

Combinazione n°33 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
VENTO	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	0.75	0.75

9.7 Impostazioni di analisi

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
	Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU):	1.00
Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE):	1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

9.8 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati
Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{QLIM}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	4.21	--	15.07	--
2	A2-M2 - [1]	--	3.35	--	6.05	--
3	EQU - [1]	--	--	9.43	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	2.41
5	A1-M1 - [2]	--	2.53	--	7.16	--
6	A2-M2 - [2]	--	1.80	--	2.81	--
7	EQU - [2]	--	--	4.72	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.58
9	A1-M1 - [3]	--	2.10	--	3.39	--
10	A2-M2 - [3]	--	1.79	--	1.69	--
11	EQU - [3]	--	--	1.30	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	2.41
13	A1-M1 - [4]	--	1.80	--	3.48	--
14	A2-M2 - [4]	--	1.36	--	1.30	--
15	EQU - [4]	--	--	1.73	--	--
16	STAB - [4]	--	--	--	--	1.58
17	A1-M1 - [5]	--	99.99	--	3.15	--
18	A2-M2 - [5]	--	99.99	--	1.99	--
19	EQU - [5]	--	--	16.59	--	--
20	STAB - [5]	--	--	--	--	2.41
21	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	4.47	--	15.39	--
22	A1-M1 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	4.45	--	15.67	--
23	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	2.86	--	5.52	--
24	A2-M2 - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	2.87	--	5.42	--
25	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	8.55	--	--
26	EQU - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	9.11	--	--
27	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.28
28	STAB - [6]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.28
29	SLEQ - [1]	--	99.99	--	4.61	--
30	SLEF - [1]	--	99.99	--	6.31	--
31	SLEF - [1]	--	99.99	--	4.92	--
32	SLER - [1]	--	2.57	--	7.47	--
33	SLER - [1]	--	2.38	--	6.09	--

9.9 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso
Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.69 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.89$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.95$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.34 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.94$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.47$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Peso muro	32.9146 [kN]
Baricentro del muro	X=-0.20 Y=-0.96

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0.70	Y = -1.57
Punto superiore superficie di spinta	X = 0.70	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	1.57 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

9.10 Combinazione n°11

Valore della spinta statica	8.3059	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	7.8516	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	2.7095	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.70	[m]	Y = -1.05	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	14.7420	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.35	[m]	Y = -0.58	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	7.20	[kN]		
-------------------	------	------	--	--

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	15.0516	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	47.0746	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	29.8130	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	38.7486	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	47.0746	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	15.0516	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.56	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	0.57	[m]		
Risultante in fondazione	49.4223	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.73	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	26.3704	[kNm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.30			
--	------	--	--	--

9.11 Combinazione n°14

Valore della spinta statica	20.0552	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	18.9581	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	6.5422	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.70	[m]	Y = -0.88	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	34.5800	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.35	[m]	Y = -0.58	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	6.24	[kN]		
-------------------	------	------	--	--

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	25.1981	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	74.0368	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	74.0368	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	25.1981	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.29	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1.38	[m]		
Risultante in fondazione	78.2073	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.80	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	21.5372	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	96.1015	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.38	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.10751	[N/mmq]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[N/mmq]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 28.42$	$N_q = 16.92$	$N_\gamma = 13.82$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.63$	$i_q = 0.63$	$i_\gamma = 0.13$
Fattori profondità	$d_c = 1.09$	$d_q = 1.05$	$d_\gamma = 1.05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 19.41$	$N'_q = 11.07$	$N'_\gamma = 1.85$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.36
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.30

9.12 Stabilità globale muro - terreno

Combinazione n° 16

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.76 Y[m]= 0.91

Raggio del cerchio R[m]= 2.88

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2.76

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1.98

Larghezza della striscia dx[m]= 0.19

Coefficiente di sicurezza C= 1.58

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

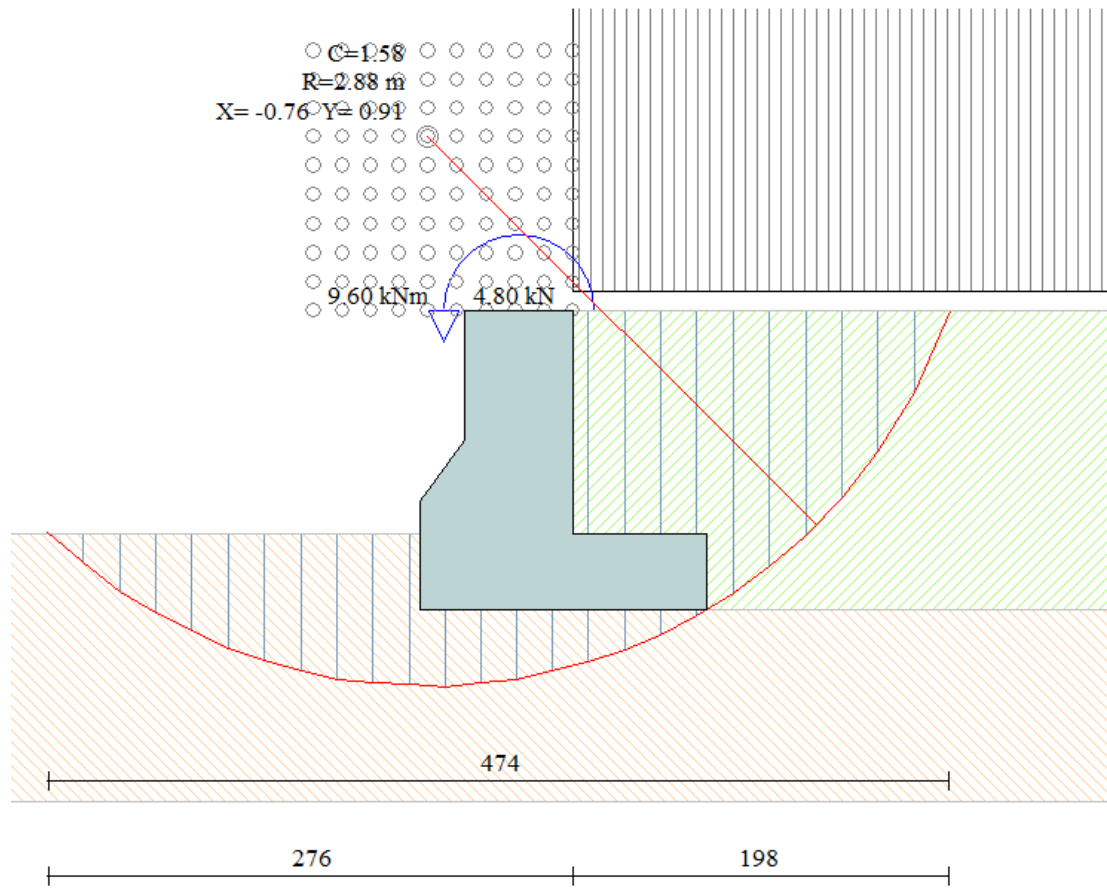
Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b/\cos \alpha$	ϕ	c	u
1	5.7352	66.11	5.2439	0.0046	29.26	0.000	0.000
2	7.1349	58.67	6.0947	0.0036	29.26	0.000	0.000
3	8.1833	51.97	6.4463	0.0030	29.26	0.000	0.000
4	9.0161	46.18	6.5055	0.0027	29.26	0.000	0.000
5	9.7015	40.96	6.3591	0.0025	29.26	0.000	0.000
6	10.2748	36.12	6.0566	0.0023	29.26	0.000	0.000
7	10.8425	31.57	5.6758	0.0022	29.26	0.000	0.000
8	11.4825	27.23	5.2535	0.0021	29.26	0.000	0.000
9	11.7935	23.05	4.6181	0.0020	29.26	0.000	0.000
10	12.0477	19.00	3.9233	0.0020	29.26	0.000	0.000
11	10.1013	15.05	2.6235	0.0019	29.26	0.000	0.000
12	8.5585	11.17	1.6586	0.0019	29.26	0.000	0.000
13	8.6717	7.35	1.1090	0.0019	29.26	0.000	0.000
14	6.8123	3.55	0.4221	0.0019	29.26	0.000	0.000
15	3.9493	-0.23	-0.0156	0.0019	29.26	0.000	0.000
16	2.8385	-4.01	-0.1983	0.0019	29.26	0.000	0.000
17	2.7717	-7.80	-0.3763	0.0019	29.26	0.000	0.000
18	2.6609	-11.64	-0.5367	0.0019	29.26	0.000	0.000
19	2.5047	-15.52	-0.6703	0.0019	29.26	0.000	0.000
20	2.3007	-19.48	-0.7674	0.0020	29.26	0.000	0.000
21	2.0457	-23.55	-0.8172	0.0020	29.26	0.000	0.000
22	1.7352	-27.74	-0.8076	0.0021	29.26	0.000	0.000
23	1.3455	-32.10	-0.7150	0.0022	29.26	0.000	0.000
24	0.8534	-36.68	-0.5098	0.0023	29.26	0.000	0.000
25	0.2680	-41.56	-0.1778	0.0025	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 153.6294$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 56.3979$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 86.0580$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.42$



Cerchio critico CS = 1.58

9.13 Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.11	1.5527	1.5527	0.0013	15.2429	0.0358	7.9839
2	0.28	3.8819	3.8819	0.0207	16.6806	0.2234	9.2951
3	0.44	6.2110	6.2110	0.0847	18.3503	0.5720	10.7684
4	0.56	7.8258	7.8258	0.1695	19.6584	-19.4300	11.8850
5	0.68	9.5028	9.5028	-0.9798	21.1583	-16.9916	13.1271
6	0.87	12.5083	12.5083	-4.3418	23.1329	-13.3561	15.2891
7	1.00	14.8701	14.8701	-6.4505	24.5519	-11.1145	16.8499
8	1.17	18.2044	18.2044	-8.0858	27.6028	-8.5745	19.0706

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.11	1.5527	1.5527	0.1033	10.1551	1.8489	5.2017
2	0.28	3.8819	3.8819	0.6346	11.0792	4.2999	5.9082
3	0.44	6.2110	6.2110	1.5963	12.1315	5.3181	7.8505
4	0.56	7.8258	7.8258	1.0031	12.9472	-17.2802	7.3888
5	0.68	9.5028	9.5028	-0.8569	13.8775	-15.9476	8.1268
6	0.87	12.5083	12.5083	-4.1845	14.8115	-13.9007	9.4418
7	1.00	14.8701	14.8701	-6.2830	15.4444	-12.5945	10.4104
8	1.17	18.2044	18.2044	-7.9280	17.3313	-10.9316	11.8105

9.14 Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.14	-0.6873	0.3298	-9.7638	4.5616
3	0.28	-2.6739	1.2352	-18.3575	8.2215
4	0.42	-5.7548	2.5898	-25.3951	10.9797
5	0.56	-9.7119	4.2674	-30.8768	12.8361
6	0.70	-14.3276	6.1418	-34.8024	13.7908

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.14	-0.4168	0.3437	-5.7805	4.7221
3	0.28	-1.5700	1.2698	-10.5218	8.3213
4	0.42	-3.3144	2.6212	-14.2237	10.9426
5	0.56	-5.5042	4.2533	-16.8865	12.7893
6	0.70	-7.9941	6.1206	-18.5099	13.7357

9.15 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mm ²]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mm ²]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.11	100, 57	10.05	10.05	20.87	-6.15	13.44	192.06	--	--
2	0.28	100, 57	10.05	10.05	49.25	-38.26	12.69	192.39	--	--
3	0.44	100, 57	10.05	10.05	73.59	-97.06	11.85	192.71	--	--
4	0.56	100, 57	10.05	10.05	87.91	-152.76	11.23	192.94	--	--
5	0.68	100, 57	10.05	10.05	100.52	-222.78	10.58	193.17	--	--
6	0.87	100, 71	10.05	10.05	163.32	-20.41	13.06	228.39	--	--
7	1.00	100, 80	10.05	10.05	220.92	134.05	14.86	251.74	--	--
8	1.17	100, 80	10.05	10.05	246.28	-32.27	13.53	252.21	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.11	100, 57	10.05	10.05	0.336	0.012	19.696	-3.176
2	0.28	100, 57	10.05	10.05	0.369	0.013	20.461	-3.578
3	0.44	100, 57	10.05	10.05	0.406	0.017	21.491	-4.012
4	0.56	100, 57	10.05	10.05	0.435	-0.038	22.383	-4.337
5	0.68	100, 57	10.05	10.05	0.466	-0.035	23.478	-4.697
6	0.87	100, 71	10.05	10.05	0.348	-0.025	17.725	-3.850
7	1.00	100, 80	10.05	10.05	0.296	-0.019	14.625	-3.430
8	1.17	100, 80	10.05	10.05	0.331	0.018	15.753	-3.875

9.16 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mm ²]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mm ²]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 40	10.05	10.05	0.00	0.00	1000.00	146.50	--	--

2	0.14	100, 40	10.05	10.05	0.00	-134.23	195.31	146.50	--	--
3	0.28	100, 40	10.05	10.05	0.00	-134.23	50.20	146.50	--	--
4	0.42	100, 40	10.05	10.05	0.00	-134.23	23.33	146.50	--	--
5	0.56	100, 40	10.05	10.05	0.00	-134.23	13.82	146.50	--	--
6	0.70	100, 40	10.05	10.05	0.00	-134.23	9.37	146.50	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
7	0.00	100, 40	10.05	10.05	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.14	100, 40	10.05	10.05	0.025	-0.019	1.035	1.256
9	0.28	100, 40	10.05	10.05	0.096	-0.034	3.826	4.730
10	0.42	100, 40	10.05	10.05	0.202	-0.046	7.897	9.985
11	0.56	100, 40	10.05	10.05	0.335	-0.055	12.814	16.583
12	0.70	100, 40	10.05	10.05	0.487	-0.060	18.440	24.084

9.17 Verifiche a fessurazione

Combinazione n° 29

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
M _{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ε _m	deformazione media espressa in [%]
S _m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	10.05	-82.76	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.06	10.05	10.05	-82.76	-0.03	0.0000	0.00	0.000
3	0.11	10.05	10.05	-82.76	-0.10	0.0000	0.00	0.000
4	0.17	10.05	10.05	-82.76	-0.23	0.0000	0.00	0.000
5	0.22	10.05	10.05	-82.76	-0.41	0.0000	0.00	0.000
6	0.28	10.05	10.05	-82.76	-0.63	0.0000	0.00	0.000
7	0.33	10.05	10.05	-82.76	-0.91	0.0000	0.00	0.000
8	0.39	10.05	10.05	-82.76	-1.23	0.0000	0.00	0.000
9	0.44	10.05	10.05	-82.76	-1.60	0.0000	0.00	0.000
10	0.50	10.05	10.05	-82.76	-2.01	0.0000	0.00	0.000
11	0.50	10.05	10.05	-82.76	-2.01	0.0000	0.00	0.000
12	0.56	10.05	10.05	-82.76	-1.00	0.0000	0.00	0.000
13	0.62	10.05	10.05	-82.76	-0.05	0.0000	0.00	0.000
14	0.68	10.05	10.05	82.76	0.86	0.0000	0.00	0.000
15	0.68	10.05	10.05	82.76	0.86	0.0000	0.00	0.000
16	0.74	10.05	10.05	96.15	2.00	0.0000	0.00	0.000
17	0.81	10.05	10.05	110.53	3.10	0.0000	0.00	0.000
18	0.87	10.05	10.05	125.88	4.18	0.0000	0.00	0.000
19	0.94	10.05	10.05	142.22	5.24	0.0000	0.00	0.000
20	1.00	10.05	20.11	167.37	6.27	0.0000	0.00	0.000
21	1.00	10.05	10.05	160.22	6.28	0.0000	0.00	0.000
22	1.06	10.05	10.05	160.22	6.87	0.0000	0.00	0.000
23	1.11	10.05	10.05	160.22	7.42	0.0000	0.00	0.000
24	1.17	10.05	10.05	160.22	7.93	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	10.05	41.54	6.12	0.0000	0.00	0.000

2	0.07	10.05	10.05	41.54	5.17	0.0000	0.00	0.000
3	0.14	10.05	10.05	41.54	4.25	0.0000	0.00	0.000
4	0.21	10.05	10.05	41.54	3.39	0.0000	0.00	0.000
5	0.28	10.05	10.05	41.54	2.58	0.0000	0.00	0.000
6	0.35	10.05	10.05	41.54	1.86	0.0000	0.00	0.000
7	0.42	10.05	10.05	41.54	1.23	0.0000	0.00	0.000
8	0.49	10.05	10.05	41.54	0.72	0.0000	0.00	0.000
9	0.56	10.05	10.05	41.54	0.33	0.0000	0.00	0.000
10	0.63	10.05	10.05	41.54	0.08	0.0000	0.00	0.000
11	0.70	10.05	10.05	-41.54	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n°30
Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	10.05	-82.76	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.06	10.05	10.05	-82.76	-0.03	0.0000	0.00	0.000
3	0.11	10.05	10.05	-82.76	-0.11	0.0000	0.00	0.000
4	0.17	10.05	10.05	-82.76	-0.26	0.0000	0.00	0.000
5	0.22	10.05	10.05	-82.76	-0.45	0.0000	0.00	0.000
6	0.28	10.05	10.05	-82.76	-0.70	0.0000	0.00	0.000
7	0.33	10.05	10.05	-82.76	-1.01	0.0000	0.00	0.000
8	0.39	10.05	10.05	-82.76	-1.36	0.0000	0.00	0.000
9	0.44	10.05	10.05	-82.76	-1.78	0.0000	0.00	0.000
10	0.50	10.05	10.05	-82.76	-2.24	0.0000	0.00	0.000
11	0.50	10.05	10.05	-82.76	-2.24	0.0000	0.00	0.000
12	0.56	10.05	10.05	-82.76	-1.29	0.0000	0.00	0.000
13	0.62	10.05	10.05	-82.76	-0.41	0.0000	0.00	0.000
14	0.68	10.05	10.05	82.76	0.42	0.0000	0.00	0.000
15	0.68	10.05	10.05	82.76	0.42	0.0000	0.00	0.000
16	0.74	10.05	10.05	96.15	1.47	0.0000	0.00	0.000
17	0.81	10.05	10.05	110.53	2.48	0.0000	0.00	0.000
18	0.87	10.05	10.05	125.88	3.44	0.0000	0.00	0.000
19	0.94	10.05	10.05	142.22	4.38	0.0000	0.00	0.000
20	1.00	10.05	20.11	167.37	5.27	0.0000	0.00	0.000
21	1.00	10.05	10.05	160.22	5.29	0.0000	0.00	0.000
22	1.06	10.05	10.05	160.22	5.75	0.0000	0.00	0.000
23	1.11	10.05	10.05	160.22	6.16	0.0000	0.00	0.000
24	1.17	10.05	10.05	160.22	6.53	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	10.05	41.54	5.97	0.0000	0.00	0.000
2	0.07	10.05	10.05	41.54	5.10	0.0000	0.00	0.000
3	0.14	10.05	10.05	41.54	4.24	0.0000	0.00	0.000
4	0.21	10.05	10.05	41.54	3.41	0.0000	0.00	0.000
5	0.28	10.05	10.05	41.54	2.62	0.0000	0.00	0.000
6	0.35	10.05	10.05	41.54	1.90	0.0000	0.00	0.000
7	0.42	10.05	10.05	41.54	1.27	0.0000	0.00	0.000
8	0.49	10.05	10.05	41.54	0.74	0.0000	0.00	0.000
9	0.56	10.05	10.05	41.54	0.34	0.0000	0.00	0.000
10	0.63	10.05	10.05	41.54	0.09	0.0000	0.00	0.000
11	0.70	10.05	10.05	-41.54	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n°31
Verifica fessurazione paramento

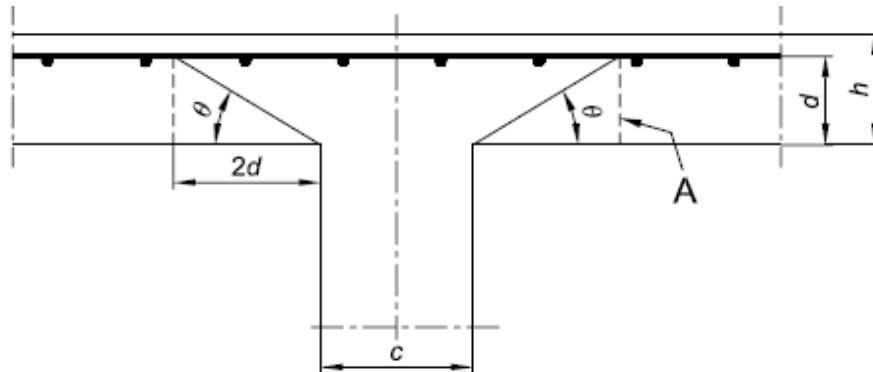
N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	10.05	-82.76	-1.92	0.0000	0.00	0.000
2	0.06	10.05	10.05	-82.76	-1.99	0.0000	0.00	0.000
3	0.11	10.05	10.05	-82.76	-2.11	0.0000	0.00	0.000
4	0.17	10.05	10.05	-82.76	-2.26	0.0000	0.00	0.000
5	0.22	10.05	10.05	-82.76	-2.45	0.0000	0.00	0.000
6	0.28	10.05	10.05	-82.76	-2.67	0.0000	0.00	0.000
7	0.33	10.05	10.05	-82.76	-2.94	0.0000	0.00	0.000
8	0.39	10.05	10.05	-82.76	-3.24	0.0000	0.00	0.000
9	0.44	10.05	10.05	-82.76	-3.58	0.0000	0.00	0.000
10	0.50	10.05	10.05	-82.76	-3.95	0.0000	0.00	0.000
11	0.50	10.05	10.05	-82.76	-3.95	0.0000	0.00	0.000
12	0.56	10.05	10.05	-82.76	-2.89	0.0000	0.00	0.000
13	0.62	10.05	10.05	-82.76	-1.88	0.0000	0.00	0.000
14	0.68	10.05	10.05	-82.76	-0.90	0.0000	0.00	0.000
15	0.68	10.05	10.05	-82.76	-0.90	0.0000	0.00	0.000
16	0.74	10.05	10.05	96.15	0.33	0.0000	0.00	0.000
17	0.81	10.05	10.05	110.53	1.53	0.0000	0.00	0.000
18	0.87	10.05	10.05	125.88	2.71	0.0000	0.00	0.000
19	0.94	10.05	10.05	142.22	3.88	0.0000	0.00	0.000
20	1.00	10.05	20.11	167.37	5.03	0.0000	0.00	0.000
21	1.00	10.05	10.05	160.22	5.05	0.0000	0.00	0.000
22	1.06	10.05	10.05	160.22	5.74	0.0000	0.00	0.000
23	1.11	10.05	10.05	160.22	6.41	0.0000	0.00	0.000
24	1.17	10.05	10.05	160.22	7.05	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	10.05	41.54	6.12	0.0000	0.00	0.000
2	0.07	10.05	10.05	41.54	5.17	0.0000	0.00	0.000
3	0.14	10.05	10.05	41.54	4.25	0.0000	0.00	0.000
4	0.21	10.05	10.05	41.54	3.39	0.0000	0.00	0.000
5	0.28	10.05	10.05	41.54	2.58	0.0000	0.00	0.000
6	0.35	10.05	10.05	41.54	1.86	0.0000	0.00	0.000
7	0.42	10.05	10.05	41.54	1.23	0.0000	0.00	0.000
8	0.49	10.05	10.05	41.54	0.72	0.0000	0.00	0.000
9	0.56	10.05	10.05	41.54	0.33	0.0000	0.00	0.000
10	0.63	10.05	10.05	41.54	0.08	0.0000	0.00	0.000
11	0.70	10.05	10.05	-41.54	0.00	0.0000	0.00	0.000

9.18 Verifica a punzonamento

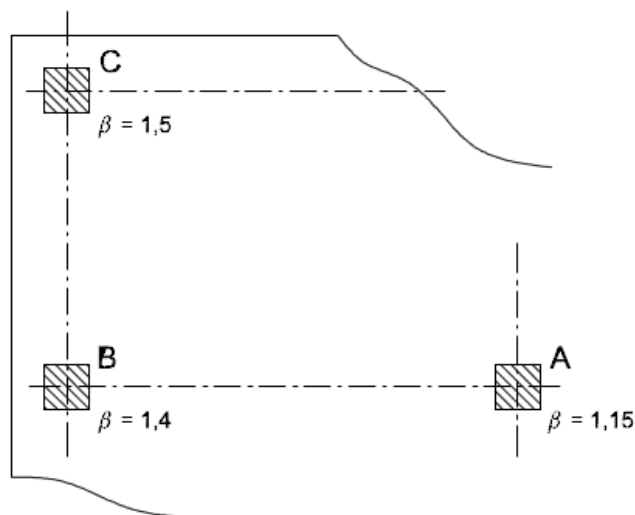
La verifica a punzonamento viene effettuata secondo quanto prescritto dall'Eurocodice UNI EN 1992-1-1 del 2005 (§6.4 e successivi).



Modello di verifica al punzonamento

Generalmente il perimetro di verifica di base u_1 è collocato ad una distanza $2.0 \cdot d$ dall'area caricata. Nel caso in esame, a favore di sicurezza, si assume una diffusione a 45° a partire da un'area di impatto di 150×25 cm.

Perimetro di verifica	$u_1 = 638$ cm
Carico di progetto	$P = V_{ED} = 500$ kN
Altezza utile sezione	$d = 36$ cm
Armatura presente	$\Phi 16/20 - \Phi 12/20$



Valori di β raccomandati:

Nel caso in oggetto, a favore di sicurezza, si utilizza $\beta = 1.5$.

La tensione di progetto viene valutata nel modo seguente:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 1.5 \cdot \frac{500000}{6380 \cdot 360} = 0.33 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di progetto a punzonamento:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} = 0.12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.0028 \cdot 33.2)^{1/3} = 0.40 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{min} = 0.035 \cdot k \cdot f_{ck}^{3/2} = 0.47 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = \max\{V_{Rd,c}; V_{min}\} = 0.47 \text{ N/mm}^2$$

dove:

f_{ck} resistenza caratteristica a compressione, espressa in N/mm^2 ;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ } d \text{ in mm}$$

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02$ rapporto di armatura longitudinale;

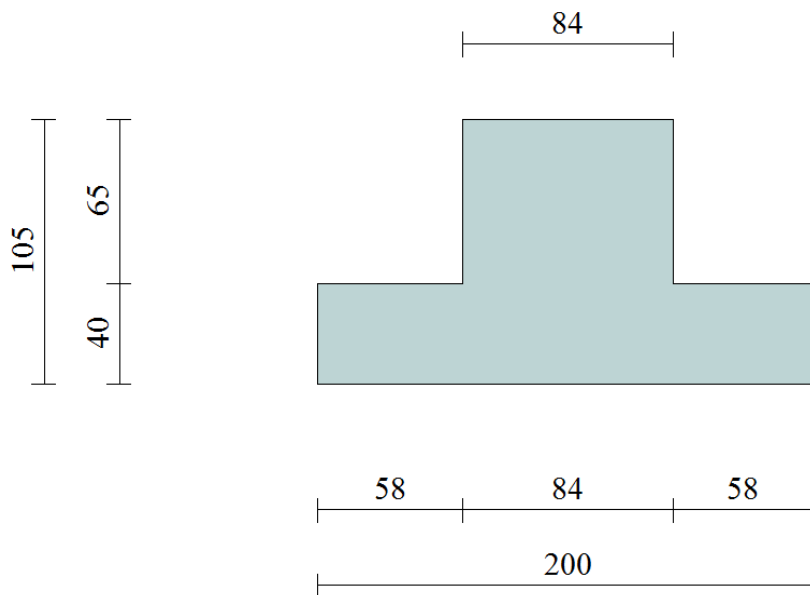
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$ valore raccomandato.

$$V_{Ed} = 0.33 < 0.47 = V_{Rd}$$

10 VERIFICA CORDOLO SPARTITRAFFICO

10.1 Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	0.65 [m]
Spessore in sommità	0.84 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.84 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.58 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.58 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.40 [m]
Spessore magrone	0.00 [m]



Geometria opera

10.2 Geometria profilo terreno

A monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

A valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.32 [m]

10.3 Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [N/mm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	20.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
Strato 1	18.00	18.00	35.00	30.00	0.0000	0.0000

10.4 Stratigrafia

Terreno spingente: Rilevato
Terreno di fondazione: Fondazione

10.5 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n°1 (ACC)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=5.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

Condizione n°2 (URTO)

C	Paramento	$X=-0.42$	$Y=0.00$	$F_x=22.2200$	$F_y=0.0000$	$M=22.2200$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

10.6 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n°1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n°4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°6 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°7 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
ACC	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n°8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
ACC	SFAV	1.50	0.77	1.16
URTO	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°10 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	0.77	1.00
URTO	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
ACC	SFAV	1.50	0.77	1.16
URTO	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n°12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.30	0.77	1.00
URTO	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°15 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°16 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°17 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°18 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°19 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°20 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°21 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°22 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n°23 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
ACC	SFAV	1.00	1.00	1.00

10.7 Impostazioni di analisi

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
	Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU):	1.00
Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE):	1.00

Impostazioni avanzate

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni.
Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni.
Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00.

10.8 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	10.80	--	40.16	--
2	A2-M2 - [1]	--	8.64	--	16.95	--
3	EQU - [1]	--	--	36.29	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	7.35
5	A1-M1 - [2]	--	4.53	--	18.16	--
6	A2-M2 - [2]	--	3.23	--	7.64	--
7	EQU - [2]	--	--	13.40	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	2.44
9	A1-M1 - [3]	--	1.17	--	1.52	--
10	A2-M2 - [3]	--	1.08	--	1.49	--
11	EQU - [3]	--	--	1.32	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	2.75
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	10.14	--	40.68	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	10.13	--	39.96	--
15	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	6.65	--	15.95	--
16	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	6.66	--	16.23	--
17	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	24.58	--	--
18	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	31.09	--	--
19	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	6.34
20	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	6.32
21	SLEQ - [1]	--	13.97	--	42.24	--
22	SLEF - [1]	--	6.73	--	26.78	--
23	SLER - [1]	--	5.90	--	23.59	--

10.9 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
 Origine in testa al muro (spigolo di monte)
 Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
 Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso
 Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.69 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.89$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.95$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.34 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.94$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.47$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	50.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Peso muro	32.9999 [kN]
Baricentro del muro	X=-0.42 Y=-0.64

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0.58	Y = -1.05
Punto superiore superficie di spinta	X = 0.58	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	1.05 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

10.10 Stabilità globale muro - terreno

Combinazione n°8

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.53 Y[m]= 1.06

Raggio del cerchio R[m]= 2.38

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2.48

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1.61

Larghezza della striscia dx[m]= 0.16

Coefficiente di sicurezza C= 2.44

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

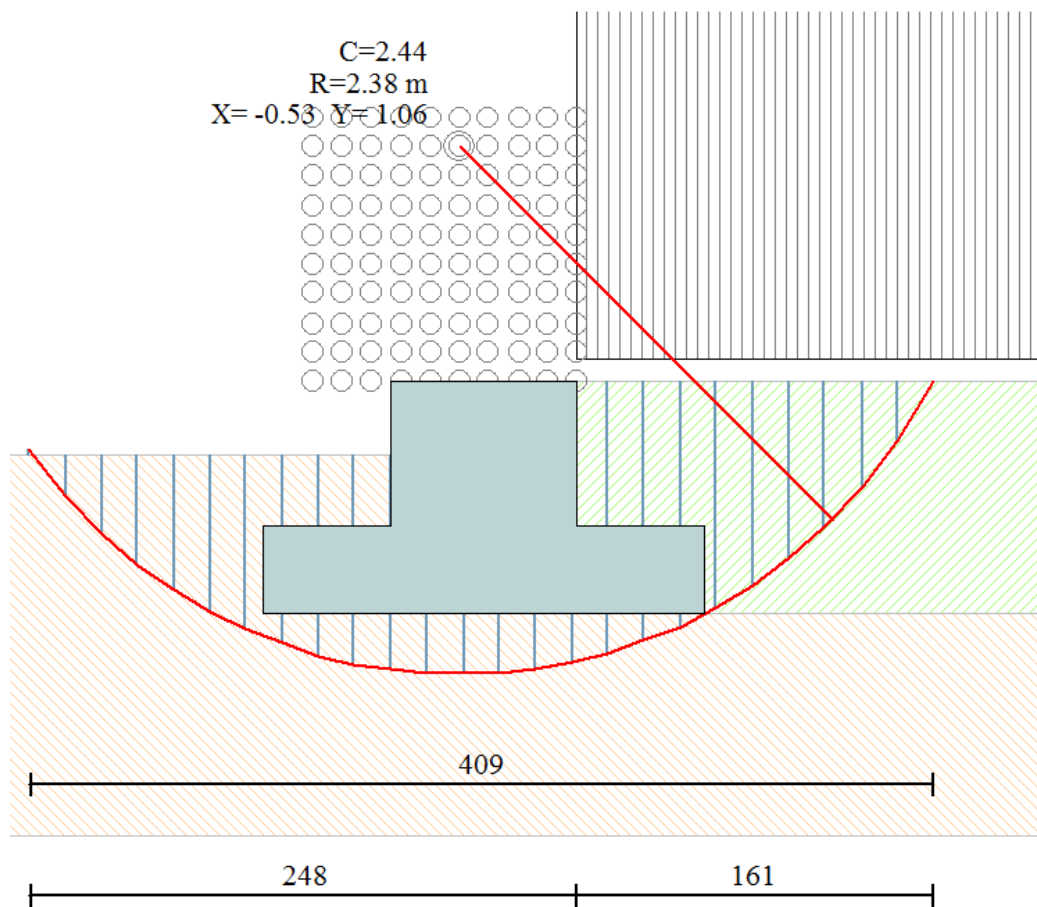
Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	4.6943	58.55	4.0047	0.0031	29.26	0.000	0.000
2	5.4868	52.90	4.3763	0.0027	29.26	0.000	0.000
3	6.1261	46.77	4.4632	0.0023	29.26	0.000	0.000
4	6.6464	41.27	4.3843	0.0021	29.26	0.000	0.000
5	7.0778	36.22	4.1817	0.0020	29.26	0.000	0.000
6	7.4380	31.47	3.8829	0.0019	29.26	0.000	0.000
7	7.9362	26.95	3.5973	0.0018	29.26	0.000	0.000
8	8.2630	22.61	3.1774	0.0017	29.26	0.000	0.000
9	8.4499	18.41	2.6685	0.0017	29.26	0.000	0.000
10	8.0689	14.30	1.9936	0.0017	29.26	0.000	0.000
11	4.9677	10.27	0.8860	0.0016	29.26	0.000	0.000
12	5.0431	6.29	0.5529	0.0016	29.26	0.000	0.000
13	5.0822	2.35	0.2080	0.0016	29.26	0.000	0.000
14	5.0856	-1.59	-0.1413	0.0016	29.26	0.000	0.000
15	5.0383	-5.54	-0.4862	0.0016	29.26	0.000	0.000
16	3.3927	-9.51	-0.5605	0.0016	29.26	0.000	0.000
17	3.2908	-13.53	-0.7698	0.0017	29.26	0.000	0.000
18	3.1509	-17.62	-0.9536	0.0017	29.26	0.000	0.000
19	2.8246	-21.80	-1.0490	0.0017	29.26	0.000	0.000
20	2.4432	-26.11	-1.0753	0.0018	29.26	0.000	0.000
21	2.1632	-30.59	-1.1009	0.0019	29.26	0.000	0.000
22	1.8152	-35.29	-1.0486	0.0020	29.26	0.000	0.000
23	1.3985	-40.28	-0.9041	0.0021	29.26	0.000	0.000
24	0.8971	-45.67	-0.6417	0.0023	29.26	0.000	0.000
25	0.2838	-51.66	-0.2226	0.0026	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 117.0644$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 29.4231$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 65.5755$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 1.07$



Cerchio critico CS = 2.44

10.11 Combinazione n°10

Valore della spinta statica	9.8167	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	9.2797	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3.2023	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.58	[m]	Y = -0.59	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	19.1516	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.29	[m]	Y = -0.33	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	22.22	[kN]
-------------------	-------	------

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	31.4997	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	58.6946	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6.7924	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	58.6946	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	31.4997	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.60	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.19	[m]
Risultante in fondazione	66.6129	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	28.22	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	35.4361	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	87.1835	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.19	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.09875	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 28.42$	$N_q = 16.92$	$N_\gamma = 13.82$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.47$	$i_q = 0.47$	$i_\gamma = 0.00$
Fattori profondità	$d_c = 1.12$	$d_q = 1.06$	$d_\gamma = 1.06$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 15.04$	$N'_q = 8.46$	$N'_\gamma = 0.02$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.08
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.49

10.12 Combinazione n°11

Valore della spinta statica	11.1451	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	10.5354	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3.6356	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.58	[m]	Y = -0.58	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.62	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	20.1840	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.29	[m]	Y = -0.33	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	24.44	[kN]
-------------------	-------	------

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	34.9774	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	56.5263	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-6.1132	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	55.0226	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	72.3578	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	56.5263	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	34.9774	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.69	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0.92	[m]
Risultante in fondazione	66.4728	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	31.75	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	39.1911	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.32
--	------

10.13 Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.07	1.3429	1.5327	-0.0670	30.7115	0.0122	29.2352
2	0.16	3.3730	3.8517	-0.1191	33.4860	0.0765	29.8054
3	0.26	5.4221	6.1946	-0.1082	36.3087	0.1958	30.4310
4	0.36	7.4902	8.5615	-0.0290	39.1851	0.3701	31.1121
5	0.46	9.5773	10.9523	-0.0178	42.1206	0.5995	31.8487
6	0.55	11.6834	13.3670	0.0027	45.1205	0.8840	32.6407
7	0.65	13.8085	15.8057	0.0438	48.1903	1.2235	33.4882

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.07	1.3427	1.4685	-0.0449	-0.0015	0.0095	0.3012
2	0.16	3.3721	3.6867	-0.0804	-0.0075	0.0593	0.7886
3	0.26	5.4200	5.9233	-0.0741	-0.0143	0.1517	1.3186
4	0.36	7.4862	8.1783	-0.0217	-0.0178	0.2868	1.8914
5	0.46	9.5708	10.4517	-0.0137	0.0809	0.4646	2.5068
6	0.55	11.6739	12.7435	0.0021	0.2378	0.6851	3.1649
7	0.65	13.7953	15.0537	0.0337	0.4533	0.9482	3.8656

10.14 Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.12	-0.0402	1.0060	-0.6426	16.7713
3	0.23	-0.1374	3.7578	-0.9837	30.0990
4	0.35	-0.2568	7.8558	-1.0234	39.9830
5	0.46	-0.3632	12.9007	-0.7616	46.4234
6	0.58	-0.4218	18.4929	-0.1984	49.4201

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.12	-0.0142	0.0156	-0.2074	0.2796
3	0.23	-0.0395	0.0673	-0.1931	0.6234
4	0.35	-0.0504	0.1627	0.0426	1.0314
5	0.46	-0.0211	0.3091	0.5000	1.5037
6	0.58	0.0742	0.5140	1.1789	2.0402

10.15 Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.12	-0.3351	0.0266	-5.7776	0.4498
3	0.23	-1.3404	0.1022	-11.5552	0.8427
4	0.35	-3.0159	0.2199	-17.3328	1.1785
5	0.46	-5.3616	0.3734	-23.1104	1.4573
6	0.58	-8.3775	0.5558	-28.8879	1.6791

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.12	0.0156	0.0286	0.2314	0.4831
3	0.23	0.0451	0.1096	0.2412	0.9019
4	0.35	0.0630	0.2354	0.0295	1.2565
5	0.46	0.0434	0.3986	-0.4038	1.5468
6	0.58	-0.0393	0.5918	-1.0587	1.7729

10.16 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mm ²]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mm ²]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.07	100, 84	13.85	13.85	20.64	8.57	13.86	259.57	--	--
2	0.16	100, 84	13.85	13.85	48.69	7.40	13.01	259.86	--	--
3	0.26	100, 84	13.85	13.85	73.72	-2.77	12.24	260.15	--	--
4	0.36	100, 84	13.85	13.85	96.12	-9.96	11.55	260.45	--	--
5	0.46	100, 84	13.85	13.85	116.23	-4.45	10.92	260.75	--	--
6	0.55	100, 84	13.85	13.85	134.31	-2.40	10.33	261.05	--	--
7	0.65	100, 84	13.85	13.85	150.58	-33.14	9.80	261.35	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.07	100, 84	13.85	13.85	0.002	0.000	-0.030	-0.023
2	0.16	100, 84	13.85	13.85	0.005	0.001	-0.071	-0.057
3	0.26	100, 84	13.85	13.85	0.007	0.002	-0.108	-0.093
4	0.36	100, 84	13.85	13.85	0.009	0.003	-0.141	-0.137
5	0.46	100, 84	13.85	13.85	0.012	0.004	-0.170	-0.186

6	0.55	100,84	13.85	13.85	0.016	0.005	-0.198	-0.241
7	0.65	100,84	13.85	13.85	0.021	0.006	-0.231	-0.303

10.17 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V _{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100,40	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00	146.50	--	--
2	0.12	100,40	7.70	7.70	0.00	103.84	103.21	146.50	--	--
3	0.23	100,40	7.70	7.70	0.00	103.84	27.63	146.50	--	--
4	0.35	100,40	7.70	7.70	0.00	103.84	13.22	146.50	--	--
5	0.46	100,40	7.70	7.70	0.00	103.84	8.05	146.50	--	--
6	0.58	100,40	7.70	7.70	0.00	103.84	5.61	146.50	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
7	0.00	100,40	7.70	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.12	100,40	7.70	7.70	0.001	0.001	0.061	0.055
9	0.23	100,40	7.70	7.70	0.005	0.002	0.263	0.154
10	0.35	100,40	7.70	7.70	0.011	0.003	0.635	0.197
11	0.46	100,40	7.70	7.70	0.021	0.005	1.206	-0.152
12	0.58	100,40	7.70	7.70	0.036	0.007	2.006	-0.252

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100,40	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00	146.50	--	--
2	0.12	100,40	7.70	7.70	0.00	103.84	309.86	146.50	--	--
3	0.23	100,40	7.70	7.70	0.00	103.84	77.47	146.50	--	--
4	0.35	100,40	7.70	7.70	0.00	103.84	34.43	146.50	--	--
5	0.46	100,40	7.70	7.70	0.00	103.84	19.37	146.50	--	--
6	0.58	100,40	7.70	7.70	0.00	-103.84	12.39	146.50	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
7	0.00	100,40	7.70	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.12	100,40	7.70	7.70	0.002	0.002	0.112	-0.014

9	0.23	100, 40	7.70	7.70	0.008	0.003	0.428	-0.054
10	0.35	100, 40	7.70	7.70	0.016	0.004	0.919	-0.116
11	0.46	100, 40	7.70	7.70	0.028	0.005	1.556	-0.196
12	0.58	100, 40	7.70	7.70	0.041	0.006	2.310	-0.290

10.18 Verifiche a fessurazione

Combinazione n°21

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
M_{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ϵ_m	deformazione media espressa in [%]
S_m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	S_m	w
1	0.00	13.85	13.85	-180.10	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.03	13.85	13.85	180.10	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	0.07	13.85	13.85	180.10	0.00	0.0000	0.00	0.000
4	0.10	13.85	13.85	180.10	0.00	0.0000	0.00	0.000
5	0.13	13.85	13.85	180.10	0.01	0.0000	0.00	0.000
6	0.16	13.85	13.85	180.10	0.01	0.0000	0.00	0.000
7	0.20	13.85	13.85	180.10	0.01	0.0000	0.00	0.000
8	0.23	13.85	13.85	180.10	0.01	0.0000	0.00	0.000
9	0.26	13.85	13.85	180.10	0.01	0.0000	0.00	0.000
10	0.29	13.85	13.85	180.10	0.02	0.0000	0.00	0.000
11	0.33	13.85	13.85	180.10	0.02	0.0000	0.00	0.000
12	0.36	13.85	13.85	180.10	0.02	0.0000	0.00	0.000
13	0.39	13.85	13.85	180.10	0.02	0.0000	0.00	0.000
14	0.42	13.85	13.85	180.10	0.02	0.0000	0.00	0.000
15	0.46	13.85	13.85	180.10	0.01	0.0000	0.00	0.000
16	0.49	13.85	13.85	180.10	0.01	0.0000	0.00	0.000
17	0.52	13.85	13.85	180.10	0.00	0.0000	0.00	0.000
18	0.55	13.85	13.85	-180.10	0.00	0.0000	0.00	0.000
19	0.58	13.85	13.85	-180.10	-0.01	0.0000	0.00	0.000
20	0.62	13.85	13.85	-180.10	-0.02	0.0000	0.00	0.000
21	0.65	13.85	13.85	-180.10	-0.03	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	S_m	w
1	-1.42	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.36	7.70	7.70	40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	-1.30	7.70	7.70	40.63	0.02	0.0000	0.00	0.000
4	-1.25	7.70	7.70	40.63	0.04	0.0000	0.00	0.000
5	-1.19	7.70	7.70	40.63	0.07	0.0000	0.00	0.000
6	-1.13	7.70	7.70	40.63	0.11	0.0000	0.00	0.000
7	-1.07	7.70	7.70	40.63	0.16	0.0000	0.00	0.000
8	-1.01	7.70	7.70	40.63	0.23	0.0000	0.00	0.000
9	-0.96	7.70	7.70	40.63	0.31	0.0000	0.00	0.000
10	-0.90	7.70	7.70	40.63	0.40	0.0000	0.00	0.000
11	-0.84	7.70	7.70	40.63	0.51	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	7.70	7.70	40.63	0.59	0.0000	0.00	0.000
13	0.06	7.70	7.70	40.63	0.49	0.0000	0.00	0.000
14	0.12	7.70	7.70	40.63	0.40	0.0000	0.00	0.000
15	0.17	7.70	7.70	40.63	0.31	0.0000	0.00	0.000
16	0.23	7.70	7.70	40.63	0.24	0.0000	0.00	0.000

17	0.29	7.70	7.70	40.63	0.17	0.0000	0.00	0.000
18	0.35	7.70	7.70	40.63	0.11	0.0000	0.00	0.000
19	0.41	7.70	7.70	40.63	0.06	0.0000	0.00	0.000
20	0.46	7.70	7.70	40.63	0.03	0.0000	0.00	0.000
21	0.52	7.70	7.70	40.63	0.01	0.0000	0.00	0.000
22	0.58	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n°22
Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	13.85	13.85	-180.10	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.03	13.85	13.85	180.10	0.02	0.0000	0.00	0.000
3	0.07	13.85	13.85	180.10	0.03	0.0000	0.00	0.000
4	0.10	13.85	13.85	180.10	0.05	0.0000	0.00	0.000
5	0.13	13.85	13.85	180.10	0.06	0.0000	0.00	0.000
6	0.16	13.85	13.85	180.10	0.06	0.0000	0.00	0.000
7	0.20	13.85	13.85	180.10	0.06	0.0000	0.00	0.000
8	0.23	13.85	13.85	180.10	0.06	0.0000	0.00	0.000
9	0.26	13.85	13.85	180.10	0.06	0.0000	0.00	0.000
10	0.29	13.85	13.85	180.10	0.05	0.0000	0.00	0.000
11	0.33	13.85	13.85	180.10	0.04	0.0000	0.00	0.000
12	0.36	13.85	13.85	180.10	0.02	0.0000	0.00	0.000
13	0.39	13.85	13.85	-180.10	0.00	0.0000	0.00	0.000
14	0.42	13.85	13.85	-180.10	-0.03	0.0000	0.00	0.000
15	0.46	13.85	13.85	-180.10	-0.06	0.0000	0.00	0.000
16	0.49	13.85	13.85	-180.10	-0.09	0.0000	0.00	0.000
17	0.52	13.85	13.85	-180.10	-0.13	0.0000	0.00	0.000
18	0.55	13.85	13.85	-180.10	-0.18	0.0000	0.00	0.000
19	0.58	13.85	13.85	-180.10	-0.23	0.0000	0.00	0.000
20	0.62	13.85	13.85	-180.10	-0.29	0.0000	0.00	0.000
21	0.65	13.85	13.85	-180.10	-0.35	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.42	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.36	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	-1.30	7.70	7.70	-40.63	-0.01	0.0000	0.00	0.000
4	-1.25	7.70	7.70	-40.63	-0.01	0.0000	0.00	0.000
5	-1.19	7.70	7.70	-40.63	-0.01	0.0000	0.00	0.000
6	-1.13	7.70	7.70	-40.63	-0.01	0.0000	0.00	0.000
7	-1.07	7.70	7.70	40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000
8	-1.01	7.70	7.70	40.63	0.03	0.0000	0.00	0.000
9	-0.96	7.70	7.70	40.63	0.06	0.0000	0.00	0.000
10	-0.90	7.70	7.70	40.63	0.11	0.0000	0.00	0.000
11	-0.84	7.70	7.70	40.63	0.18	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	7.70	7.70	40.63	0.12	0.0000	0.00	0.000
13	0.06	7.70	7.70	40.63	0.13	0.0000	0.00	0.000
14	0.12	7.70	7.70	40.63	0.13	0.0000	0.00	0.000
15	0.17	7.70	7.70	40.63	0.12	0.0000	0.00	0.000
16	0.23	7.70	7.70	40.63	0.11	0.0000	0.00	0.000
17	0.29	7.70	7.70	40.63	0.08	0.0000	0.00	0.000
18	0.35	7.70	7.70	40.63	0.06	0.0000	0.00	0.000
19	0.41	7.70	7.70	40.63	0.04	0.0000	0.00	0.000
20	0.46	7.70	7.70	40.63	0.02	0.0000	0.00	0.000
21	0.52	7.70	7.70	40.63	0.01	0.0000	0.00	0.000
22	0.58	7.70	7.70	-40.63	0.00	0.0000	0.00	0.000

11 VERIFICA BARRIERA

Ipotizzando la barriera incastrata alla base, all'estremità di essa agiscono l'azione di taglio T_{BF} e il momento flettente M_{BF} dovuti all'azione del vento. Per una barriera di altezza 4.00 m i cui montanti sono posti ad interasse di 2.00 m si ha quindi:

Stato limite di esercizio

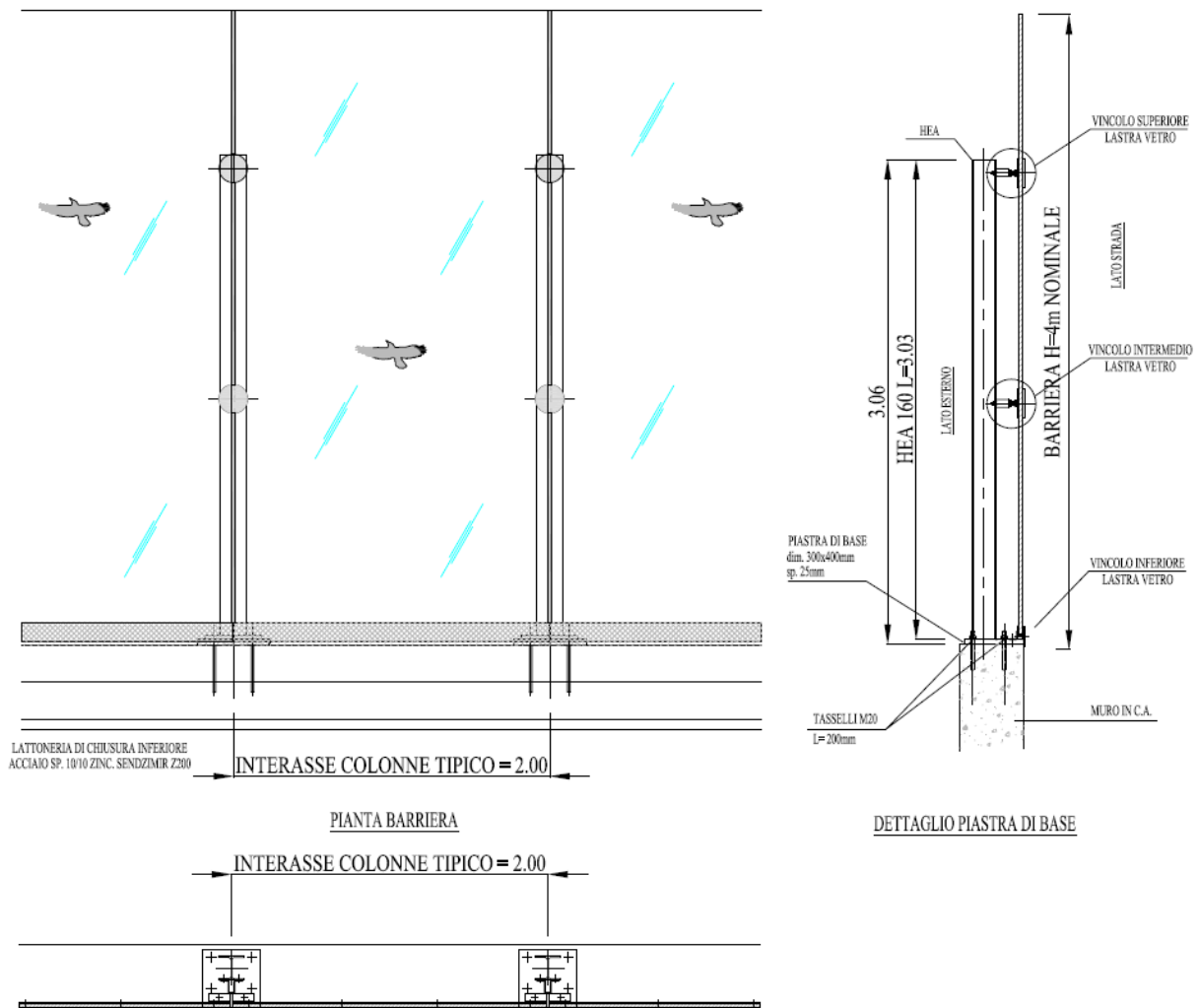
$$T_{BF} = 1.2 \cdot 4.00 \cdot 2.00 = 9.60 \text{ kN}$$

$$M_{BF} = 9.60 \cdot 2.00 = 19.20 \text{ kNm}$$

Stato limite di ultimo

$$T_{BF} = 1.5 \cdot 1.2 \cdot 4.00 \cdot 2.00 = 14.40 \text{ kN}$$

$$M_{BF} = 14.40 \cdot 2.00 = 28.80 \text{ kNm}$$



Geometria barriera

11.1 Verifiche di resistenza del montante

Flessione retta (SLU)

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Il montante della barriera è realizzato mediante un profili HEA160. Per una sezione di classe 1, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Nel caso in esame la verifica risulta soddisfatta. Infatti è:

$$M_{c,Rd} = \frac{245.1 \times 10^3 \times 355}{1.05} \times \frac{1}{1000^2} = 82.86 \text{ kNm} > M_{Ed} = 28.80 \text{ kNm}$$

Taglio (SLU)

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{dove la resistenza di calcolo a taglio } V_{c,Rd}, \text{ in assenza di torsione, vale:}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

L'area resistente a taglio A_v , per il profilo HEA160, nella direzione di vento è pari a 13.21 cm^2

Nel caso in esame la verifica risulta soddisfatta. Infatti è:

$$V_{c,Rd} = \frac{13.21 \times 10^2 \times 355}{\sqrt{3} \times 1.05} \times \frac{1}{1000} = 257.86 \text{ kN} > V_{Ed} = 14.40 \text{ kN}$$

Poiché il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione.

Verifica tensionale (SLE)

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

Il massimo sforzo $\sigma_{x,Ed}$ si ricava in base al momento flettente M_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}} = \frac{19.20 \times 10^6}{220100} = 87.23 \text{ N/mm}^2$$

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio T_{BF} :

$$\tau_{Ed} = 1.5 \cdot \frac{T_{BF}}{A_v} = 1.5 \times \frac{9.60 \times 10^3}{13.21 \cdot 10^2} = 10.90 \text{ N/mm}^2$$

Si ottiene pertanto:

$$\sigma_{id} = \sqrt{87.23^2 + 3 \times 10.90^2} = 89.25 \text{ N/mm}^2 < \frac{355}{1.05} = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

11.2 Verifica di deformazione del montante

Occorre verificare che la deformazione in sommità del montante risulti inferiore al seguente valore ammissibile:

$$\Delta_{amm} = \frac{H}{150} = \frac{4000}{150} = 26.7 \text{ mm}$$

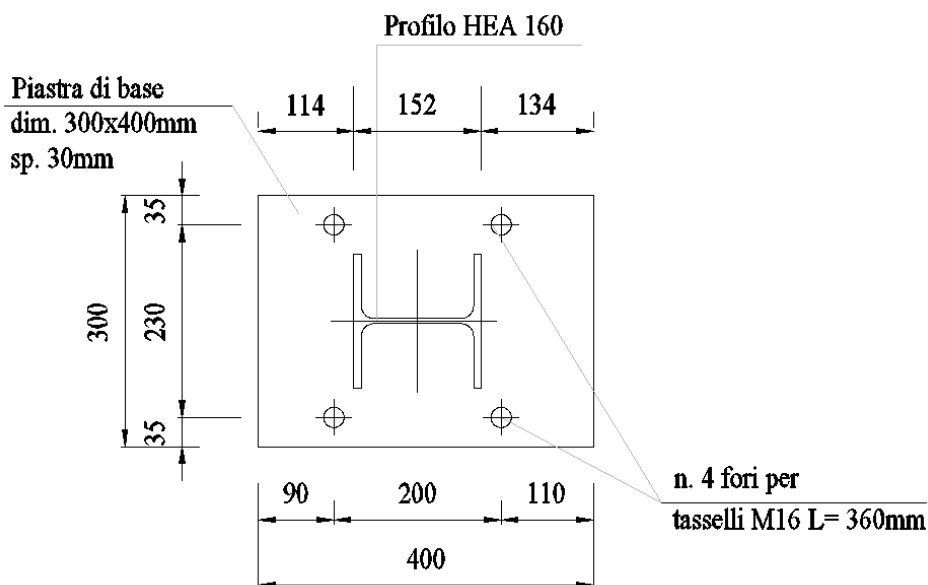
Lo spostamento alla sommità del montante risulta:

$$\Delta_{max} = \frac{p_{n,vento} \cdot i \cdot H^4}{8 \cdot E \cdot J_x} = \frac{1.2 \times 2.0 \times 4.0^4}{8 \times 210 \cdot 10^6 \times 1673 \times 10^{-8}} \times 1000 = 21.86 \text{ mm} < \Delta_{amm}$$

La verifica di deformazione risulta pertanto soddisfatta.

11.3 Verifica piastra di base

L'ancoraggio della barriera è realizzato mediante una piastra di dimensioni 300x400x30 mm e 4 tasselli M16 in acciaio ad alta resistenza classe 8.8 (area resistente del singolo tassello pari a 157 mm²), le sollecitazioni sulla piastra di base risultano calcolate secondo le espressioni seguenti.



Geometria ancoraggio

- Posizione asse neutro:
$$x = \frac{nA_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_s}} \right)$$
- Massimo sforzo di compressione:
$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot b \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)}$$
- Massimo sforzo di trazione:
$$\sigma_s = n\sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$
- Momenti sulla piastra:
$$M_{a-a} = \sigma_c b \frac{x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$M_{b-b} = \sigma_s A_s \cdot d''$$

Sollecitazioni di progetto	
M =	28.80 KNm
V =	14.40 KN
T =	0.00 KNm
n =	6.00 -

Geometrie			
h =	400 mm	d =	290 mm
b =	300 mm	d' =	90 mm
a =	200 mm	d'' =	110 mm
h _M =	152 mm	x =	54 mm
A _{RES,b} =	157 mm ²	s =	30 mm
n _{b tesi} =	2	i =	200 mm
n _{file bulloni} =	1	m =	230 mm

Sollecitazioni		
Massima compressione cls	$\sigma_c =$	12.98 N/mm ²
Massima trazione tassello	$\sigma_s =$	337.34 N/mm ²
Forze singolo bullone	N _b =	52.96 kN
Sollecitazioni piastra base	M _{a-a} =	11.21 kNm
Sollecitazioni piastra base	M _{b-b} =	1.48 kNm

Verifiche Piastra	
$\sigma_{p,plastico} =$	166.15 N/mm ²

Pertanto, utilizzando una piastra di spessore (s) pari a 30 mm le verifiche risultano soddisfatte.
 Si fa notare che anche la compressione massima nel cls risulta compatibile con i valori da normativa.

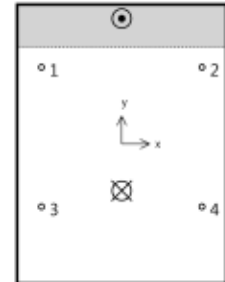
11.4 Verifica tasselli

I tasselli chimici sono stati verificati con il software FIXPERIENCE. Nelle seguenti immagini si riportano i risultati delle verifiche.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	6.69	3.60	0.00	3.60
2	6.69	3.60	0.00	3.60
3	51.81	3.60	0.00	3.60
4	51.81	3.60	0.00	3.60

Forza: Trazione Compressione



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0.41 ‰
 max. tensione di compressione del calcestruzzo : 12.9 N/mm²
 Forza risultante di trazione : 116.61 kN , Coordinate x/y (0 / -67)
 Forza risultante di compressione : 116.61 kN , Coordinate x/y (0 / 180)

Resistenza di progetto a trazione

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	51.81	84.00	61.4
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	116.61	155.83	74.8
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	116.61	118.53	98.4
Fessurazione	116.61	173.32	67.3

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,s}$ %
126.00	1.50	84.00	51.61	81.4

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{rc,Np}$$

$$N_{Rk,p} = 198.11kN \cdot \frac{339170mm^2}{190969mm^2} \cdot 0.824 \cdot 1.091 \cdot 0.739 \cdot 1.000 = 233.74kN$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 16mm \cdot 276mm \cdot 14.3N/mm^2 = 198.11kN$$

$$s_{cr,Np} = \min\left(20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5}\right)^{0.5}; 3 \cdot h_{ef}\right)$$

$$s_{cr,Np} = \min\left(20 \cdot 16mm \cdot \left(\frac{14.0N/mm^2}{7.5}\right)^{0.5}; 3 \cdot 276mm\right) = 437mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{437mm}{2} = 219mm$$

$$\Psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{90mm}{219mm} = 0.824 \leq 1$$

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) = 1.305 - \sqrt{\frac{215mm}{437mm}} \cdot (1.305 - 1) = 1.091 \geq 1$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}}\right)^{1.5}$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{4} - (\sqrt{4} - 1) \cdot \left(\frac{16mm \cdot 14.3N/mm^2}{3.2 \cdot \sqrt{276mm} \cdot 30.0N/mm^2}\right)^{1.5} = 1.305 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_n}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1.000 \cdot 0.739 = 0.739 \leq 1$$

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{437mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 77mm}{437mm}} = 0.739 \leq 1$$

$$\Psi_{rc,Np} = 1.000$$

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,p}$ %
233.74	1.50	155.83	116.61	74.8

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo



$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (\mathbf{NRd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

$$N_{Rk,c} = 253.66kN \cdot \frac{744832mm^2}{685584mm^2} \cdot 0.765 \cdot 1.000 \cdot 0.843 = 177.79kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 10.1 \cdot \sqrt{30.0N/mm^2} \cdot (276mm)^{1.5} = 253.66kN$$

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{90mm}{414mm} = 0.765 \leq 1$$

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 0.843 = 0.843 \leq 1$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{828mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 77mm}{828mm}} = 0.843 \leq 1$$

NRk,c kN	γMc	NRd,c kN	NSd kN	βN,c %
177.79	1.50	118.53	116.61	98.4

Fessurazione dovuta al carico



$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}} \quad (\mathbf{NRd,sp})$$

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp}$$

$$N_{Rk,sp} = 253.66kN \cdot \frac{639284mm^2}{546417mm^2} \cdot 0.773 \cdot 1.000 \cdot 0.827 \cdot 1.369 = 259.98kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 10.1 \cdot \sqrt{30.0N/mm^2} \cdot (276mm)^{1.5} = 253.66kN$$

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{90mm}{370mm} = 0.773 \leq 1$$

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,sp}}} = \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 0.827 = 0.827 \leq 1$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{739mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 77mm}{739mm}} = 0.827 \leq 1$$

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3} = \left(\frac{500mm}{312mm}\right)^{2/3} = 1.369 \geq 1$$

$N_{Rk,sp}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,sp}$ kN	N_{sd} kN	$\beta_{N,sp}$ %
259.98	1.50	173.32	118.61	67.3

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	3.60	50.40	7.1
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	14.40	281.17	5.1
Rottura del bordo di calcestruzzo	7.20	33.52	21.5

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{sd} kN	β_{Vs} %
63.00	1.25	50.40	3.60	7.1

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 210.88 \text{ kN} = 421.75 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

$$N_{Rk,c} = 253.66 \text{ kN} \cdot \frac{744832 \text{ mm}^2}{685584 \text{ mm}^2} \cdot 0.765 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 210.88 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 10.1 \cdot \sqrt{30.0 \text{ N/mm}^2} \cdot (276 \text{ mm})^{1.5} = 253.66 \text{ kN}$$

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{90 \text{ mm}}{414 \text{ mm}} = 0.765 \leq 1$$

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_u}{8e_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{sd} kN	$\beta_{V,cp}$ %
421.75	1.50	281.17	14.40	5.1

Rottura del bordo di calcestruzzo



$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,c})$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V}$$

$$V_{Rk,c} = 27.15kN \cdot \frac{67500mm^2}{36450mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 50.28kN$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1.5}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 2.4 \cdot (16mm)^{0.175} \cdot (276mm)^{0.071} \cdot \sqrt{30.0N/mm^2} \cdot (90mm)^{1.5} = 27.15kN$$

$$\alpha = 0.1 \cdot \sqrt{\frac{h_{ef}}{c_1}} = 0.1 \cdot \sqrt{\frac{276mm}{90mm}} = 0.175 \quad \beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0.2} = 0.1 \cdot \left(\frac{16mm}{90mm}\right)^{0.2} = 0.071$$

$$\Psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5c_1} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{135mm}{1.5 \cdot 90mm} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{h,V} = \max\left(1; \sqrt{\frac{1.5c_1}{h}}\right) = \max\left(1; \sqrt{\frac{1.5 \cdot 90mm}{500mm}}\right) = 1.000 \geq 1$$

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2.5}\right)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(\cos 0.0)^2 + \left(\frac{\sin 0.0}{2.5}\right)^2}} = 1.000 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \frac{c_v}{c_1}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{0mm}{90mm}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,V} = 1.000$$

$V_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ kN	V_{Sd} kN	$\beta_{V,c}$ %
50.28	1.50	33.52	7.20	21.5

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio *	61.4	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	7.1
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	74.8	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	5.1
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	98.4	Rottura del bordo di calcestruzzo	21.5
Fessurazione	67.3		

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\beta_N = 0.98 \leq 1$$

$$\beta_V = 0.21 \leq 1$$

$$\frac{\beta_N + \beta_V}{1.2} = 1.00 \leq 1$$



Verifica soddisfatta