



STEGET^{SH}

società di ingegneria
via San Donato, 101 10144 Torino
telefono +39011740129 +390117715058
fax +390117776976 e-mail info@steget.it

società con sistema di gestione certificato per la qualità UNI EN ISO 9001 : 2008



COMUNE DI
RIVA PRESSO CHIERI

SOTTOPASSO AL KM (21+120) DELLA EX SS10 "PADANA INFERIORE"

ACCORDO DI PROGRAMMA EX ART. 34 D.LVO 267/2000 IN DATA 16/06/2009
TRA REGIONE PIEMONTE, COMUNE DI RIVA PRESSO CHIERI E S.C.R. PIEMONTE

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO **CALCOLI ESECUTIVI
STRUTTURE**

TAVOLA

18

DATA

15/12/2011

SCALA

COD. 14303 E AGGIORNAMENTO	RELEASE	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VISTO
	0	EMISSIONE	DICEMBRE 2011	MC	MF
	1	Integrazioni a seguito di Rapporto di validazione del 30/01/2012 della Società MERCURIO s.p.a.	FEBBRAIO 2012	MC	MF

COMMITTENTE:

COMUNE DI RIVA PRESSO CHIERI

RESPONSABILE SERVIZI TECNICI:

geom. VALERIO BENNA

PROGETTISTA:

Ing. MARCO FERRERO
n. 4949 Ordine Provincia di Torino

Arch. PATRIZIA GIACOMELLI
n. 4241 Ordine Provincia di Torino

Arch. MASSIMO LOVERA
n. 4638 Ordine Provincia di Torino

COLLABORATORI:

Ing. MASSIMILIANO CORTASSA
n. 9314S Ordine Provincia di Torino

Arch. GIACOMO PIANCAZZO
n. 589 Ordine Provincia di Vercelli

Arch. SABINA VITTORI
n. 7279 Ordine Provincia di Torino

VISTI

STEGET-Riva di Chieri

Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9

DATI GEOMETRICI DELL'OPERA

Luce netta della struttura	m	9.00
Altezza nominale interna della struttura	m	5.00
Numero di archi prefabbricati	n°	11
Interasse tra gli archi della struttura	m	1.25
Larghezza teorica totale	m	13.75
Lunghezza orizzontale dell'obliquo (aa)	m	0.75

MATERIALI

Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)		
Calcestruzzo dei prefabbricati		
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	45
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	37.35
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	21.17
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	3.35
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.56
Calcestruzzo dei giunti		
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	35
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	29.05
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	16.46
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	2.84
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.32
Modulo elastico impiegato nel calcolo	N/mm ²	32,600
Calcestruzzo della soletta superiore		
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	35
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	29.05
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	16.46
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	2.84
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.32
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)		
	tipo	B450C
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	N/mm ²	430
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm ²	373.9

PROGRAMMA DI CALCOLO

'CalcoloArticolati' vers.4.0.2	
Normativa: Italia: D.M. 14/1/08	

DESCRIZIONE DEL TELAIO

n° trave	Lunghezza		Area	Momento d'inerzia	Orientamento		H sez.	Posizione baricentro	Mod. elastico terreno	
	facciata	trave			facciata	trave			esterno	interno
	cm.	cm.	cm2	cm4	gradi	gradi	cm.	cm.	N/cm2	N/cm2
1	0.00	28.31	1	10	0.00°	0.00°	0.00	0.00	0	0
2	0.00	0.01	1000000	10000000000	90.00°	90.00°	0.00	0.00	0	0
3	425.00	442.15	3220	888963	90.00°	90.00°	55.00	20.69	4200	0
4	106.07	130.76	3938	1461413	45.00°	45.00°	55.00	26.75	3316	0
5	375.00	378.23	5320	2537580	0.00°	0.00°	65.00	34.61	3131	0
6	375.00	378.23	5320	2537580	0.00°	0.00°	65.00	34.61	3131	0
7	106.07	130.76	3938	1461413	-45.00°	-45.00°	55.00	26.75	3316	0
8	425.00	442.15	3220	888963	-90.00°	-90.00°	55.00	20.69	4200	0
9	0.00	0.01	0	0	-90.00°	-90.00°	0.00	0.00	0	0
10	0.00	28.31	1000000	10000000000	0.00°	0.00°	0.00	0.00	0	0

DESCRIZIONE DELLE SEZIONI

TRAVERSE	Sez	H1	Y1	Y2	B1	B2	S2	V2	B3	S3	V3	A1	A2	A3	A4	I0	G
3	1	55.0	49.0	5.0	40	125	12	0	40	0	0	9.11	6.79	0.00	7.99	0	20.7
3	2	55.0	49.0	5.0	40	125	12	0	40	0	0	9.11	6.79	0.00	7.99	0	20.7
3	3	55.0	49.0	5.8	40	125	12	0	40	0	0	9.11	6.79	0.00	7.99	0	20.7
3	4	55.0	49.0	6.6	43	125	12	0	43	0	0	15.14	6.79	3.61	7.99	0	20.7
3	5	55.0	49.0	6.6	49	125	12	0	49	0	0	22.31	8.20	3.48	7.99	0	20.7
4	1	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	21.24	9.01	2.23	11.00	0	26.8
4	2	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	21.24	7.85	0.00	11.00	0	26.8
4	3	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	21.24	7.85	0.00	11.00	0	26.8
4	4	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	20.23	7.85	0.00	11.00	0	26.8
4	5	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	17.22	12.44	1.39	11.00	0	26.8
5	1	65.0	59.0	9.5	40	125	12	0	125	20	0	17.22	13.11	4.09	11.91	0.00	34.6
5	2	65.0	59.0	9.5	40	125	12	0	125	20	0	14.94	21.94	3.55	11.91	0.00	34.6
5	3	65.0	59.0	9.0	40	125	12	0	125	20	0	10.56	28.27	3.63	11.91	0.00	34.6
5	4	65.0	59.0	8.5	40	125	12	0	125	20	0	8.55	33.47	0.00	11.91	0.00	34.6
5	5	65.0	59.0	8.0	40	125	12	0	125	20	0	10.18	30.82	0.00	11.91	0.00	34.6
6	1	65.0	59.0	8.0	40	125	12	0	125	20	0	10.18	30.82	0.00	11.91	0.00	34.6
6	2	65.0	59.0	8.5	40	125	12	0	125	20	0	8.55	33.47	0.00	11.91	0.00	34.6
6	3	65.0	59.0	9.0	40	125	12	0	125	20	0	10.56	28.27	3.63	11.91	0.00	34.6
6	4	65.0	59.0	9.5	40	125	12	0	125	20	0	14.94	21.94	3.55	11.91	0.00	34.6
6	5	65.0	59.0	9.5	40	125	12	0	125	20	0	17.22	13.11	4.09	11.91	0.00	34.6
7	1	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	17.22	12.44	1.39	11.00	0	26.8
7	2	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	20.23	7.85	0.00	11.00	0	26.8
7	3	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	21.24	7.85	0.00	11.00	0	26.8
7	4	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	21.24	7.85	0.00	11.00	0	26.8
7	5	55.0	49.0	7.1	36	125	12	0	125	10	0	21.24	9.01	2.23	11.00	0	26.8
8	1	55.0	49.0	6.6	49	125	12	0	49	0	0	22.31	8.20	3.48	7.99	0	20.7
8	2	55.0	49.0	6.6	43	125	12	0	43	0	0	15.14	6.79	3.61	7.99	0	20.7
8	3	55.0	49.0	5.8	40	125	12	0	40	0	0	9.11	6.79	0.00	7.99	0	20.7
8	4	55.0	49.0	5.0	40	125	12	0	40	0	0	9.11	6.79	0.00	7.99	0	20.7
8	5	55.0	49.0	5.0	40	125	12	0	40	0	0	9.11	6.79	0.00	7.99	0	20.7

CALCOLO DELLA RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI MOBILI**Dati:**

Numero di archi prefabbricati che formano il ponte	n°	11	Luce del ponte	m	9.00
Interasse tra gli archi della struttura	m	1.25	Larghezza teorica del ponte	m	13.75
Larghezza delle corsie veicolari	m	3	Numero di corsie veicolari	n°	3
Distanza della 1a corsia veicolare dal bordo del ponte	m	0.75	Larghezza del marciapiede con sovracc	m	0.75
Carico sulla corsia più carica: q1a * Coeff.dinam * q1	kN	810.0	Sovraccarico sul marciapiede (corsia 0)	t/m2	0.2548

Carichi sulle corsie e ripartizione sugli archi:

Corsia	Aliquota	Distanza dal bordo del ponte	Larghezza corsia	Carico per arco	Note
0	3%	0.00	0.75	0.012	Folla sul marciapiede
1	100%	0.75	3.00	0.417	
2	67%	3.75	3.00	0.278	
3	33%	6.75	3.00	0.139	

Rigidità del nodo centrale di un arco isolato 957.95 kN/cm
Momento d'inerzia del trasverso 1,453,017 cm4

Sollecitazioni del trasverso con le azioni per le verifiche allo s.l.u.:

ARCO	Carico mobile		FRECCHE DEGLI ARCHI			Forze tra trasverso e arco	TAGLIO	MOMENTO flettente
	Aliquota della corsia più caricata	Totale	Isolati	Con trasverso	Differenza			
		kN	mm	mm	mm	kN	kN	kN.m
1° arco	0.202	164.0	3.16	4.05	0.89	84.8	84.8	0.0
2° arco	0.409	331.3	5.23	4.45	-0.77	-74.0	10.9	106.0
3° arco	0.399	323.4	5.13	4.56	-0.57	-54.3	-43.4	119.6
4° arco	0.295	239.1	4.09	4.31	0.23	21.7	-21.7	65.3
5° arco	0.277	224.4	3.91	3.84	-0.07	-6.9	-28.6	38.1
6° arco	0.195	158.1	3.09	3.24	0.15	14.2	-14.4	2.4
7° arco	0.139	112.5	2.52	2.62	0.09	8.9	-5.4	-15.5
8° arco	0.105	84.9	2.18	2.05	-0.14	-13.3	-18.8	-22.4
9° arco	0.006	5.1	1.20	1.56	0.36	34.3	15.5	-45.8
10° arco	0.000	0.0	1.14	1.19	0.06	5.6	21.1	-26.4
11° arco	0.000	0.0	1.14	0.91	-0.22	-21.1	0.0	0.0

Risultati:

Freccia di un arco isolato con i soli carichi permanenti (condizione 20: verifica s.l.u.) mm 1.14
Freccia max. di un arco isolato con carichi permanenti + mobili (condiz 21: verifica s.l.u.) mm 5.30
Freccia max. della struttura con trasverso: carichi permanenti + mobili (in corrispondenza del 3° arco) mm 4.56
Coefficiente di ripartizione trasversale teorico (= rapporto tra il carico agente sull'arco più carico e quello agente sulla corsia più carica) **0.343**
Momento flettente positivo massimo sul trasverso (in corrispondenza del 3° arco) kN.m 119.6
Momento flettente negativo massimo sul trasverso (in corrispondenza del 9° arco) kN.m -45.8

Calcolo delle sollecitazioni resistenti del trasverso:

Componenti del traverso	Descrizione sezioni			Aree ferri		Sollecitaz. resistenti	
	H	Y	B1	A1	A2	Vwd	Mrd
	altezza totale	altezza utile	larghezza utile	superiori	inferiori	kN	kN.m
	cm	cm	cm	cm2	cm2		
Trave centrale a T, con piattabanda = metà della soletta superiore	65.0	60.3	224	11.64	9.42	229.6	204.0
	65.0	60.3	24	11.64	9.42		-231.0

Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9
 STEGET-Riva di Chieri

**Coefficienti moltiplicativi delle azioni
 per le diverse condizioni di carico impiegate**

cond. carico	gi1	gi2	gi3	gi4	q1	q3	dinamico
10, 20	1.35	1.35	1	1	0	0	1
21, 22, 23	1.35	1.35	1	1	1.35	1.35	1
41	1	1	1	1	0	0	1
51, 52, 53	1	1	1	1	0.75	0	1
91, 92, 93, 94	1	1	1	1	0	0	1

DATI CONDIZIONE DI CARICO 20 - Solo carichi permanenti, profilo dei carichi accidentali (s.l.u.)

CARICHI DISTRIBUITI su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave N/cm.	fine trave N/cm.	quiete/altro N/cm.	per deformaz N/cm.	TOTALE N/cm.	quiete/altro N/cm.	per deformaz N/cm.	TOTALE N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	594.0	0.0	594.0	156.3	17.1	173.4
4	358.1	77.3	156.3	17.1	173.4	64.7	-2.2	62.6
5	106.3	106.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	106.3	106.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	77.3	358.1	-64.7	2.2	-62.6	-156.3	-17.1	-173.4
8	0.0	0.0	-156.3	-17.1	-173.4	-594.0	0.0	-594.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti alla proiezione della trave e non al suo sviluppo

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRI delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	108.7	
4	132.9	
5	179.6	
6	179.6	
7	132.9	
8	108.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi propri sono già moltiplicati per i coefficienti 'g' moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 20 - Solo carichi permanenti, profilo dei carichi accidentali (s.l.u.)

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	84.20	84.20	84.20	84.20	84.20	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-7.11	-14.23	-21.34	-28.45	
	T	(kN)	-193.68	-193.68	-193.68	-193.68	-193.68	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	193.68	182.13	170.59	159.04	147.49	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-28.45	29.39	31.58	-10.47	-85.34	
	T	(kN)	84.20	26.46	-20.54	-56.81	-82.33	
TRAVE 4	N	(kN)	162.95	158.28	154.07	150.31	147.02	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-98.67	-88.83	-81.21	-75.54	-71.53	
	T	(kN)	41.66	32.75	24.89	18.08	12.33	
TRAVE 5	N	(kN)	96.35	96.35	96.35	96.35	96.35	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-65.78	22.16	84.97	122.66	135.22	
	T	(kN)	107.20	80.40	53.60	26.80	0.00	
TRAVE 6	N	(kN)	96.35	96.35	96.35	96.35	96.35	Cerniera interna
	M	(kN.m)	135.22	122.66	84.97	22.16	-65.78	
	T	(kN)	0.00	-26.80	-53.60	-80.40	-107.20	
TRAVE 7	N	(kN)	147.02	150.31	154.07	158.28	162.95	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-71.53	-75.54	-81.21	-88.83	-98.67	
	T	(kN)	-12.33	-18.08	-24.89	-32.75	-41.66	
TRAVE 8	N	(kN)	147.49	159.04	170.59	182.13	193.68	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-85.34	-10.47	31.58	29.39	-28.45	
	T	(kN)	82.33	56.81	20.54	-26.46	-84.20	
TRAVE 9	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 10	N	(kN)	84.20	84.20	84.20	84.20	84.20	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-28.45	-21.34	-14.23	-7.11	0.00	
	T	(kN)	193.68	193.68	193.68	193.68	193.68	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.06086		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.06086	X(3)= 0.01	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.08496	X(6)= -0.06	X(7)= -0.16
inizio trave 5	X(8)= 0.30662	X(9)= -0.26	X(10)= 0.02
inizio trave 6	X(11)= 0.00000	X(12)= -1.14	X(13)= 0.00
inizio trave 7	X(14)= -0.30662	X(15)= -0.26	X(16)= -0.02
inizio trave 8	X(17)= -0.08496	X(18)= -0.06	X(19)= 0.16
inizio trave 9	X(20)= -0.06086	X(21)= 0.01	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= -0.06086	X(21)= 0.01	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= -0.06086		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9

STEGET-Riva di Chieri

Condizione di carico 20 - Solo carichi permanenti, profilo dei carichi accidentali (s.l.u.)
Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00 \text{ m.}$ $Y_p = 0.35 \text{ m.}$
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 0\%$ $a_{dx} = 0\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m^3 a destra: 1.83 t/m^3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.44 \times g_3 = 0.44$ a destra: $0.44 \times (g_3) = 0.44$
 Modulo elastico del terreno in superficie: $a_{sx} = 30 \text{ MPa}$ $a_{dx} = 30 \text{ MPa}$ Increment. con la profond. 2 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: $a_{sx} = 3.76 \text{ m.}$ $a_{dx} = 3.76 \text{ m.}$
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.35$ $g_2 = 1.35$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Nessuno

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN
3	1	-28.5	-6.0	-28.5	193.7	84.2	84.2	55.0	49.0	125.0	40.0	5.3	9.11	6.79	0.00	7.99	-196.7	197.7	695.3	197.7
	2	29.4	-36.8	35.6	182.1	26.5	26.5	55.0	50.0	40.0	40.0	8.0	9.11	6.79	0.00	7.99	173.6	201.7	708.0	201.7
	3	31.6	-39.2	31.6	170.6	-20.5	-20.5	55.0	49.2	40.0	40.0	7.9	9.11	6.79	0.00	7.99	168.3	-198.5	-695.2	-198.5
	4	-10.5	-14.1	-30.8	159.0	-56.8	-56.8	55.0	49.0	125.0	42.6	6.4	15.14	6.79	3.61	7.99	-294.7	-395.4	-735.5	-395.4
	5	-85.3	37.2	-99.7	147.5	-82.3	-76.6	55.0	49.0	125.0	49.0	7.4	22.31	8.20	3.48	7.99	-413.3	-395.4	-842.1	-395.4
4	1	-98.7	33.8	-99.7	163.0	41.7	24.9	55.0	49.0	125.0	36.0	7.4	21.24	9.01	2.23	11.00	-406.2	401.5	618.9	401.5
	2	-88.8	29.4	-99.7	158.3	32.7	24.0	55.0	49.0	125.0	36.0	7.4	21.24	7.85	0.00	11.00	-405.2	272.0	618.4	272.0
	3	-81.2	26.0	-91.0	154.1	24.9	21.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	7.85	0.00	11.00	-404.3	272.0	618.1	272.0
	4	-75.5	23.5	-82.9	150.3	18.1	15.6	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	20.23	7.85	0.00	11.00	-386.9	272.0	617.7	272.0
	5	-71.5	21.9	-76.8	147.0	12.3	7.5	55.0	49.0	125.0	36.0	6.7	17.22	12.44	1.39	11.00	-336.4	352.9	617.4	352.9

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
5	1	-65.8	33.7	-69.3	96.4	107.2	91.2	65.0	59.0	125.0	40.0	7.5	17.22	13.11	4.09	11.91	-400.5	592.6	816.6	592.6
	2	22.2	-57.6	50.3	96.4	80.4	79.9	65.0	55.5	125.0	40.0	7.2	14.94	21.94	3.55	11.91	457.9	540.4	768.1	540.4
	3	85.0	-122.8	103.2	96.4	53.6	53.6	65.0	56.0	125.0	40.0	8.3	10.56	28.27	3.63	11.91	583.0	548.1	775.0	548.1
	4	122.7	-161.9	130.8	96.4	26.8	26.8	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	687.4	339.8	782.0	339.8
	5	135.2	-174.9	135.2	96.4	0.0	0.0	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	642.7	342.8	788.9	342.8
6	1	135.2	-174.9	135.2	96.4	0.0	0.0	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	642.7	-342.8	-788.9	-342.8
	2	122.7	-161.9	130.8	96.4	-26.8	-26.8	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	687.4	-339.8	-782.0	-339.8
	3	85.0	-122.8	103.2	96.4	-53.6	-53.6	65.0	56.0	125.0	40.0	8.3	10.56	28.27	3.63	11.91	583.0	-548.1	-775.0	-548.1
	4	22.2	-57.6	50.3	96.4	-80.4	-79.9	65.0	55.5	125.0	40.0	7.2	14.94	21.94	3.55	11.91	457.9	-540.4	-768.1	-540.4
	5	-65.8	33.7	-69.3	96.4	-107.2	-91.2	65.0	59.0	125.0	40.0	7.5	17.22	13.11	4.09	11.91	-400.5	-592.6	-816.6	-592.6
7	1	-71.5	21.9	-76.8	147.0	-12.3	-7.5	55.0	49.0	125.0	36.0	6.7	17.22	12.44	1.39	11.00	-336.4	-352.9	-617.4	-352.9
	2	-75.5	23.5	-82.9	150.3	-18.1	-15.6	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	20.23	7.85	0.00	11.00	-386.9	-272.0	-617.7	-272.0
	3	-81.2	26.0	-91.0	154.1	-24.9	-21.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	7.85	0.00	11.00	-404.3	-272.0	-618.1	-272.0
	4	-88.8	29.4	-99.7	158.3	-32.7	-24.0	55.0	49.0	125.0	36.0	7.4	21.24	7.85	0.00	11.00	-405.2	-272.0	-618.4	-272.0
	5	-98.7	33.8	-99.7	163.0	-41.7	-24.9	55.0	49.0	125.0	36.0	7.4	21.24	9.01	2.23	11.00	-406.2	-401.5	-618.9	-401.5
8	1	-85.3	37.2	-99.7	147.5	82.3	76.6	55.0	49.0	125.0	49.0	7.4	22.31	8.20	3.48	7.99	-413.3	395.4	842.1	395.4
	2	-10.5	-14.1	-30.8	159.0	56.8	56.8	55.0	49.0	125.0	42.6	6.4	15.14	6.79	3.61	7.99	-294.7	395.4	735.5	395.4
	3	31.6	-39.2	31.6	170.6	20.5	20.5	55.0	49.2	40.0	40.0	7.9	9.11	6.79	0.00	7.99	168.3	198.5	695.2	198.5
	4	29.4	-36.8	35.6	182.1	-26.5	-26.5	55.0	50.0	40.0	40.0	8.0	9.11	6.79	0.00	7.99	173.6	-201.7	-708.0	-201.7
	5	-28.5	-6.0	-28.5	193.7	-84.2	-84.2	55.0	49.0	125.0	40.0	5.3	9.11	6.79	0.00	7.99	-196.7	-197.7	-695.3	-197.7

DATI CONDIZIONE DI CARICO 21 - Carichi stradali: q1a in mezzeria + spinte asim (s.l.u.)

CARICHI DISTRIBUITI su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	649.0	0.0	649.0	211.3	19.3	230.6
4	358.1	77.3	211.3	19.3	230.6	119.7	-79.6	40.2
5	231.3	231.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	231.3	231.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	77.3	358.1	-64.7	-71.1	-135.8	-156.3	-161.7	-318.0
8	0.0	0.0	-156.3	-161.7	-318.0	-594.0	0.0	-594.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti alla proiezione della trave e non al suo sviluppo

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	1	138,915	318.2				
6	1	138,915	60.0				
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRI delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	108.7	
4	132.9	
5	179.6	
6	179.6	
7	132.9	
8	108.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia N o N.cm
13	46,667

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi propri sono già moltiplicati per i coefficienti 'g' moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 21 - Carichi stradali: q1a in mezzzeria + spinte asimmm (s.l.u.)

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 2	N	(kN)	370.11	370.11	370.11	370.11	370.11	
	M	(kN.m)	33.22	33.22	33.22	33.23	33.23	
	T	(kN)	43.47	43.47	43.47	43.47	43.47	
TRAVE 3	N	(kN)	370.11	358.57	347.02	335.47	323.93	
	M	(kN.m)	33.23	44.67	-5.81	-106.85	-247.10	
	T	(kN)	43.47	-20.15	-73.08	-115.33	-146.89	
TRAVE 4	N	(kN)	334.21	330.17	326.38	322.82	319.51	
	M	(kN.m)	-269.63	-239.10	-210.93	-184.80	-160.35	
	T	(kN)	120.00	110.46	102.18	95.17	89.43	
TRAVE 5	N	(kN)	163.50	163.50	163.50	163.50	163.50	
	M	(kN.m)	-131.79	115.68	327.04	502.28	558.06	
	T	(kN)	283.23	244.71	206.19	167.67	-9.77	
TRAVE 6	N	(kN)	210.17	210.17	210.17	210.17	210.17	
	M	(kN.m)	558.06	483.97	290.40	60.73	-205.06	
	T	(kN)	-9.77	-187.21	-225.73	-264.25	-302.77	
TRAVE 7	N	(kN)	365.27	367.34	369.67	372.27	375.14	
	M	(kN.m)	-230.11	-249.92	-271.74	-295.90	-322.75	
	T	(kN)	-71.30	-78.28	-86.51	-95.98	-106.69	
TRAVE 8	N	(kN)	343.47	355.01	366.56	378.11	389.65	
	M	(kN.m)	-293.47	-118.14	12.59	91.23	110.31	
	T	(kN)	183.65	145.20	99.71	47.16	-12.43	
TRAVE 9	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera esterna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 10	N	(kN)	-12.43	-12.43	-12.43	-12.43	-12.43	
	M	(kN.m)	110.31	82.73	55.16	27.58	0.00	
	T	(kN)	-389.65	-389.65	-389.65	-389.65	-389.65	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.00000		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.00000	X(3)= 0.00	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.73327	X(6)= -0.15	X(7)= -0.18
inizio trave 5	X(8)= 1.29027	X(9)= -1.13	X(10)= 0.76
inizio trave 6	X(11)= -0.04754	X(12)= -4.56	X(13)= 0.73
inizio trave 7	X(14)= -1.21642	X(15)= -0.99	X(16)= 0.68
inizio trave 8	X(17)= -0.48734	X(18)= -0.15	X(19)= 1.47
inizio trave 9	X(20)= 0.02031	X(21)= 0.01	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.02031	X(21)= 0.01	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.02026		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9

STEGET-Riva di Chieri

Condizione di carico 21 - Carichi stradali: q1a in mezzzeria + spinte asimmm (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: Xp = 0.00 m. Yp = 0.35 m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 0% a dx = 0%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m3 a destra: 1.83 t/m3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: 0.44 x g3 = 0.44 a destra: 0.44 x (g3) = 0.44
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 30 MPa a dx: 30 MPa Increm. con la profond. 2 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 3.76 m. a dx: 3.76 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: g1 = 1.35 g2 = 1.35 g3 = 1.00

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:

Incremento dinamico q2 = 1.000

Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi Y9 = 0.343

Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili q1 = q3 = 1.35

Carico 'tandem' di 2 forze Q1k da 300 kN x 0.343 x 1.350 = 138.9 kN/cad.

alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 3.90, 5.10

Carichi distribuiti q1k = 9 kN/m2 x 3m x 0.343 x 1.35 = 12.5 kN/m/arco

Frenata: (60% di 600kN + 10% di 9x3x7.50 kN) x 1.35 / 11 archi = 46.7 kN/arc

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
3	1	33.2	-29.7	44.3	370.1	43.5	43.5	55.0	50.0	40.0	40.0	9.6	9.11	6.79	0.00	7.99	226.8	201.7	732.3	201.7
	2	44.7	-33.1	44.7	358.6	-20.2	-20.2	55.0	50.0	40.0	40.0	9.5	9.11	6.79	0.00	7.99	223.6	-201.7	-730.8	-201.7
	3	-5.8	-19.0	-32.4	347.0	-73.1	-73.1	55.0	49.0	125.0	40.0	6.1	9.11	6.79	0.00	7.99	-223.3	-197.7	-714.7	-197.7
	4	-106.8	11.2	-146.8	335.5	-115.3	-115.3	55.0	49.0	125.0	42.6	7.1	15.14	6.79	3.61	7.99	-324.3	-395.4	-758.5	-395.4
	5	-247.1	55.6	-272.6	323.9	-146.9	-139.2	55.0	49.0	125.0	49.0	8.1	22.31	8.20	3.48	7.99	-443.1	-395.4	-866.5	-395.4
4	1	-269.6	53.9	-272.6	334.2	120.0	101.9	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	21.24	9.01	2.23	11.00	-443.0	401.5	634.8	401.5
	2	-239.1	45.7	-272.6	330.2	110.5	101.0	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	21.24	7.85	0.00	11.00	-442.3	272.0	634.5	272.0
	3	-210.9	37.9	-246.4	326.4	102.2	98.2	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	21.24	7.85	0.00	11.00	-441.5	272.0	634.1	272.0
	4	-184.8	30.5	-217.7	322.8	95.2	92.8	55.0	49.0	125.0	36.0	7.8	20.23	7.85	0.00	11.00	-424.3	272.0	633.8	272.0
	5	-160.4	23.4	-191.1	319.5	89.4	84.9	55.0	49.0	125.0	36.0	7.4	17.22	12.44	1.39	11.00	-374.0	352.9	633.5	352.9

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
5	1	-131.8	46.0	-140.9	163.5	283.2	260.3	65.0	59.0	125.0	40.0	7.7	17.22	13.11	4.09	11.91	-420.0	592.6	822.8	592.6
	2	115.7	-105.4	204.5	163.5	244.7	243.9	65.0	55.5	125.0	40.0	7.5	14.94	21.94	3.55	11.91	475.1	540.4	774.0	540.4
	3	327.0	-234.6	402.0	163.5	206.2	206.2	65.0	56.0	125.0	40.0	8.5	10.56	28.27	3.63	11.91	599.9	548.1	780.9	548.1
	4	502.3	-341.8	557.1	163.5	167.7	167.7	65.0	56.5	125.0	40.0	9.4	8.55	33.47	0.00	11.91	703.8	339.8	787.9	339.8
	5	558.1	-375.9	559.2	163.5	-9.8	58.5	65.0	57.0	125.0	40.0	9.0	10.18	30.82	0.00	11.91	659.3	342.8	794.9	342.8
6	1	558.1	-300.1	559.2	210.2	-9.8	-9.8	65.0	57.0	125.0	40.0	9.1	10.18	30.82	0.00	11.91	670.8	-342.8	-799.0	-342.8
	2	484.0	-264.9	546.3	210.2	-187.2	-118.9	65.0	56.5	125.0	40.0	9.6	8.55	33.47	0.00	11.91	715.1	-339.8	-792.0	-339.8
	3	290.4	-172.8	372.8	210.2	-225.7	-225.7	65.0	56.0	125.0	40.0	8.7	10.56	28.27	3.63	11.91	611.5	-548.1	-785.0	-548.1
	4	60.7	-63.5	156.8	210.2	-264.2	-263.5	65.0	55.5	125.0	40.0	7.7	14.94	21.94	3.55	11.91	487.0	-540.4	-778.0	-540.4
	5	-205.1	63.0	-214.8	210.2	-302.8	-279.8	65.0	59.0	125.0	40.0	7.9	17.22	13.11	4.09	11.91	-433.6	-592.6	-827.1	-592.6
7	1	-230.1	36.2	-255.1	365.3	-71.3	-65.4	55.0	49.0	125.0	36.0	7.5	17.22	12.44	1.39	11.00	-383.9	-352.9	-637.7	-352.9
	2	-249.9	41.3	-277.5	367.3	-78.3	-75.2	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	20.23	7.85	0.00	11.00	-433.8	-272.0	-637.9	-272.0
	3	-271.7	46.8	-302.3	369.7	-86.5	-82.0	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-450.6	-272.0	-638.1	-272.0
	4	-295.9	52.7	-325.4	372.3	-96.0	-85.5	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-451.2	-272.0	-638.4	-272.0
	5	-322.7	59.3	-325.4	375.1	-106.7	-86.6	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	9.01	2.23	11.00	-451.7	-401.5	-638.6	-401.5
8	1	-293.5	64.8	-325.4	343.5	183.6	173.0	55.0	49.0	125.0	49.0	8.1	22.31	8.20	3.48	7.99	-446.3	395.4	869.2	395.4
	2	-118.1	12.6	-168.3	355.0	145.2	145.2	55.0	49.0	125.0	42.6	7.2	15.14	6.79	3.61	7.99	-327.5	395.4	761.1	395.4
	3	12.6	-24.1	23.0	366.6	99.7	99.7	55.0	49.2	40.0	40.0	9.5	9.11	6.79	0.00	7.99	223.8	198.5	720.1	198.5
	4	91.2	-44.8	91.2	378.1	47.2	47.2	55.0	50.0	40.0	40.0	9.7	9.11	6.79	0.00	7.99	229.0	201.7	733.3	201.7
	5	110.3	-49.0	111.6	389.7	-12.4	-12.4	55.0	50.0	40.0	40.0	9.8	9.11	6.79	0.00	7.99	232.2	-201.7	-734.8	-201.7

DATI CONDIZIONE DI CARICO 22 - Carichi stradali: taglio max sul giunto + spinte asim (s.l.u.)

CARICHI DISTRIBUITI su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	649.0	0.0	649.0	211.3	-1.9	209.4
4	483.2	202.3	211.3	-1.9	209.4	119.7	-100.3	19.5
5	231.3	231.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	106.3	106.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	77.3	358.1	-64.7	-91.3	-156.0	-156.3	-164.0	-320.2
8	0.0	0.0	-156.3	-164.0	-320.2	-594.0	0.0	-594.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti alla proiezione della trave e non al suo sviluppo

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	2	138,915	243.2	138,915	363.2		
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	108.7	
4	132.9	
5	179.6	
6	179.6	
7	132.9	
8	108.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia N o N.cm
10	45,673

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti 'g' moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 22 - Carichi stradali: taglio max sul giunto + spinte asim (s.l.u.)

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 2	N	(kN)	392.30	392.30	392.30	392.30	392.30	Incastro
	M	(kN.m)	21.90	21.90	21.90	21.90	21.90	
	T	(kN)	46.81	46.81	46.81	46.81	46.81	
TRAVE 3	N	(kN)	392.30	380.76	369.21	357.66	346.12	Incastro
	M	(kN.m)	21.90	36.99	-9.26	-104.93	-238.09	
	T	(kN)	46.81	-16.54	-68.66	-109.55	-139.22	
TRAVE 4	N	(kN)	344.04	338.06	332.33	326.84	321.60	Incastro
	M	(kN.m)	-258.73	-222.75	-189.51	-158.65	-129.85	
	T	(kN)	141.24	130.32	120.66	112.27	105.15	
TRAVE 5	N	(kN)	199.21	199.21	199.21	199.21	199.21	Incastro
	M	(kN.m)	-97.58	159.85	381.18	509.08	507.11	
	T	(kN)	293.86	255.34	216.82	39.38	-138.05	
TRAVE 6	N	(kN)	199.21	199.21	199.21	199.21	199.21	Incastro
	M	(kN.m)	507.11	365.12	198.01	5.77	-211.59	
	T	(kN)	-138.05	-164.85	-191.65	-218.45	-245.25	
TRAVE 7	N	(kN)	316.33	318.20	320.38	322.88	325.69	Incastro
	M	(kN.m)	-227.44	-238.52	-251.67	-267.20	-285.42	
	T	(kN)	-38.30	-45.49	-53.87	-63.45	-74.22	
TRAVE 8	N	(kN)	285.55	297.09	308.64	320.19	331.74	Incastro
	M	(kN.m)	-257.39	-94.97	22.67	88.11	93.92	
	T	(kN)	171.61	132.96	87.32	34.69	-24.93	
TRAVE 9	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera esterna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 10	N	(kN)	-24.93	-24.93	-24.93	-24.93	-24.93	Cerniera esterna
	M	(kN.m)	93.92	70.44	46.96	23.48	0.00	
	T	(kN)	-331.74	-331.74	-331.74	-331.74	-331.74	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.00000		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.00000	X(3)= 0.00	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.76696	X(6)= -0.16	X(7)= 0.02
inizio trave 5	X(8)= 1.26124	X(9)= -1.15	X(10)= 0.96
inizio trave 6	X(11)= -0.19862	X(12)= -4.12	X(13)= 0.92
inizio trave 7	X(14)= -1.01187	X(15)= -0.78	X(16)= 0.88
inizio trave 8	X(17)= -0.32894	X(18)= -0.13	X(19)= 1.49
inizio trave 9	X(20)= 0.01006	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.01006	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.01002		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9

STEGET-Riva di Chieri

Condizione di carico 22 - Carichi stradali: taglio max sul giunto + spinte asimmm (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 0.35$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 0\%$ $a_{dx} = 0\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.44 \times g_3 = 0.44$ a destra: $0.44 \times (g_3) = 0.44$
 Modulo elastico del terreno in superficie: $a_{sx} = 30$ MPa $a_{dx} = 30$ MPa Increment. con la profond. 2 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: $a_{sx} = 3.76$ m. $a_{dx} = 3.76$ m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.35$ $g_2 = 1.35$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:

Incremento dinamico $q_2 = 1.000$

Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.343$

Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili $q_1 = q_3 = 1.35$

Carico 'tandem' di 2 forze Q1k da 300 kN $\times 0.343 \times 1.350 = 138.9$ kN/cad.

alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di m 3.15, 4.35

Carichi distribuiti $q_{1k} = 9$ kN/m² $\times 3$ m $\times 0.343 \times 1.35 = 12.5$ kN/m/arco

Frenata: (60% di 600kN + 10% di 9x3x4.50 kN) $\times 1.35 / 11$ archi = 45.7 kN/arc

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN
3	1	21.9	-26.3	34.1	392.3	46.8	46.8	55.0	50.0	40.0	40.0	9.8	9.11	6.79	0.00	7.99	233.0	201.7	735.1	201.7
	2	37.0	-30.4	37.0	380.8	-16.5	-16.5	55.0	50.0	40.0	40.0	9.7	9.11	6.79	0.00	7.99	229.8	-201.7	-733.6	-201.7
	3	-9.3	-18.2	-34.3	369.2	-68.7	-68.7	55.0	49.0	125.0	40.0	6.2	9.11	6.79	0.00	7.99	-227.1	-197.7	-717.5	-197.7
	4	-104.9	8.6	-142.9	357.7	-109.6	-109.6	55.0	49.0	125.0	42.6	7.2	15.14	6.79	3.61	7.99	-327.9	-395.4	-761.4	-395.4
	5	-238.1	48.1	-262.3	346.1	-139.2	-132.2	55.0	49.0	125.0	49.0	8.1	22.31	8.20	3.48	7.99	-446.7	-395.4	-869.6	-395.4
4	1	-258.7	48.4	-262.3	344.0	141.2	120.8	55.0	49.0	125.0	36.0	8.1	21.24	9.01	2.23	11.00	-445.1	401.5	635.7	401.5
	2	-222.8	39.1	-262.3	338.1	130.3	119.6	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	21.24	7.85	0.00	11.00	-443.9	272.0	635.2	272.0
	3	-189.5	30.3	-231.4	332.3	120.7	116.1	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	21.24	7.85	0.00	11.00	-442.7	272.0	634.7	272.0
	4	-158.6	21.8	-197.5	326.8	112.3	109.2	55.0	49.0	125.0	36.0	7.9	20.23	7.85	0.00	11.00	-425.2	272.0	634.1	272.0
	5	-129.9	13.6	-166.1	321.6	105.2	99.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.4	17.22	12.44	1.39	11.00	-374.5	352.9	633.7	352.9

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
5	1	-97.6	14.4	-107.1	199.2	293.9	270.9	65.0	59.0	125.0	40.0	7.9	17.22	13.11	4.09	11.91	-430.4	592.6	826.1	592.6
	2	159.9	-114.9	252.6	199.2	255.3	254.6	65.0	55.5	125.0	40.0	7.6	14.94	21.94	3.55	11.91	484.2	540.4	777.1	540.4
	3	381.2	-226.0	460.2	199.2	216.8	216.8	65.0	56.0	125.0	40.0	8.7	10.56	28.27	3.63	11.91	608.7	548.1	784.1	548.1
	4	509.1	-290.2	521.1	199.2	39.4	39.4	65.0	56.5	125.0	40.0	9.5	8.55	33.47	0.00	11.91	712.4	339.8	791.1	339.8
	5	507.1	-289.2	527.4	199.2	-138.1	-16.8	65.0	57.0	125.0	40.0	9.1	10.18	30.82	0.00	11.91	668.1	-342.8	-798.1	-342.8
6	1	507.1	-289.2	527.4	199.2	-138.1	-138.1	65.0	57.0	125.0	40.0	9.1	10.18	30.82	0.00	11.91	668.1	-342.8	-798.1	-342.8
	2	365.1	-217.9	425.9	199.2	-164.9	-164.9	65.0	56.5	125.0	40.0	9.5	8.55	33.47	0.00	11.91	712.4	-339.8	-791.1	-339.8
	3	198.0	-134.0	268.4	199.2	-191.7	-191.7	65.0	56.0	125.0	40.0	8.7	10.56	28.27	3.63	11.91	608.7	-548.1	-784.1	-548.1
	4	5.8	-37.5	85.6	199.2	-218.5	-217.9	65.0	55.5	125.0	40.0	7.6	14.94	21.94	3.55	11.91	484.2	-540.4	-777.1	-540.4
	5	-211.6	71.6	-219.5	199.2	-245.3	-229.3	65.0	59.0	125.0	40.0	7.9	17.22	13.11	4.09	11.91	-430.4	-592.6	-826.1	-592.6
7	1	-227.4	45.1	-241.6	316.3	-38.3	-32.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.4	17.22	12.44	1.39	11.00	-373.3	-352.9	-633.2	-352.9
	2	-238.5	48.2	-255.3	318.2	-45.5	-42.3	55.0	49.0	125.0	36.0	7.8	20.23	7.85	0.00	11.00	-423.3	-272.0	-633.3	-272.0
	3	-251.7	51.8	-271.4	320.4	-53.9	-49.3	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	21.24	7.85	0.00	11.00	-440.2	-272.0	-633.5	-272.0
	4	-267.2	56.0	-287.3	322.9	-63.4	-52.9	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	21.24	7.85	0.00	11.00	-440.7	-272.0	-633.8	-272.0
	5	-285.4	60.9	-287.3	325.7	-74.2	-54.1	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	21.24	9.01	2.23	11.00	-441.2	-401.5	-634.0	-401.5
8	1	-257.4	69.4	-287.3	285.5	171.6	160.9	55.0	49.0	125.0	49.0	7.9	22.31	8.20	3.48	7.99	-436.7	395.4	861.2	395.4
	2	-95.0	11.3	-141.1	297.1	133.0	133.0	55.0	49.0	125.0	42.6	6.9	15.14	6.79	3.61	7.99	-317.9	395.4	753.5	395.4
	3	22.7	-28.0	22.7	308.6	87.3	87.3	55.0	49.2	40.0	40.0	9.1	9.11	6.79	0.00	7.99	207.6	198.5	712.7	198.5
	4	88.1	-48.2	88.1	320.2	34.7	34.7	55.0	50.0	40.0	40.0	9.2	9.11	6.79	0.00	7.99	212.8	201.7	725.8	201.7
	5	93.9	-49.0	99.0	331.7	-24.9	-24.9	55.0	50.0	40.0	40.0	9.3	9.11	6.79	0.00	7.99	216.1	-201.7	-727.3	-201.7

DATI CONDIZIONE DI CARICO 23 - Carichi stradali: taglio max su incastro del tetto (s.l.u.)

CARICHI DISTRIBUITI su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	594.0	0.0	594.0	156.3	-5.0	151.3
4	483.2	202.3	156.3	-5.0	151.3	64.7	-101.7	-37.0
5	231.3	231.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	231.3	231.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	77.3	358.1	-64.7	-95.5	-160.3	-156.3	-152.7	-308.9
8	0.0	0.0	-156.3	-152.7	-308.9	-594.0	0.0	-594.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti alla proiezione della trave e non al suo sviluppo

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	2	138,915	54.2	138,915	174.2		
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRI delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	108.7	
4	132.9	
5	179.6	
6	179.6	
7	132.9	
8	108.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia N o N.cm
16	46,916

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi propri sono già moltiplicati per i coefficienti 'g' moltiplicativi delle azioni

CONDIZIONE DI CARICO 23 - Carichi stradali: taglio max su incastro del tetto (s.l.u.)**SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI**

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 2	N	(kN)	465.97	465.97	465.97	465.97	465.97	Incastro
	M	(kN.m)	32.52	32.52	32.52	32.52	32.52	
	T	(kN)	32.89	32.89	32.89	32.89	32.89	
TRAVE 3	N	(kN)	465.97	454.43	442.88	431.33	419.79	Incastro
	M	(kN.m)	32.52	35.94	-15.68	-110.34	-236.03	
	T	(kN)	32.89	-24.57	-70.72	-105.58	-129.13	
TRAVE 4	N	(kN)	388.22	381.47	374.98	368.73	362.73	Incastro
	M	(kN.m)	-253.35	-201.36	-151.90	-104.62	-59.21	
	T	(kN)	201.25	191.09	182.20	174.57	168.20	
TRAVE 5	N	(kN)	137.15	137.15	137.15	137.15	137.15	Incastro
	M	(kN.m)	-10.50	256.61	393.85	387.66	345.35	
	T	(kN)	367.53	190.09	12.66	-25.86	-64.38	
TRAVE 6	N	(kN)	137.15	137.15	137.15	137.15	137.15	Incastro
	M	(kN.m)	345.35	266.93	152.40	1.76	-185.00	
	T	(kN)	-64.38	-102.91	-141.43	-179.95	-218.47	
TRAVE 7	N	(kN)	286.92	288.79	291.01	293.59	296.52	Incastro
	M	(kN.m)	-198.23	-207.21	-218.26	-231.66	-247.74	
	T	(kN)	-30.39	-37.57	-45.91	-55.41	-66.06	
TRAVE 8	N	(kN)	259.17	270.71	282.26	293.81	305.35	Incastro
	M	(kN.m)	-222.03	-74.58	29.00	81.00	73.67	
	T	(kN)	156.98	119.35	74.43	22.23	-37.24	
TRAVE 9	N	(kN)	305.35	305.35	305.35	305.35	305.35	Incastro
	M	(kN.m)	73.67	73.67	73.67	73.67	73.67	
	T	(kN)	-37.24	-37.24	-37.24	-37.24	-37.24	
TRAVE 10	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Incastro
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.00000		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.00000	X(3)= 0.00	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.79694	X(6)= -0.19	X(7)= 0.05
inizio trave 5	X(8)= 1.17079	X(9)= -1.17	X(10)= 0.98
inizio trave 6	X(11)= -0.23743	X(12)= -3.39	X(13)= 0.95
inizio trave 7	X(14)= -0.81179	X(15)= -0.63	X(16)= 0.92
inizio trave 8	X(17)= -0.21846	X(18)= -0.12	X(19)= 1.39
inizio trave 9	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= 0.00000	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= 0.00000		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9

STEGET-Riva di Chieri

Condizione di carico 23 - Carichi stradali: taglio max su incastro del tetto (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00 \text{ m}$ $Y_p = 0.35 \text{ m}$
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 0\%$ $a_{dx} = 0\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m^3 a destra: 1.83 t/m^3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.44 \times g_3 = 0.44$ a destra: $0.44 \times (g_3) = 0.44$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 30 MPa a dx: 30 MPa Increm. con la profond. $2 \text{ MPa} / \text{m}$
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 3.76 m a dx: 3.76 m
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.35$ $g_2 = 1.35$ $g_3 = 1.00$

CARICHI MOBILI:

Le forze verticali agenti su un arco solo tengono conto di:

Incremento dinamico $q_2 = 1.000$

Coefficiente di ripartizione trasversale tra gli archi $Y_9 = 0.343$

Coefficiente moltiplicativo dei carichi mobili $q_1 = q_3 = 1.35$

Carico 'tandem' di 2 forze Q1k da $300 \text{ kN} \times 0.343 \times 1.350 = 138.9 \text{ kN/cad.}$

alle distanze dalla facc. interna del ritto sinistro di $m \ 1.26, \ 2.46$

Carichi distribuiti $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} \times 0.343 \times 1.35 = 12.5 \text{ kN/m/arco}$

Frenata: $(60\% \text{ di } 600 \text{ kN} + 10\% \text{ di } 9 \times 3 \times 8.25 \text{ kN}) \times 1.35 / 11 \text{ archi} = 46.9 \text{ kN/arc}$

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN
3	1	32.5	-27.7	40.3	466.0	32.9	32.9	55.0	50.0	40.0	40.0	10.4	9.11	6.79	0.00	7.99	253.2	201.7	744.6	201.7
	2	35.9	-28.6	35.9	454.4	-24.6	-24.6	55.0	50.0	40.0	40.0	10.3	9.11	6.79	0.00	7.99	250.1	-201.7	-743.2	-201.7
	3	-15.7	-17.1	-41.1	442.9	-70.7	-70.7	55.0	49.0	125.0	40.0	6.5	9.11	6.79	0.00	7.99	-239.4	-197.7	-726.8	-197.7
	4	-110.3	4.9	-146.7	431.3	-105.6	-105.6	55.0	49.0	125.0	42.6	7.5	15.14	6.79	3.61	7.99	-339.9	-395.4	-771.0	-395.4
	5	-236.0	35.5	-258.4	419.8	-129.1	-124.1	55.0	49.0	125.0	49.0	8.4	22.31	8.20	3.48	7.99	-458.8	-395.4	-879.8	-395.4
4	1	-253.4	38.5	-258.4	388.2	201.2	182.1	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	9.01	2.23	11.00	-454.4	401.5	639.9	401.5
	2	-201.4	26.0	-258.4	381.5	191.1	181.1	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-453.1	272.0	639.2	272.0
	3	-151.9	13.8	-214.0	375.0	182.2	178.0	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-451.7	272.0	638.6	272.0
	4	-104.6	1.6	-163.9	368.7	174.6	171.8	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	20.23	7.85	0.00	11.00	-434.1	272.0	638.0	272.0
	5	-59.2	-10.4	-116.1	362.7	168.2	163.0	55.0	49.0	125.0	36.0	7.5	17.22	12.44	1.39	11.00	-383.3	352.9	637.5	352.9

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
5	1	-10.5	-27.0	-132.6	137.2	367.5	344.6	65.0	59.0	125.0	40.0	7.6	17.22	13.11	4.09	11.91	-412.4	592.6	820.3	592.6
	2	256.6	-221.7	324.9	137.2	190.1	264.4	65.0	55.5	125.0	40.0	7.4	14.94	21.94	3.55	11.91	468.3	540.4	771.7	540.4
	3	393.8	-321.8	395.7	137.2	12.7	12.7	65.0	56.0	125.0	40.0	8.4	10.56	28.27	3.63	11.91	593.3	548.1	778.6	548.1
	4	387.7	-317.3	394.5	137.2	-25.9	-25.9	65.0	56.5	125.0	40.0	9.3	8.55	33.47	0.00	11.91	697.4	-339.8	-785.6	-339.8
	5	345.4	-286.4	367.1	137.2	-64.4	-64.4	65.0	57.0	125.0	40.0	8.9	10.18	30.82	0.00	11.91	652.8	-342.8	-792.5	-342.8
6	1	345.4	-286.4	367.1	137.2	-64.4	-64.4	65.0	57.0	125.0	40.0	8.9	10.18	30.82	0.00	11.91	652.8	-342.8	-792.5	-342.8
	2	266.9	-229.2	303.2	137.2	-102.9	-102.9	65.0	56.5	125.0	40.0	9.3	8.55	33.47	0.00	11.91	697.4	-339.8	-785.6	-339.8
	3	152.4	-145.7	202.9	137.2	-141.4	-141.4	65.0	56.0	125.0	40.0	8.4	10.56	28.27	3.63	11.91	593.3	-548.1	-778.6	-548.1
	4	1.8	-35.9	68.5	137.2	-179.9	-179.2	65.0	55.5	125.0	40.0	7.4	14.94	21.94	3.55	11.91	468.3	-540.4	-771.7	-540.4
	5	-185.0	100.3	-192.1	137.2	-218.5	-195.5	65.0	59.0	125.0	40.0	7.6	17.22	13.11	4.09	11.91	-412.4	-592.6	-820.3	-592.6
7	1	-198.2	42.3	-209.7	286.9	-30.4	-24.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	17.22	12.44	1.39	11.00	-367.0	-352.9	-630.4	-352.9
	2	-207.2	45.0	-221.3	288.8	-37.6	-34.4	55.0	49.0	125.0	36.0	7.7	20.23	7.85	0.00	11.00	-417.0	-272.0	-630.6	-272.0
	3	-218.3	48.2	-235.4	291.0	-45.9	-41.4	55.0	49.0	125.0	36.0	7.9	21.24	7.85	0.00	11.00	-433.9	-272.0	-630.8	-272.0
	4	-231.7	52.2	-249.4	293.6	-55.4	-45.0	55.0	49.0	125.0	36.0	7.9	21.24	7.85	0.00	11.00	-434.5	-272.0	-631.0	-272.0
	5	-247.7	56.8	-249.4	296.5	-66.1	-46.2	55.0	49.0	125.0	36.0	7.9	21.24	9.01	2.23	11.00	-435.0	-401.5	-631.3	-401.5
8	1	-222.0	65.0	-249.4	259.2	157.0	146.7	55.0	49.0	125.0	49.0	7.8	22.31	8.20	3.48	7.99	-432.2	395.4	857.6	395.4
	2	-74.6	6.9	-116.1	270.7	119.3	119.3	55.0	49.0	125.0	42.6	6.8	15.14	6.79	3.61	7.99	-313.5	395.4	750.1	395.4
	3	29.0	-31.0	29.0	282.3	74.4	74.4	55.0	49.2	40.0	40.0	8.8	9.11	6.79	0.00	7.99	200.2	198.5	709.4	198.5
	4	81.0	-48.3	81.0	293.8	22.2	22.2	55.0	50.0	40.0	40.0	9.0	9.11	6.79	0.00	7.99	205.4	201.7	722.4	201.7
	5	73.7	-44.8	82.9	305.4	-37.2	-37.2	55.0	50.0	40.0	40.0	9.1	9.11	6.79	0.00	7.99	208.7	-201.7	-723.9	-201.7

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
			M _{Ed}	e1 distanza da facc.	M _{Ed} + décalage	N _{Ed}	V _{Ed}	V _{Ed} - riduzione	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compreso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
3	1	21dx	110.3	-49.0	111.6	389.7	-12.4	-12.4	55.0	50.0	40.0	40.0	9.8	9.11	6.79	0.00	7.99	232.2	-201.7	-734.8	-201.7
		10sx	-28.5	-6.0	-28.5	193.7	84.2	84.2	55.0	49.0	125.0	40.0	5.3	9.11	6.79	0.00	7.99	-196.7	197.7	695.3	197.7
		10sx	-28.5	-6.0	-28.5	193.7	84.2	84.2	55.0	49.0	125.0	40.0	5.3	9.11	6.79	0.00	7.99	-196.7	197.7	695.3	197.7
3	2	22dx	88.1	-48.2	88.1	320.2	34.7	34.7	55.0	50.0	40.0	40.0	9.2	9.11	6.79	0.00	7.99	212.8	201.7	725.8	201.7
		21dx	91.2	-44.8	91.2	378.1	47.2	47.2	55.0	50.0	40.0	40.0	9.7	9.11	6.79	0.00	7.99	229.0	201.7	733.3	201.7
3	3	10dx	31.6	-39.2	31.6	170.6	20.5	20.5	55.0	49.2	40.0	40.0	7.9	9.11	6.79	0.00	7.99	168.3	198.5	695.2	198.5
		23sx	-15.7	-17.1	-41.1	442.9	-70.7	-70.7	55.0	49.0	125.0	40.0	6.5	9.11	6.79	0.00	7.99	-239.4	-197.7	-726.8	-197.7
		21dx	12.6	-24.1	23.0	366.6	99.7	99.7	55.0	49.2	40.0	40.0	9.5	9.11	6.79	0.00	7.99	223.8	198.5	720.1	198.5
3	4																				
		21dx	-118.1	12.6	-168.3	355.0	145.2	145.2	55.0	49.0	125.0	42.6	7.2	15.14	6.79	3.61	7.99	-327.5	395.4	761.1	395.4
		21dx	-118.1	12.6	-168.3	355.0	145.2	145.2	55.0	49.0	125.0	42.6	7.2	15.14	6.79	3.61	7.99	-327.5	395.4	761.1	395.4
3	5																				
		21dx	-293.5	64.8	-325.4	343.5	183.6	173.0	55.0	49.0	125.0	49.0	8.1	22.31	8.20	3.48	7.99	-446.3	395.4	869.2	395.4
		21dx	-293.5	64.8	-325.4	343.5	183.6	173.0	55.0	49.0	125.0	49.0	8.1	22.31	8.20	3.48	7.99	-446.3	395.4	869.2	395.4
4	1																				
		21dx	-322.7	59.3	-325.4	375.1	-106.7	-86.6	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	9.01	2.23	11.00	-451.7	-401.5	-638.6	-401.5
		23sx	-253.4	38.5	-258.4	388.2	201.2	182.1	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	9.01	2.23	11.00	-454.4	401.5	639.9	401.5
4	2																				
		21dx	-295.9	52.7	-325.4	372.3	-96.0	-85.5	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-451.2	-272.0	-638.4	-272.0
		23sx	-201.4	26.0	-258.4	381.5	191.1	181.1	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-453.1	272.0	639.2	272.0
4	3																				
		21dx	-271.7	46.8	-302.3	369.7	-86.5	-82.0	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-450.6	-272.0	-638.1	-272.0
		23sx	-151.9	13.8	-214.0	375.0	182.2	178.0	55.0	49.0	125.0	36.0	8.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-451.7	272.0	638.6	272.0
4	4																				
		21dx	-249.9	41.3	-277.5	367.3	-78.3	-75.2	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	20.23	7.85	0.00	11.00	-433.8	-272.0	-637.9	-272.0
		23sx	-104.6	1.6	-163.9	368.7	174.6	171.8	55.0	49.0	125.0	36.0	8.0	20.23	7.85	0.00	11.00	-434.1	272.0	638.0	272.0
4	5																				
		21dx	-230.1	36.2	-255.1	365.3	-71.3	-65.4	55.0	49.0	125.0	36.0	7.5	17.22	12.44	1.39	11.00	-383.9	-352.9	-637.7	-352.9
		23sx	-59.2	-10.4	-116.1	362.7	168.2	163.0	55.0	49.0	225.0	36.0	7.5	17.22	12.44	1.39	11.00	-383.3	352.9	637.5	352.9

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
			M _{Ed}	e1 distanza da facc.	M _{Ed} + décalage	N _{Ed}	V _{Ed}	V _{Ed} - riduzione	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
5	1																				
		22dx	-211.6	71.6	-219.5	199.2	-245.3	-229.3	65.0	59.0	125.0	40.0	7.9	17.22	13.11	4.09	11.91	-430.4	-592.6	-826.1	-592.6
		23sx	-10.5	-27.0	-132.6	137.2	367.5	344.6	65.0	59.0	125.0	40.0	7.6	17.22	13.11	4.09	11.91	-412.4	592.6	820.3	592.6
5	2	23sx	256.6	-221.7	324.9	137.2	190.1	264.4	65.0	55.5	125.0	40.0	7.4	14.94	21.94	3.55	11.91	468.3	540.4	771.7	540.4
		23sx	256.6	-221.7	324.9	137.2	190.1	264.4	65.0	55.5	125.0	40.0	7.4	14.94	21.94	3.55	11.91	468.3	540.4	771.7	540.4
5	3	22sx	381.2	-226.0	460.2	199.2	216.8	216.8	65.0	56.0	125.0	40.0	8.7	10.56	28.27	3.63	11.91	608.7	548.1	784.1	548.1
		21dx	290.4	-172.8	372.8	210.2	-225.7	-225.7	65.0	56.0	125.0	40.0	8.7	10.56	28.27	3.63	11.91	611.5	-548.1	-785.0	-548.1
5	4	21sx	502.3	-341.8	557.1	163.5	167.7	167.7	65.0	56.5	125.0	40.0	9.4	8.55	33.47	0.00	11.91	703.8	339.8	787.9	339.8
		21sx	502.3	-341.8	557.1	163.5	167.7	167.7	65.0	56.5	125.0	40.0	9.4	8.55	33.47	0.00	11.91	703.8	339.8	787.9	339.8
5	5	21sx	558.1	-375.9	559.2	163.5	-9.8	58.5	65.0	57.0	125.0	40.0	9.0	10.18	30.82	0.00	11.91	659.3	342.8	794.9	342.8
		22dx	507.1	-289.2	527.4	199.2	-138.1	-138.1	65.0	57.0	125.0	40.0	9.1	10.18	30.82	0.00	11.91	668.1	-342.8	-798.1	-342.8

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute			Apertura fessure W_k
			M0 baricentrico	e1 distanza da facc.	M1 facciata interna	N1	T1	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	MPa	MPa	MPa	
3	1	41sx	-21.1	-6.0	8.6	143.5	87.4	55.0	49.0	125.0	40.0	28.9	9.11	6.79	0.00	7.99	4.3	1.0	0.52	0.00
	2	41sx	40.2	-50.5	68.2	134.9	29.9	55.0	50.0	40.0	40.0	24.7	9.11	6.79	0.00	7.99	16.9	2.7	0.18	0.00
	3	41sx	46.3	-57.3	72.4	126.4	-16.6	55.0	49.2	40.0	40.0	18.6	9.11	6.79	0.00	7.99	36.7	3.7	-0.10	0.00
	4	41sx	8.8	-28.2	33.2	117.8	-52.0	55.0	48.4	42.6	42.6	77.8	15.14	6.79	3.61	7.99	-1.3	0.6	-0.32	0.00
	5	41sx	-60.3	34.5	-37.7	109.3	-76.3	55.0	49.0	125.0	49.0	12.7	22.31	8.20	3.48	7.99	42.5	2.5	-0.35	0.00
4	1	41sx	-73.2	28.7	-37.9	132.0	19.6	55.0	49.0	125.0	36.0	13.0	21.24	9.01	2.23	11.00	46.0	2.8	0.12	0.00
	2	41sx	-68.9	26.7	-34.4	128.9	12.6	55.0	49.0	125.0	36.0	13.2	21.24	7.85	0.00	11.00	42.4	2.6	0.08	0.00
	3	41sx	-66.4	25.9	-32.7	126.1	6.4	55.0	49.0	125.0	36.0	13.3	21.24	7.85	0.00	11.00	40.5	2.5	0.04	0.00
	4	41sx	-65.5	26.2	-32.4	123.7	1.0	55.0	49.0	125.0	36.0	13.0	20.23	7.85	0.00	11.00	41.8	2.5	0.01	0.00
	5	41sx	-65.8	27.4	-33.3	121.5	-3.5	55.0	49.0	125.0	36.0	11.9	17.22	12.44	1.39	11.00	49.5	2.7	-0.02	0.00
5	1	41sx	-64.4	37.3	-33.4	89.5	79.4	65.0	59.0	125.0	40.0	13.1	17.22	13.11	4.09	11.91	39.8	1.9	0.36	0.00
	2	41sx	0.8	-35.5	31.8	89.5	59.6	65.0	55.5	125.0	40.0	477.6	14.94	21.94	3.55	11.91	-0.9	0.2	0.31	0.00
	3	41sx	47.3	-87.5	78.3	89.5	39.7	65.0	56.0	125.0	40.0	16.9	10.56	28.27	3.63	11.91	17.7	1.3	0.20	0.00
	4	41sx	75.2	-118.7	106.2	89.5	19.9	65.0	56.5	125.0	40.0	15.5	8.55	33.47	0.00	11.91	30.7	1.9	0.10	0.00
	5	41sx	84.5	-129.1	115.5	89.5	0.0	65.0	57.0	125.0	40.0	14.6	10.18	30.82	0.00	11.91	38.4	2.2	0.00	0.00

VERIFICA A FESSURAZIONE: combinazione frequente (apertura fessure < 0.40 mm) Caso più gravoso fra le condizioni di carico n° 51, 52, 53

 $\Psi_1 = 0.75$

TRAVE	sezione	Condizione di carico	Sollecitazioni					Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Tensioni massime assolute			Apertura fessure W_k
			M0 baricentrico	e1 distanza da facc.	M1 facciata interna	N1	T1	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	σ_{acc}	σ_{cls}	τ_{cls}	
			kN.m	cm	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	MPa	MPa	MPa	
3	1	51sx	-1.7	-20.0	49.2	246.2	68.6	55.0	49.0	125.0	40.0	311.5	9.11	6.79	0.00	7.99	-4.0	0.8	0.45	0.00
	2	51sx	37.7	-36.6	86.9	237.6	7.3	55.0	50.0	40.0	40.0	51.8	9.11	6.79	0.00	7.99	-0.4	2.1	0.05	0.00
	3	51sx	17.4	-28.3	64.8	229.1	-43.8	55.0	49.2	40.0	40.0	72.8	9.11	6.79	0.00	7.99	-2.5	1.3	-0.29	0.00
	4	51sx	-51.7	2.8	-6.1	220.5	-84.7	55.0	49.0	125.0	42.6	17.5	15.14	6.79	3.61	7.99	26.9	2.5	-0.45	0.00
	5	51dx	-165.1	56.7	-120.9	213.4	116.8	55.0	49.0	125.0	49.0	11.6	22.31	8.20	3.48	7.99	128.8	6.7	0.53	0.09
4	1	51sx	-177.5	49.4	-115.1	233.2	63.6	55.0	49.0	125.0	36.0	11.7	21.24	9.01	2.23	11.00	130.1	6.8	0.39	0.00
	2	51sx	-161.7	43.3	-99.9	231.0	55.8	55.0	49.0	125.0	36.0	12.0	21.24	7.85	0.00	11.00	114.5	6.2	0.35	0.00
	3	51sx	-147.8	37.8	-86.6	228.9	49.0	55.0	49.0	125.0	36.0	12.3	21.24	7.85	0.00	11.00	101.0	5.6	0.30	0.00
	4	51sx	-135.6	33.0	-74.9	227.0	43.1	55.0	49.0	125.0	36.0	12.4	20.23	7.85	0.00	11.00	93.1	5.2	0.27	0.00
	5	51sx	-124.9	28.7	-64.6	225.2	38.1	55.0	49.0	125.0	36.0	11.8	17.22	12.44	1.39	11.00	95.4	5.1	0.24	0.00
5	1	51sx	-110.9	48.3	-64.7	133.8	181.9	65.0	59.0	125.0	40.0	12.4	17.22	13.11	4.09	11.91	74.6	3.3	0.83	0.00
	2	51sx	47.2	-69.9	93.5	133.8	155.5	65.0	55.5	125.0	40.0	19.5	14.94	21.94	3.55	11.91	14.2	1.3	0.79	0.00
	3	51sx	180.7	-169.7	227.0	133.8	129.2	65.0	56.0	125.0	40.0	12.9	10.56	28.27	3.63	11.91	99.9	5.0	0.63	0.00
	4	52sx	293.3	-263.9	337.6	127.9	31.4	65.0	56.5	125.0	40.0	13.0	8.55	33.47	0.00	11.91	149.1	7.4	0.15	0.10
	5	51dx	327.2	-279.2	373.5	133.8	-0.7	65.0	57.0	125.0	40.0	12.5	10.18	30.82	0.00	11.91	179.7	8.4	0.00	0.16

DATI CONDIZIONE DI CARICO 91 - Verifica sismica (s.l.u.)

CARICHI DISTRIBUITI su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave N/cm.	fine trave N/cm.	quiete/altro N/cm.	per deformaz N/cm.	TOTALE N/cm.	quiete/altro N/cm.	per deformaz N/cm.	TOTALE N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	594.0	0.0	594.0	156.3	-16.9	139.4
4	280.0	60.4	171.4	-16.9	154.5	68.0	-25.2	42.8
5	83.1	83.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	83.1	83.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	60.4	280.0	-61.5	-21.1	-82.5	-141.1	-28.1	-169.2
8	0.0	0.0	-156.3	-28.1	-184.3	-594.0	0.0	-594.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti alla proiezione della trave e non al suo sviluppo

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRII delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	82.7	
4	103.9	
5	140.4	
6	140.4	
7	103.9	
8	82.7	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi proprii sono già moltiplicati per i coefficienti 'g' moltiplicativi delle azioni

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	86.97	86.97	86.97	86.97	86.97	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-5.45	-10.90	-16.35	-21.80	
	T	(kN)	-148.37	-148.37	-148.37	-148.37	-148.37	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	148.37	139.58	130.79	122.00	113.21	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-21.80	39.00	44.82	7.98	-59.17	
	T	(kN)	86.97	29.41	-16.53	-50.87	-73.60	
TRAVE 4	N	(kN)	132.60	129.26	126.22	123.46	121.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-71.39	-65.89	-62.21	-60.10	-59.34	
	T	(kN)	24.45	17.17	10.77	5.27	0.65	
TRAVE 5	N	(kN)	86.07	87.21	88.34	89.47	90.61	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-56.90	9.91	57.09	84.62	92.52	
	T	(kN)	81.75	60.80	39.85	18.89	-2.06	
TRAVE 6	N	(kN)	90.61	91.74	92.87	94.00	95.14	Cerniera interna
	M	(kN.m)	92.52	80.77	49.38	-1.66	-72.33	
	T	(kN)	-2.06	-23.01	-43.96	-64.91	-85.86	
TRAVE 7	N	(kN)	130.13	132.37	134.96	137.92	141.23	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-74.13	-74.05	-75.36	-78.28	-83.03	
	T	(kN)	2.66	-2.18	-7.84	-14.33	-21.64	
TRAVE 8	N	(kN)	117.33	126.12	134.91	143.70	152.49	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-69.41	3.64	43.24	38.26	-22.40	
	T	(kN)	81.01	54.75	18.03	-29.14	-86.78	
TRAVE 9	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 10	N	(kN)	86.78	86.78	86.78	86.78	86.78	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-22.40	-16.80	-11.20	-5.60	0.00	
	T	(kN)	152.49	152.49	152.49	152.49	152.49	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.21813		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.21813	X(3)= 0.03	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.01662	X(6)= -0.02	X(7)= 0.15
inizio trave 5	X(8)= 0.18888	X(9)= -0.13	X(10)= 0.24
inizio trave 6	X(11)= -0.00828	X(12)= -0.69	X(13)= 0.22
inizio trave 7	X(14)= -0.16988	X(15)= -0.11	X(16)= 0.20
inizio trave 8	X(17)= 0.03940	X(18)= -0.04	X(19)= 0.25
inizio trave 9	X(20)= -0.11369	X(21)= 0.02	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= -0.11369	X(21)= 0.02	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= -0.11368		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9

STEGET-Riva di Chieri

Condizione di carico 91 - Verifica sismica (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00 \text{ m.}$ $Y_p = 0.35 \text{ m.}$
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 0\%$ $a_{dx} = 0\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m^3 a destra: 1.83 t/m^3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.44 \times g_3 = 0.44$ a destra: $0.44 \times (g_3) = 0.44$
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 30 MPa a dx: 30 MPa Increment. con la profond. 2 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 3.76 m. a dx: 3.76 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

Verifica sismica

100% vert verso il basso + 30% orizz verso dx

Valore di $a_g/g = 0.058$

Categoria del suolo di fondazione: C

Fo = fattore di amplificazione orizz. = 2.841

Fattore di struttura $q = 1.0$

Tc* = periodo iniziale a velocità costante = 0.300

		orizz.	vert.
Massa efficace di un arco	kg	15757	5128
Rigidità complessiva di un arco	kN/cm	613	828
Periodo fondamentale della vibrazione	sec	0.1007	0.0495
Coefficiente per le azioni sismiche		0.05706	0.0554
Carichi mobili presenti sull'impalcato: nessuno			

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN
3	1	-21.8	-6.0	-21.8	148.4	87.0	87.0	55.0	49.0	125.0	40.0	5.1	9.11	6.79	0.00	7.99	-188.8	197.7	689.6	197.7
	2	39.0	-48.6	46.2	139.6	29.4	29.4	55.0	50.0	40.0	40.0	7.7	9.11	6.79	0.00	7.99	161.3	201.7	702.5	201.7
	3	44.8	-55.0	44.8	130.8	-16.5	-16.5	55.0	49.2	40.0	40.0	7.6	9.11	6.79	0.00	7.99	156.7	-198.5	-690.1	-198.5
	4	8.0	-27.2	10.0	122.0	-50.9	-50.9	55.0	48.4	42.6	42.6	7.0	15.14	6.79	3.61	7.99	151.9	-390.5	-721.8	-390.5
	5	-59.2	31.6	-72.0	113.2	-73.6	-68.9	55.0	49.0	125.0	49.0	7.3	22.31	8.20	3.48	7.99	-407.4	-395.4	-837.4	-395.4
4	1	-71.4	27.1	-72.0	132.6	24.4	10.7	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	9.01	2.23	11.00	-399.6	401.5	616.1	401.5
	2	-65.9	24.2	-72.0	129.3	17.2	10.0	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-398.9	272.0	615.7	272.0
	3	-62.2	22.5	-67.1	126.2	10.8	7.7	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-398.2	272.0	615.5	272.0
	4	-60.1	21.9	-63.0	123.5	5.3	3.3	55.0	49.0	125.0	36.0	7.1	20.23	7.85	0.00	11.00	-381.0	272.0	615.2	272.0
	5	-59.3	22.3	-60.5	121.0	0.7	-3.1	55.0	49.0	125.0	36.0	6.6	17.22	12.44	1.39	11.00	-330.6	-352.9	-615.0	-352.9

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
5	1	-56.9	31.5	-59.6	86.1	81.7	69.3	65.0	59.0	125.0	40.0	7.4	17.22	13.11	4.09	11.91	-397.5	592.6	815.6	592.6
	2	9.9	-46.0	31.1	87.2	60.8	60.4	65.0	55.5	125.0	40.0	7.2	14.94	21.94	3.55	11.91	455.5	540.4	767.3	540.4
	3	57.1	-99.2	70.6	88.3	39.8	39.8	65.0	56.0	125.0	40.0	8.2	10.56	28.27	3.63	11.91	581.0	548.1	774.3	548.1
	4	84.6	-129.2	90.2	89.5	18.9	18.9	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	685.7	339.8	781.4	339.8
	5	92.5	-136.7	92.5	90.6	-2.1	-2.1	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	641.3	-342.8	-788.4	-342.8
6	1	92.5	-136.7	92.5	90.6	-2.1	-2.1	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	641.3	-342.8	-788.4	-342.8
	2	80.8	-122.7	87.9	91.7	-23.0	-23.0	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	686.3	-339.8	-781.6	-339.8
	3	49.4	-87.8	64.4	92.9	-44.0	-44.0	65.0	56.0	125.0	40.0	8.3	10.56	28.27	3.63	11.91	582.2	-548.1	-774.7	-548.1
	4	-1.7	-32.8	-29.3	94.0	-64.9	-64.5	65.0	59.0	125.0	40.0	7.4	14.94	21.94	3.55	11.91	-357.2	-561.4	-816.4	-561.4
	5	-72.3	41.4	-75.1	95.1	-85.9	-73.4	65.0	59.0	125.0	40.0	7.5	17.22	13.11	4.09	11.91	-400.1	-592.6	-816.5	-592.6
7	1	-74.1	30.2	-75.1	130.1	2.7	-1.5	55.0	49.0	125.0	36.0	6.7	17.22	12.44	1.39	11.00	-332.7	-352.9	-615.8	-352.9
	2	-74.1	29.2	-75.9	132.4	-2.2	-0.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.1	20.23	7.85	0.00	11.00	-383.0	-272.0	-616.0	-272.0
	3	-75.4	29.1	-79.3	135.0	-7.8	-4.8	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	7.85	0.00	11.00	-400.2	-272.0	-616.3	-272.0
	4	-78.3	30.0	-83.6	137.9	-14.3	-7.2	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	7.85	0.00	11.00	-400.8	-272.0	-616.6	-272.0
	5	-83.0	32.0	-83.6	141.2	-21.6	-8.0	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	9.01	2.23	11.00	-401.5	-401.5	-616.9	-401.5
8	1	-69.4	38.5	-83.6	117.3	81.0	74.9	55.0	49.0	125.0	49.0	7.3	22.31	8.20	3.48	7.99	-408.1	395.4	838.0	395.4
	2	3.6	-23.6	15.8	126.1	54.8	54.8	55.0	48.4	42.6	42.6	7.0	15.14	6.79	3.61	7.99	153.0	390.5	722.3	390.5
	3	43.2	-52.7	43.2	134.9	18.0	18.0	55.0	49.2	40.0	40.0	7.6	9.11	6.79	0.00	7.99	157.9	198.5	690.7	198.5
	4	38.3	-47.3	45.3	143.7	-29.1	-29.1	55.0	50.0	40.0	40.0	7.7	9.11	6.79	0.00	7.99	162.5	-201.7	-703.0	-201.7
	5	-22.4	-6.0	-22.4	152.5	-86.8	-86.8	55.0	49.0	125.0	40.0	5.1	9.11	6.79	0.00	7.99	-189.5	-197.7	-690.1	-197.7

DATI CONDIZIONE DI CARICO 92 - Verifica sismica (s.l.u.)

CARICHI DISTRIBUITI su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	589.1	0.0	589.1	151.3	-21.6	129.7
4	239.9	43.4	165.9	-21.6	144.3	62.4	-24.1	38.3
5	63.7	63.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	63.7	63.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	43.4	239.9	-57.2	-20.2	-77.3	-136.8	-21.5	-158.3
8	0.0	0.0	-151.3	-21.5	-172.8	-589.1	0.0	-589.1
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti alla proiezione della trave e non al suo sviluppo

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRI delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	78.3	
4	93.0	
5	125.6	
6	125.6	
7	93.0	
8	78.3	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi propri sono già moltiplicati per i coefficienti 'g' moltiplicativi delle azioni

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	87.52	87.52	87.52	87.52	87.52	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-4.76	-9.51	-14.27	-19.02	
	T	(kN)	-129.50	-129.50	-129.50	-129.50	-129.50	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	129.50	121.18	112.87	104.56	96.24	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-19.02	42.66	50.05	15.61	-48.22	
	T	(kN)	87.52	30.55	-14.69	-48.20	-69.99	
TRAVE 4	N	(kN)	118.03	115.27	112.75	110.48	108.45	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-60.04	-56.87	-55.30	-55.13	-56.12	
	T	(kN)	15.26	8.80	3.15	-1.68	-5.70	
TRAVE 5	N	(kN)	81.62	82.69	83.77	84.84	85.92	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-55.46	0.94	40.70	63.82	70.31	
	T	(kN)	69.04	51.29	33.54	15.79	-1.96	
TRAVE 6	N	(kN)	85.92	86.99	88.07	89.15	90.22	Cerniera interna
	M	(kN.m)	70.31	60.16	33.36	-10.07	-70.14	
	T	(kN)	-1.96	-19.70	-37.45	-55.20	-72.95	
TRAVE 7	N	(kN)	117.12	118.93	121.06	123.49	126.24	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-70.20	-68.40	-67.83	-68.67	-71.13	
	T	(kN)	8.84	4.60	-0.38	-6.11	-12.58	
TRAVE 8	N	(kN)	100.15	108.47	116.78	125.10	133.41	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-57.98	11.46	48.52	41.94	-19.60	
	T	(kN)	77.04	51.89	16.12	-30.29	-87.31	
TRAVE 9	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 10	N	(kN)	87.31	87.31	87.31	87.31	87.31	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-19.60	-14.70	-9.80	-4.90	0.00	
	T	(kN)	133.41	133.41	133.41	133.41	133.41	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.26219		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.26219	X(3)= 0.04	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= -0.03070	X(6)= -0.01	X(7)= 0.19
inizio trave 5	X(8)= 0.12413	X(9)= -0.06	X(10)= 0.23
inizio trave 6	X(11)= -0.00787	X(12)= -0.46	X(13)= 0.21
inizio trave 7	X(14)= -0.10605	X(15)= -0.04	X(16)= 0.19
inizio trave 8	X(17)= 0.08402	X(18)= -0.03	X(19)= 0.19
inizio trave 9	X(20)= -0.16252	X(21)= 0.02	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= -0.16252	X(21)= 0.02	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= -0.16251		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9

STEGET-Riva di Chieri

Condizione di carico 92 - Verifica sismica (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00 \text{ m.}$ $Y_p = 0.30 \text{ m.}$
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 0\%$ $a_{dx} = 0\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m^3 a destra: 1.83 t/m^3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.44 \times g_3 = 0.44$ a destra: $0.44 \times (g_3) = 0.44$
 Modulo elastico del terreno in superficie: $a_{sx}: 30 \text{ MPa}$ $a_{dx}: 30 \text{ MPa}$ Increment. con la profond. 2 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: $a_{sx}: 3.73 \text{ m.}$ $a_{dx}: 3.73 \text{ m.}$
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

Verifica sismica

100% vert verso l'alto + 30% orizz verso dx

Valore di $a_g/g = 0.058$ Categoria del suolo di fondazione: C
 $F_o =$ fattore di amplificazione orizz. = 2.841 Fattore di struttura $q = 1.0$
 $T_{c^*} =$ periodo iniziale a velocità costante = 0.300

		orizz.	vert.
Massa efficace di un arco	kg	15960	5128
Rigidità complessiva di un arco	kN/cm	616	828
Periodo fondamentale della vibrazione	sec	0.1011	0.0494
Coefficiente per le azioni sismiche		0.05721	-0.0558
Carichi mobili presenti sull'impalcato: nessuno			

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN
3	1	-19.0	-6.0	-19.0	129.5	87.5	87.5	55.0	49.0	125.0	40.0	5.0	9.11	6.79	0.00	7.99	-185.5	197.7	687.2	197.7
	2	42.7	-55.9	50.3	121.2	30.6	30.6	55.0	50.0	40.0	40.0	7.5	9.11	6.79	0.00	7.99	155.9	201.7	700.1	201.7
	3	50.1	-65.0	50.1	112.9	-14.7	-14.7	55.0	49.2	40.0	40.0	7.4	9.11	6.79	0.00	7.99	151.5	-198.5	-687.9	-198.5
	4	15.6	-35.6	15.6	104.6	-48.2	-48.2	55.0	48.4	42.6	42.6	6.9	15.14	6.79	3.61	7.99	146.9	-390.5	-719.5	-390.5
	5	-48.2	29.4	-60.4	96.2	-70.0	-65.6	55.0	49.0	125.0	49.0	7.2	22.31	8.20	3.48	7.99	-404.5	-395.4	-835.0	-395.4
4	1	-60.0	24.1	-60.4	118.0	15.3	3.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	9.01	2.23	11.00	-396.4	401.5	614.7	401.5
	2	-56.9	22.6	-60.4	115.3	8.8	2.4	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-395.8	272.0	614.4	272.0
	3	-55.3	22.3	-57.5	112.8	3.2	0.5	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-395.3	272.0	614.2	272.0
	4	-55.1	23.1	-56.5	110.5	-1.7	0.0	55.0	49.0	125.0	36.0	7.0	20.23	7.85	0.00	11.00	-378.2	272.0	614.0	272.0
	5	-56.1	25.0	-57.7	108.4	-5.7	-2.5	55.0	49.0	125.0	36.0	6.6	17.22	12.44	1.39	11.00	-327.9	-352.9	-613.8	-352.9

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN
5	1	-55.5	33.3	-57.7	81.6	69.0	58.5	65.0	59.0	125.0	40.0	7.4	17.22	13.11	4.09	11.91	-396.1	592.6	815.2	592.6
	2	0.9	-35.7	19.6	82.7	51.3	50.9	65.0	55.5	125.0	40.0	7.2	14.94	21.94	3.55	11.91	454.4	540.4	766.9	540.4
	3	40.7	-83.2	52.0	83.8	33.5	33.5	65.0	56.0	125.0	40.0	8.2	10.56	28.27	3.63	11.91	579.9	548.1	773.9	548.1
	4	63.8	-109.8	68.5	84.8	15.8	15.8	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	684.6	339.8	781.0	339.8
	5	70.3	-116.4	70.3	85.9	-2.0	-2.0	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	640.1	-342.8	-788.0	-342.8
6	1	70.3	-116.4	70.3	85.9	-2.0	-2.0	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	640.1	-342.8	-788.0	-342.8
	2	60.2	-103.8	66.3	87.0	-19.7	-19.7	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	685.1	-339.8	-781.1	-339.8
	3	33.4	-72.5	46.2	88.1	-37.5	-37.5	65.0	56.0	125.0	40.0	8.2	10.56	28.27	3.63	11.91	581.0	-548.1	-774.3	-548.1
	4	-10.1	-23.3	-33.6	89.1	-55.2	-54.8	65.0	59.0	125.0	40.0	7.4	14.94	21.94	3.55	11.91	-355.8	-561.4	-815.9	-561.4
	5	-70.1	43.1	-72.5	90.2	-72.9	-62.4	65.0	59.0	125.0	40.0	7.5	17.22	13.11	4.09	11.91	-398.7	-592.6	-816.0	-592.6
7	1	-70.2	33.2	-72.5	117.1	8.8	5.3	55.0	49.0	125.0	36.0	6.6	17.22	12.44	1.39	11.00	-329.8	352.9	614.6	352.9
	2	-68.4	30.8	-70.8	118.9	4.6	2.7	55.0	49.0	125.0	36.0	7.0	20.23	7.85	0.00	11.00	-380.0	272.0	614.8	272.0
	3	-67.8	29.3	-69.1	121.1	-0.4	2.3	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-397.1	272.0	615.0	272.0
	4	-68.7	28.9	-71.5	123.5	-6.1	0.2	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-397.6	272.0	615.2	272.0
	5	-71.1	29.6	-71.5	126.2	-12.6	-0.4	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	9.01	2.23	11.00	-398.2	-401.5	-615.5	-401.5
8	1	-58.0	37.2	-71.5	100.2	77.0	71.3	55.0	49.0	125.0	49.0	7.2	22.31	8.20	3.48	7.99	-405.1	395.4	835.6	395.4
	2	11.5	-31.3	11.5	108.5	51.9	51.9	55.0	48.4	42.6	42.6	6.9	15.14	6.79	3.61	7.99	148.0	390.5	720.0	390.5
	3	48.5	-62.2	48.5	116.8	16.1	16.1	55.0	49.2	40.0	40.0	7.4	9.11	6.79	0.00	7.99	152.7	198.5	688.4	198.5
	4	41.9	-54.2	49.4	125.1	-30.3	-30.3	55.0	50.0	40.0	40.0	7.5	9.11	6.79	0.00	7.99	157.1	-201.7	-700.6	-201.7
	5	-19.6	-6.0	-19.6	133.4	-87.3	-87.3	55.0	49.0	125.0	40.0	5.0	9.11	6.79	0.00	7.99	-186.2	-197.7	-687.7	-197.7

DATI CONDIZIONE DI CARICO 93 - Verifica sismica (s.l.u.)

CARICHI DISTRIBUITI su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave N/cm.	fine trave N/cm.	quiete/altro N/cm.	per deformaz N/cm.	TOTALE N/cm.	quiete/altro N/cm.	per deformaz N/cm.	TOTALE N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	594.0	0.0	594.0	156.3	-71.0	85.3
4	269.7	58.2	206.8	-71.0	135.8	75.6	-79.2	-3.5
5	80.1	80.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	80.1	80.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	58.2	269.7	-53.8	-75.1	-128.9	-105.8	-79.1	-184.9
8	0.0	0.0	-156.3	-79.1	-235.4	-594.0	0.0	-594.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti alla proiezione della trave e non al suo sviluppo

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRI delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	81.2	
4	100.1	
5	135.2	
6	135.2	
7	100.1	
8	81.2	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi propri sono già moltiplicati per i coefficienti 'g' moltiplicativi delle azioni

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	87.56	87.56	87.56	87.56	87.56	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-5.09	-10.19	-15.28	-20.37	
	T	(kN)	-138.69	-138.69	-138.69	-138.69	-138.69	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	138.69	130.07	121.44	112.82	104.20	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-20.37	41.00	48.25	15.18	-44.42	
	T	(kN)	87.56	30.13	-14.32	-45.77	-64.24	
TRAVE 4	N	(kN)	119.07	115.88	112.89	110.09	107.49	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-54.95	-49.19	-45.18	-42.66	-41.38	
	T	(kN)	25.31	18.26	12.16	7.00	2.79	
TRAVE 5	N	(kN)	74.70	78.48	82.26	86.04	89.82	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-38.69	21.09	61.96	83.90	86.93	
	T	(kN)	73.86	53.68	33.50	13.32	-6.86	
TRAVE 6	N	(kN)	89.82	93.60	97.38	101.16	104.94	Cerniera interna
	M	(kN.m)	86.93	71.03	36.22	-17.52	-90.17	
	T	(kN)	-6.86	-27.05	-47.23	-67.41	-87.59	
TRAVE 7	N	(kN)	137.95	139.80	142.07	144.76	147.86	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-90.76	-89.22	-89.08	-90.55	-93.81	
	T	(kN)	8.27	3.30	-2.39	-8.79	-15.92	
TRAVE 8	N	(kN)	117.92	126.55	135.17	143.80	152.42	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-78.61	0.69	42.97	38.52	-22.39	
	T	(kN)	88.99	58.74	19.33	-29.23	-86.95	
TRAVE 9	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 10	N	(kN)	86.95	86.95	86.95	86.95	86.95	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-22.39	-16.79	-11.19	-5.60	0.00	
	T	(kN)	152.42	152.42	152.42	152.42	152.42	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.35337		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.35338	X(3)= 0.05	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.06960	X(6)= 0.00	X(7)= 0.64
inizio trave 5	X(8)= 0.19449	X(9)= -0.13	X(10)= 0.76
inizio trave 6	X(11)= -0.02764	X(12)= -0.63	X(13)= 0.74
inizio trave 7	X(14)= -0.13107	X(15)= -0.07	X(16)= 0.72
inizio trave 8	X(17)= 0.11733	X(18)= -0.06	X(19)= 0.72
inizio trave 9	X(20)= -0.00486	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= -0.00486	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= -0.00486		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9

STEGET-Riva di Chieri

Condizione di carico 93 - Verifica sismica (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: Xp = 0.00 m. Yp = 0.35 m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) a sx = 0% a dx = 0%
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m3 a destra: 1.83 t/m3
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: 0.44 x g3 = 0.44 a destra: 0.44 x (g3) = 0.44
 Modulo elastico del terreno in superficie: a sx: 30 MPa a dx: 30 MPa Increment. con la profond. 2 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: a sx: 3.76 m. a dx: 3.76 m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: g1 = 1.00 g2 = 1.00 g3 = 1.00

Verifica sismica

30% vert verso il basso + 100% orizz verso dx

Valore di ag/g = 0.058

Categoria del suolo di fondazione: C

Fo = fattore di amplificazione orizz. = 2.841

Fattore di struttura q = 1.0

Tc* = periodo iniziale a velocità costante = 0.300

		orizz.	vert.
Massa efficace di un arco	kg	15823	5128
Rigidezza complessiva di un arco	kN/cm	613	828
Periodo fondamentale della vibrazione	sec	0.1009	0.0495
Coefficiente per le azioni sismiche		0.1904	0.01662
Carichi mobili presenti sull'impalcato: nessuno			

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
3	1	-20.4	-6.0	-20.4	138.7	87.6	87.6	55.0	49.0	125.0	40.0	5.0	9.11	6.79	0.00	7.99	-187.1	197.7	688.3	197.7
	2	41.0	-52.2	48.5	130.1	30.1	30.1	55.0	50.0	40.0	40.0	7.6	9.11	6.79	0.00	7.99	158.5	201.7	701.3	201.7
	3	48.2	-60.4	48.2	121.4	-14.3	-14.3	55.0	49.2	40.0	40.0	7.5	9.11	6.79	0.00	7.99	154.0	-198.5	-689.0	-198.5
	4	15.2	-34.1	15.2	112.8	-45.8	-45.8	55.0	48.4	42.6	42.6	7.0	15.14	6.79	3.61	7.99	149.2	-390.5	-720.6	-390.5
	5	-44.4	21.9	-55.6	104.2	-64.2	-61.1	55.0	49.0	125.0	49.0	7.2	22.31	8.20	3.48	7.99	-405.8	-395.4	-836.1	-395.4
4	1	-54.9	19.4	-55.6	119.1	25.3	12.0	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	9.01	2.23	11.00	-396.7	401.5	614.8	401.5
	2	-49.2	15.7	-55.6	115.9	18.3	11.3	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-396.0	272.0	614.5	272.0
	3	-45.2	13.3	-50.4	112.9	12.2	9.2	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-395.3	272.0	614.2	272.0
	4	-42.7	12.0	-46.0	110.1	7.0	5.3	55.0	49.0	125.0	36.0	7.0	20.23	7.85	0.00	11.00	-378.1	272.0	614.0	272.0
	5	-41.4	11.7	-43.2	107.5	2.8	-0.5	55.0	49.0	125.0	36.0	6.6	17.22	12.44	1.39	11.00	-327.7	-352.9	-613.7	-352.9

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
5	1	-38.7	17.2	-41.1	74.7	73.9	61.8	65.0	59.0	125.0	40.0	7.4	17.22	13.11	4.09	11.91	-394.1	592.6	814.6	592.6
	2	21.1	-61.5	39.7	78.5	53.7	53.3	65.0	55.5	125.0	40.0	7.2	14.94	21.94	3.55	11.91	453.3	540.4	766.6	540.4
	3	62.0	-109.9	73.1	82.3	33.5	33.5	65.0	56.0	125.0	40.0	8.2	10.56	28.27	3.63	11.91	579.5	548.1	773.8	548.1
	4	83.9	-132.1	87.4	86.0	13.3	13.3	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	684.9	339.8	781.1	339.8
	5	86.9	-131.4	88.0	89.8	-6.9	-6.9	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	641.1	-342.8	-788.3	-342.8
6	1	86.9	-131.4	88.0	89.8	-6.9	-6.9	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	641.1	-342.8	-788.3	-342.8
	2	71.0	-110.5	79.8	93.6	-27.0	-27.0	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	686.7	-339.8	-781.7	-339.8
	3	36.2	-71.8	52.5	97.4	-47.2	-47.2	65.0	56.0	125.0	40.0	8.3	10.56	28.27	3.63	11.91	583.3	-548.1	-775.1	-548.1
	4	-17.5	-17.3	-46.1	101.2	-67.4	-67.0	65.0	59.0	125.0	40.0	7.4	14.94	21.94	3.55	11.91	-359.2	-561.4	-817.0	-561.4
	5	-90.2	51.3	-93.0	104.9	-87.6	-75.6	65.0	59.0	125.0	40.0	7.5	17.22	13.11	4.09	11.91	-403.0	-592.6	-817.4	-592.6
7	1	-90.8	39.0	-93.0	138.0	8.3	3.8	55.0	49.0	125.0	36.0	6.7	17.22	12.44	1.39	11.00	-334.4	352.9	616.6	352.9
	2	-89.2	37.1	-91.3	139.8	3.3	1.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.1	20.23	7.85	0.00	11.00	-384.6	272.0	616.7	272.0
	3	-89.1	35.9	-91.2	142.1	-2.4	0.6	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	7.85	0.00	11.00	-401.7	272.0	616.9	272.0
	4	-90.5	35.8	-94.2	144.8	-8.8	-1.9	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	7.85	0.00	11.00	-402.3	-272.0	-617.2	-272.0
	5	-93.8	36.7	-94.2	147.9	-15.9	-2.7	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	9.01	2.23	11.00	-402.9	-401.5	-617.5	-401.5
8	1	-78.6	46.0	-94.2	117.9	89.0	81.4	55.0	49.0	125.0	49.0	7.3	22.31	8.20	3.48	7.99	-408.2	395.4	838.0	395.4
	2	0.7	-21.2	20.2	126.5	58.7	58.7	55.0	48.4	42.6	42.6	7.0	15.14	6.79	3.61	7.99	153.2	390.5	722.3	390.5
	3	43.0	-52.5	43.0	135.2	19.3	19.3	55.0	49.2	40.0	40.0	7.6	9.11	6.79	0.00	7.99	158.0	198.5	690.7	198.5
	4	38.5	-47.5	45.6	143.8	-29.2	-29.2	55.0	50.0	40.0	40.0	7.7	9.11	6.79	0.00	7.99	162.5	-201.7	-703.0	-201.7
	5	-22.4	-6.0	-22.4	152.4	-87.0	-87.0	55.0	49.0	125.0	40.0	5.1	9.11	6.79	0.00	7.99	-189.5	-197.7	-690.1	-197.7

DATI CONDIZIONE DI CARICO 94 - Verifica sismica (s.l.u.)

CARICHI DISTRIBUITI su una striscia larga un arco

n° trave	carichi verticali		pressione orizzontale a inizio trave			pressione orizzontale a fine trave		
	inizio trave	fine trave	quiete/altro	per deformaz	TOTALE	quiete/altro	per deformaz	TOTALE
	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.	N/cm.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	589.1	0.0	589.1	151.3	-70.3	81.0
4	249.8	45.2	199.7	-70.3	129.4	68.5	-75.7	-7.1
5	66.4	66.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	66.4	66.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	45.2	249.8	-51.0	-71.7	-122.7	-103.0	-73.1	-176.1
8	0.0	0.0	-151.3	-73.1	-224.4	-589.1	0.0	-589.1
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

N.B.: I carichi distribuiti sono riferiti alla proiezione della trave e non al suo sviluppo

FORZE CONCENTRATE VERTICALI ad arco

Trave	n° forze sulla trave	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente	Entità della forza	Distanza dal nodo precedente
		N	cm	N	cm	N	cm
1	0						
2	0						
3	0						
4	0						
5	0						
6	0						
7	0						
8	0						
9	0						
10	0						

PESI PROPRI delle travi

(Carichi distribuiti che si aggiungono ai carichi verticali esposti nella prima tabella)

Trave	Peso lineare	Note
n°	N/cm	
1	0.0	trave fittizia
2	0.0	trave fittizia
3	79.8	
4	96.8	
5	130.8	
6	130.8	
7	96.8	
8	79.8	
9	0.0	trave fittizia
10	0.0	trave fittizia

FORZE NODALI su un arco

(La tabella è compilata soltanto nelle posizioni in cui vi siano forze o coppie nodali)

Posizione nodale	Forza o coppia
	N o N.cm

N.B. I carichi, le forze concentrate e i pesi propri sono già moltiplicati per i coefficienti 'g' moltiplicativi delle azioni

SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI

			sez. 1	sez. 2	sez. 3	sez. 4	sez. 5	
TRAVE 1	N	(kN)	87.40	87.40	87.40	87.40	87.40	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	-4.76	-9.52	-14.28	-19.04	
	T	(kN)	-129.65	-129.65	-129.65	-129.65	-129.65	
TRAVE 2	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 3	N	(kN)	129.65	121.17	112.68	104.20	95.72	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-19.04	42.43	50.32	18.42	-39.51	
	T	(kN)	87.40	30.48	-13.46	-44.43	-62.43	
TRAVE 4	N	(kN)	111.78	108.83	106.06	103.47	101.07	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-49.83	-45.25	-42.30	-40.76	-40.36	
	T	(kN)	20.70	14.05	8.32	3.50	-0.39	
TRAVE 5	N	(kN)	72.35	75.93	79.51	83.09	86.67	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-38.56	15.98	53.20	73.08	75.64	
	T	(kN)	67.42	48.94	30.45	11.97	-6.51	
TRAVE 6	N	(kN)	86.67	90.24	93.82	97.40	100.98	Cerniera interna
	M	(kN.m)	75.64	60.87	28.78	-20.64	-87.39	
	T	(kN)	-6.51	-24.99	-43.47	-61.96	-80.44	
TRAVE 7	N	(kN)	129.92	131.60	133.69	136.18	139.09	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-87.21	-84.94	-83.98	-84.52	-86.75	
	T	(kN)	10.83	6.21	0.90	-5.10	-11.80	
TRAVE 8	N	(kN)	108.74	117.22	125.70	134.19	142.67	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-71.99	4.60	45.23	40.01	-20.96	
	T	(kN)	85.90	56.71	18.21	-29.60	-86.71	
TRAVE 9	N	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Cerniera interna
	M	(kN.m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	T	(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TRAVE 10	N	(kN)	86.71	86.71	86.71	86.71	86.71	Cerniera interna
	M	(kN.m)	-20.96	-15.72	-10.48	-5.24	0.00	
	T	(kN)	142.67	142.67	142.67	142.67	142.67	

SPOSTAMENTI NODALI

	ROTAZIONE mrad.	SPOSTAM. VERT. mm.	SPOSTAM. ORIZZ. mm.
inizio trave 1	X(1)= 0.36558		
inizio trave 2			
inizio trave 3	X(2)= 0.36558	X(3)= 0.05	X(4)= 0.00
inizio trave 4	X(5)= 0.04327	X(6)= 0.01	X(7)= 0.63
inizio trave 5	X(8)= 0.16103	X(9)= -0.10	X(10)= 0.72
inizio trave 6	X(11)= -0.02620	X(12)= -0.52	X(13)= 0.71
inizio trave 7	X(14)= -0.10084	X(15)= -0.04	X(16)= 0.69
inizio trave 8	X(17)= 0.13416	X(18)= -0.05	X(19)= 0.66
inizio trave 9	X(20)= -0.03385	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
inizio trave 10	X(20)= -0.03385	X(21)= 0.00	X(22)= 0.00
fine trave 10	X(23)= -0.03385		

VERIFICA DELLE SEZIONI - Struttura: P44337-1110 - Arco a 2 elementi 2 cerniere 5 x 9

STEGET-Riva di Chieri

Condizione di carico 94 - Verifica sismica (s.l.u.)

Dati del calcolo:

PROFILO DEL TERRENO sopra la struttura:

Coordinate dello spigolo P rispetto al culmine dell'estradosso: $X_p = 0.00$ m. $Y_p = 0.30$ m.
 Pendenze a sinistra e a destra di P (+ se il profilo scende a destra) $a_{sx} = 0\%$ $a_{dx} = 0\%$
 Peso specifico del terreno: a sinistra: 1.83 t/m³ a destra: 1.83 t/m³
 Coefficiente di spinta di quiete: a sinistra: $0.44 \times g_3 = 0.44$ a destra: $0.44 \times (g_3) = 0.44$
 Modulo elastico del terreno in superficie: $a_{sx} = 30$ MPa $a_{dx} = 30$ MPa Increment. con la profond. 2 MPa / m
 Spessore di terreno considerato elastico: $a_{sx} = 3.73$ m. $a_{dx} = 3.73$ m.
 Coefficienti moltiplicativi delle azioni: $g_1 = 1.00$ $g_2 = 1.00$ $g_3 = 1.00$

Verifica sismica

30% vert verso l'alto + 100% orizz verso dx

Valore di $a_g/g = 0.058$ Categoria del suolo di fondazione: C
 F_o = fattore di amplificazione orizz. = 2.841 Fattore di struttura $q = 1.0$
 T_{c^*} = periodo iniziale a velocità costante = 0.300

		orizz.	vert.
Massa efficace di un arco	kg	15883	5128
Rigidezza complessiva di un arco	kN/cm	616	828
Periodo fondamentale della vibrazione	sec	0.1009	0.0494
Coefficiente per le azioni sismiche		0.1904	-0.0167

 Carichi mobili presenti sull'impalcato: nessuno

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	MRd baricentrico	VRsd	VRcd	VRd
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	kN	kN
3	1	-19.0	-6.0	-19.0	129.6	87.4	87.4	55.0	49.0	125.0	40.0	5.0	9.11	6.79	0.00	7.99	-185.5	197.7	687.2	197.7
	2	42.4	-55.7	50.1	121.2	30.5	30.5	55.0	50.0	40.0	40.0	7.5	9.11	6.79	0.00	7.99	155.9	201.7	700.1	201.7
	3	50.3	-65.3	50.3	112.7	-13.5	-13.5	55.0	49.2	40.0	40.0	7.4	9.11	6.79	0.00	7.99	151.5	-198.5	-687.8	-198.5
	4	18.4	-38.4	18.4	104.2	-44.4	-44.4	55.0	48.4	42.6	42.6	6.9	15.14	6.79	3.61	7.99	146.7	-390.5	-719.5	-390.5
	5	-39.5	20.6	-50.4	95.7	-62.4	-59.5	55.0	49.0	125.0	49.0	7.2	22.31	8.20	3.48	7.99	-404.4	-395.4	-835.0	-395.4
4	1	-49.8	17.8	-50.4	111.8	20.7	8.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	9.01	2.23	11.00	-395.1	401.5	614.1	401.5
	2	-45.2	14.8	-50.4	108.8	14.1	7.5	55.0	49.0	125.0	36.0	7.2	21.24	7.85	0.00	11.00	-394.4	272.0	613.8	272.0
	3	-42.3	13.1	-46.2	106.1	8.3	5.6	55.0	49.0	125.0	36.0	7.1	21.24	7.85	0.00	11.00	-393.8	272.0	613.6	272.0
	4	-40.8	12.6	-42.9	103.5	3.5	1.9	55.0	49.0	125.0	36.0	7.0	20.23	7.85	0.00	11.00	-376.6	272.0	613.3	272.0
	5	-40.4	13.2	-41.0	101.1	-0.4	2.6	55.0	49.0	125.0	36.0	6.6	17.22	12.44	1.39	11.00	-326.2	352.9	613.1	352.9

TRAVE	Sezione	Sollecitazioni esterne						Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri				Sollecitazioni resistenti			
		MEd	e1 distanza da facc.	MEd + décalage	NEd	VEd	VEd - riduzione appoggi	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato com- presso	B1 larghez- za taglio	X1 asse neutro	A1 esterni	A2 interni	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	M _{Rd} baricentrico	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{Rd}
		kN.m	cm	kN.m	kN	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm2	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN	kN	kN
5	1	-38.6	18.7	-40.7	72.4	67.4	56.4	65.0	59.0	125.0	40.0	7.4	17.22	13.11	4.09	11.91	-393.4	592.6	814.4	592.6
	2	16.0	-55.7	32.9	75.9	48.9	48.6	65.0	55.5	125.0	40.0	7.2	14.94	21.94	3.55	11.91	452.6	540.4	766.4	540.4
	3	53.2	-101.5	63.3	79.5	30.5	30.5	65.0	56.0	125.0	40.0	8.2	10.56	28.27	3.63	11.91	578.8	548.1	773.6	548.1
	4	73.1	-122.6	76.2	83.1	12.0	12.0	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	684.2	339.8	780.8	339.8
	5	75.6	-121.9	76.7	86.7	-6.5	-6.5	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	640.3	-342.8	-788.0	-342.8
6	1	75.6	-121.9	76.7	86.7	-6.5	-6.5	65.0	57.0	125.0	40.0	8.7	10.18	30.82	0.00	11.91	640.3	-342.8	-788.0	-342.8
	2	60.9	-102.1	69.0	90.2	-25.0	-25.0	65.0	56.5	125.0	40.0	9.1	8.55	33.47	0.00	11.91	685.9	-339.8	-781.4	-339.8
	3	28.8	-65.3	43.8	93.8	-43.5	-43.5	65.0	56.0	125.0	40.0	8.3	10.56	28.27	3.63	11.91	582.4	-548.1	-774.8	-548.1
	4	-20.6	-13.4	-46.9	97.4	-62.0	-61.6	65.0	59.0	125.0	40.0	7.4	14.94	21.94	3.55	11.91	-358.2	-561.4	-816.7	-561.4
	5	-87.4	51.9	-90.0	101.0	-80.4	-69.4	65.0	59.0	125.0	40.0	7.5	17.22	13.11	4.09	11.91	-401.8	-592.6	-817.0	-592.6
7	1	-87.2	40.4	-90.0	129.9	10.8	6.8	55.0	49.0	125.0	36.0	6.7	17.22	12.44	1.39	11.00	-332.6	352.9	615.8	352.9
	2	-84.9	37.8	-88.0	131.6	6.2	4.1	55.0	49.0	125.0	36.0	7.1	20.23	7.85	0.00	11.00	-382.8	272.0	616.0	272.0
	3	-84.0	36.1	-85.4	133.7	0.9	-1.9	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	7.85	0.00	11.00	-399.9	-272.0	-616.2	-272.0
	4	-84.5	35.3	-87.0	136.2	-5.1	1.4	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	7.85	0.00	11.00	-400.4	272.0	616.4	272.0
	5	-86.7	35.6	-87.0	139.1	-11.8	0.7	55.0	49.0	125.0	36.0	7.3	21.24	9.01	2.23	11.00	-401.0	401.5	616.7	401.5
8	1	-72.0	45.5	-87.0	108.7	85.9	78.7	55.0	49.0	125.0	49.0	7.2	22.31	8.20	3.48	7.99	-406.6	395.4	836.8	395.4
	2	4.6	-24.6	15.6	117.2	56.7	56.7	55.0	48.4	42.6	42.6	7.0	15.14	6.79	3.61	7.99	150.5	390.5	721.1	390.5
	3	45.2	-56.7	45.2	125.7	18.2	18.2	55.0	49.2	40.0	40.0	7.5	9.11	6.79	0.00	7.99	155.3	198.5	689.5	198.5
	4	40.0	-50.5	47.2	134.2	-29.6	-29.6	55.0	50.0	40.0	40.0	7.6	9.11	6.79	0.00	7.99	159.7	-201.7	-701.8	-201.7
	5	-21.0	-6.0	-21.0	142.7	-86.7	-86.7	55.0	49.0	125.0	40.0	5.0	9.11	6.79	0.00	7.99	-187.8	-197.7	-688.8	-197.7

CALCOLO DELLE FONDAZIONI**Dati della struttura**

Luce netta della struttura	L = m	9.00
Altezza nominale interna della struttura	H = m	5.00
Interasse tra gli archi prefabbricati	I = m	1.25
Numero di archi prefabbricati	n°	11
Spessore del ritto	W = m	0.55
Cerniera Facc: distanza dalla facciata interna	m	0.06
Cerniera Terra: distanza dalla facciata interna	m	0.49

Dimensioni della fondazione in m.

C	Q	M	N	Hvasca	Peso
m. 2.50	m. 0.55	m. 1.00	m. 1.50	cm 12.0	t. 4.30

Calcolo della sollecitazione resistente (s.l.u.)

Posizione	Armature/m		Sezione sul ritto	
	n°/m.Φ	Area/m	Area dei ferri per arco	
51	3.16	6.03	inferiori A1 = cm2	15.07
52	3.12	3.39	superiori A2 = cm2	5.77
53	3.16	6.03	a 45° A3 = cm2	4.24
54	3.14	4.62	staffe A4 = cm2	0.00
Altezza totale della sezione			H1 = cm	43.0
Altezza utile della sezione c.a.			d = cm	38.5
Asse neutro			x1 = cm	5.6
Momento resistente ad arco			Mrd = kN.m	204
Taglio resistente ad arco			Vr = kN	208

CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO

Le forze si riferiscono ad una striscia larga $l = m$. 1.25. Sono già moltiplicate per i coefficienti gamma delle azioni previsti dal caso GEO.

(Sono posti per i carichi permanenti $g1=g2=g3=g4=1$, per i carichi verticali variabili $q1=1.15$ e per la frenata $q3=1.3$)

Condiz carico	Sollecitazioni alla base del ritto			h terra contro ritto m	Peso striscia terreno kN	Totale forze verticali kN	Eccentricità dalla mezzeria della fond. m (2)	Calcolo plastico (Meyerhof)		Calcolo elastico		
	Rorizz=V	Rvert=N	Distanza da facciata m					Pressione media kN/m2	parte senza carico m	Bordo esterno kN/m2	valore medio kN/m2	Bordo interno kN/m2
	kN (1)	kN										
Ritto sinistro												
10	-87	143	0.060	6	128	314	0.077	107	0.153	119	100	82
20	-87	143	0.060	6	128	314	0.077	107	0.153	119	100	82
21	-60	293	0.217	6	128	463	0.123	164	0.246	192	148	105
22	-63	312	0.185	6	128	482	0.093	167	0.185	189	154	120
23	-51	374	0.213	6	128	545	0.105	190	0.210	218	174	130
91	-87	148	0.060	6	128	319	0.073	108	0.147	120	102	84
92	-88	129	0.060	5.95	127	299	0.086	103	0.173	115	96	76
93	-88	139	0.060	6	128	309	0.081	106	0.161	118	99	80
94	-87	130	0.060	5.95	127	299	0.087	103	0.173	116	96	76
Ritto destro												
10	-87	143	0.060	6	128	314	0.077	107	0.153	119	100	82
20	-87	143	0.060	6	128	314	0.077	107	0.153	119	100	82
21	-31	311	0.455	6	128	482	0.303	203	0.605	266	154	42
22	-42	262	0.442	6	128	432	0.292	181	0.584	235	138	41
23	-53	240	0.386	6	128	410	0.250	164	0.501	210	131	52
91	-87	152	0.060	6	128	323	0.070	109	0.141	121	103	86
92	-87	133	0.060	5.95	127	303	0.083	104	0.166	116	97	78
93	-87	152	0.060	6	128	323	0.070	109	0.140	121	103	86
94	-87	143	0.060	5.95	127	312	0.076	106	0.152	118	100	82

VERIFICA A S.L.U DELLA SEZIONE VERTICALE PIÙ SOLLECITATA

Forze e momenti si riferiscono ad una striscia larga $l = m$. 1.25. Sono già moltiplicati per i coefficienti gamma delle azioni del caso STR

Condiz carico	Sollecitazioni alla base del ritto			h terra contro ritto m	Peso striscia terreno kN	Totale forze verticali kN	Eccentricità dalla mezzeria della fond. m (2)	Carico distribuito plastico (Meyerhof) kN/m2	Ampiezza senza carico a m	Distanza sezione + sollecitata dal bordo interno m	Sollecitazioni esterne	
	Rorizz=V	Rvert=N	Distanza da facciata m								Md kN.m	Vd kN
	kN (1)	kN										
Ritto sinistro												
10	-84	194	0.060	6.00	173	409	0.125	145	0.250	0.940	43	38
20	-84	194	0.060	6.00	173	409	0.125	145	0.250	0.940	43	38
21	-43	370	0.297	6.00	173	585	0.218	227	0.436	1.264	97	116
22	-47	392	0.263	6.00	173	608	0.187	229	0.373	1.230	105	125
23	-33	466	0.277	6.00	173	681	0.189	257	0.377	1.257	124	151
91	-87	148	0.060	6.00	128	319	0.073	108	0.147	0.899	38	31
92	-88	129	0.060	5.95	127	299	0.086	103	0.173	0.874	32	21
93	-88	139	0.060	6.00	128	309	0.081	106	0.161	0.886	35	26
94	-87	130	0.060	5.95	127	299	0.087	103	0.173	0.875	32	21
Ritto destro												
10	-84	194	0.060	6.00	173	409	0.125	145	0.250	0.940	43	38
20	-84	194	0.060	6.00	173	409	0.125	145	0.250	0.940	43	38
21	-12	390	0.490	6.00	173	605	0.365	273	0.730	1.481	96	121
22	-25	332	0.490	6.00	173	547	0.366	247	0.732	1.469	84	104
23	-37	305	0.448	6.00	173	521	0.335	228	0.669	1.415	79	96
91	-87	152	0.060	6.00	128	323	0.070	109	0.141	0.903	40	33
92	-87	133	0.060	5.95	127	303	0.083	104	0.166	0.880	33	23
93	-87	152	0.060	6.00	128	323	0.070	109	0.140	0.903	40	33
94	-87	143	0.060	5.95	127	312	0.076	106	0.152	0.893	36	28

(1) positiva se diretta verso il terrapieno

(2) positiva se verso il terrapieno

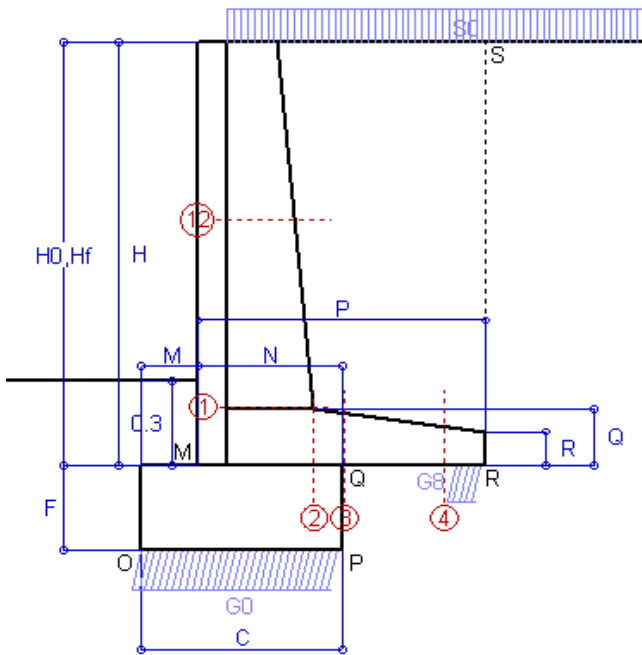
massimi 124.258 150.585

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

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	1.50 m	Prefabbricato tipo u15NL	$H_0 =$	1.50 m
$C =$	0.70 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	1.50 m
$F =$	0.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.20 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	34°
$N =$	0.50 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	1.00 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.20 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.67

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.283
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	1.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.283

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	7.4	6.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	6.2	6.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	10.8	5.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	42.0	31.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.3	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	6.8	2.4
(*non sommato)				
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	14.0	12.5	59.6	38.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	7.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.10 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	52.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	0.70 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.075 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	13.2°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 40.2 > 1 \cdot E_d = 1 \cdot S_9 = 14$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot M_8 = 35 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 13.8$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.254

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com-presso	b _w larghez-za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen-trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	5.6	5.6	10.2	8.7	40.2	34.2	113.8	13.8	73°, 1.0	2.22	3.05	2.01	5.09	42.3	72.7
2	3.7	3.7	0.0	5.5	20.0	14.5	125.0	91.4	-	2.36	4.62	2.36	7.55	29.2	65.5
3	3.6	3.6	0.0	9.6	18.7	13.2	125.0	80.6	-	2.27	4.62	2.36	5.38	26.8	56.4
4	-0.2	-0.2	0.0	0.3	14.0	8.2	125.0	125.0	-	1.57	2.74	2.36	0.00	-12.3	50.4
12	1.3	1.7	4.8	3.7	33.5	24.0	112.9	12.9	73°, 1.0	1.80	2.26	2.01	3.96	23.5	39.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Dati

$H_m =$	1.50 m	Prefabbricato tipo u15NL	$H_0 =$	1.50 m
$C =$	0.70 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	1.50 m
$F =$	0.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.20 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan \phi / 1.25) =$	$\phi =$	28.35°
$N =$	0.50 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	1.00 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.20 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	1.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	7.2	5.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	6.8	7.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	8.3	4.0
Peso terra e sovraccarico x1÷1.3	0.0	0.0	33.8	25.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.3	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	5.3	1.8
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	14.3	12.9	47.3	30.8
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	16.1	14.6	50.0	33.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	1.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.03 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	45.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	0.70 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.065 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	16.8°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 * R_0 = 27.0 > E_d = S_9 = 16.1$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 33 > E_d = M_9 = 14.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 22.5 > E_d = 9.9$$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.317

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	5.9	5.9	8.3	9.1	40.2	34.2	113.8	13.8	73°, 1.0	2.21	3.05	2.01	5.09	42.1	72.6
2	4.9	4.9	0.0	4.6	20.0	14.5	125.0	91.4	-	2.36	4.62	2.36	7.55	29.2	65.5
3	5.0	5.0	0.0	10.2	18.7	13.2	125.0	80.6	-	2.27	4.62	2.36	5.38	26.8	56.4
4	0.0	0.0	0.0	0.0	12.6	6.8	125.0	125.0	-	1.41	2.41	2.36	0.00	-10.5	41.9
12	1.4	1.7	3.8	3.9	33.5	24.0	112.9	12.9	73°, 1.0	1.80	2.26	2.01	3.96	23.5	39.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

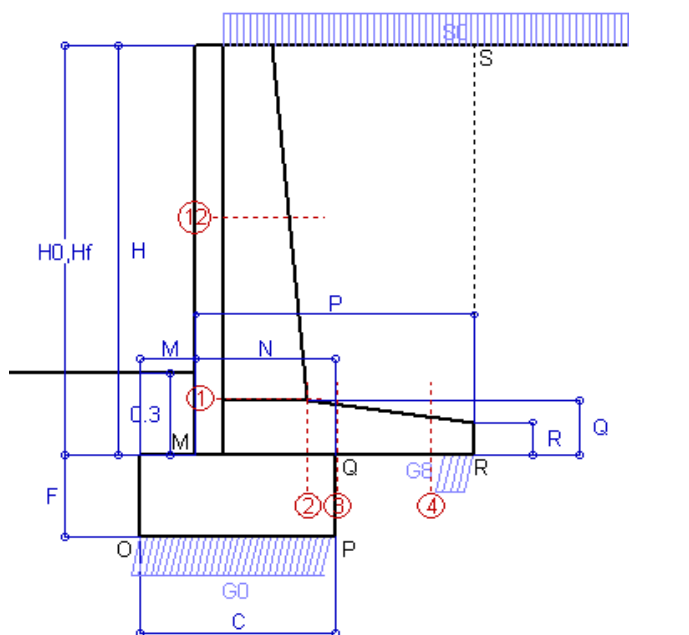
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15NL	$H_0 = 1.50$ m
$C = 0.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 9.8$ kN/m ²
$N = 0.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 1.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
5.72	4.58	0.00	0.00
4.16	4.36	0.00	0.00
0.00	0.00	8.31	3.98
0.00	0.00	30.82	22.89
0.23	0.02	0.00	0.00
0.00	0.00	5.25	1.84
S₉ = 10.11	M₉ = 8.97	P₉ = 44.38	M₈ = 28.71

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.202$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.961$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 5.79$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.11$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 38.59$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 0.70$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.055$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	4.0	7.7	7.2	113.8	40.2	34.2	3.05	2.01	33	0.76	38	0.000
2	2.6	0.0	6.5	125.0	20.0	14.5	4.62	2.36	39	1.34	48	0.000
3	2.5	0.0	9.5	125.0	18.7	13.2	4.62	2.36	40	1.47	48	0.000
4	-0.2	0.0	0.0	125.0	14.1	8.3	2.78	2.36	7	0.27	48	0.000
12	0.9	3.5	2.9	112.9	33.5	24.0	2.26	2.01	12	0.34	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

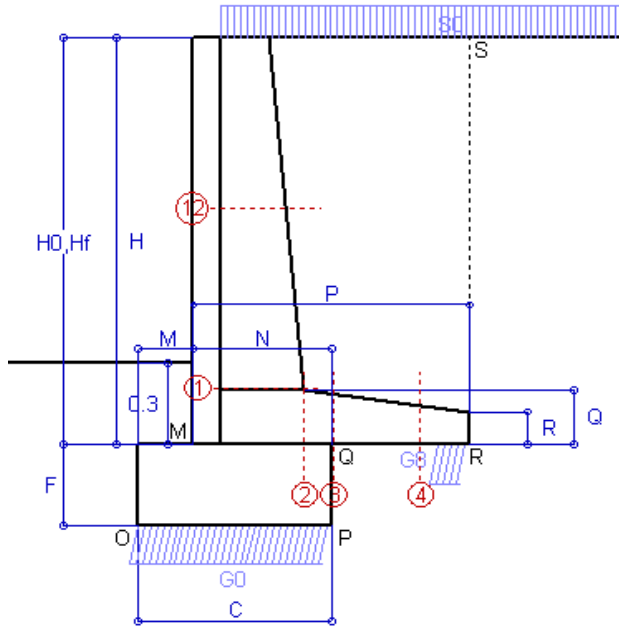
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15NL	$H_0 = 1.50$ m
$C = 0.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 7.4$ kN/m ²
$N = 0.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 1.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
5.72	4.58	0.00	0.00
3.12	3.27	0.00	0.00
0.00	0.00	8.31	3.98
0.00	0.00	28.37	21.18
0.23	0.02	0.00	0.00
0.00	0.00	5.25	1.84
S₉ = 9.07	M₉ = 7.88	P₉ = 41.93	M₈ = 27.00

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.428$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.118$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 6.10$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.11$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 35.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 0.70$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.051$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	3.5	7.3	6.4	113.8	40.2	34.2	3.05	2.01	28	0.66	38	0.000
2	2.3	0.0	5.6	125.0	20.0	14.5	4.62	2.36	34	1.16	48	0.000
3	2.0	0.0	8.1	125.0	18.7	13.2	4.62	2.36	32	1.16	48	0.000
4	-0.2	0.0	0.0	125.0	14.4	8.6	2.85	2.36	9	0.36	48	0.000
12	0.8	3.4	2.4	112.9	33.5	24.0	2.26	2.01	10	0.28	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

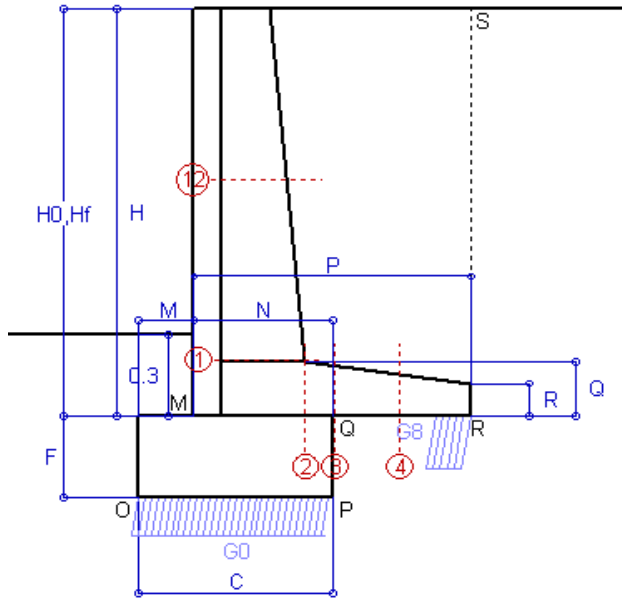
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15NL	$H_0 = 1.50$ m
$C = 0.70$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.50$ m
$F = 0.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.50$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 1.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
5.72	4.58	0.00	0.00
0.00	0.00	8.31	3.98
0.00	0.00	21.02	16.03
0.23	0.02	0.00	0.00
0.00	0.00	5.25	1.84
$S_9 = 5.95$	$M_9 = 4.60$	$P_9 = 34.58$	$M_8 = 21.85$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 4.747
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.917
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 7.02$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.13$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 27.56$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 0.70$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.039$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

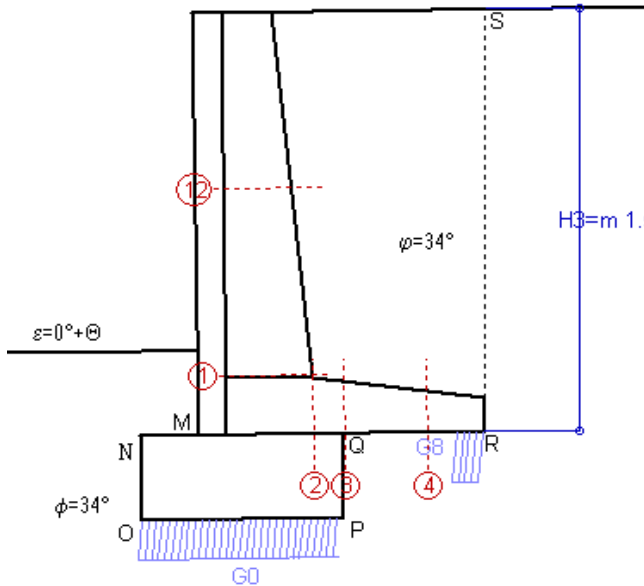
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	1.8	6.2	3.8	113.8	40.2	34.2	3.05	2.01	12	0.35	38	0.000
2	1.2	0.0	2.9	125.0	20.0	14.5	4.62	2.36	18	0.60	48	0.000
3	0.5	0.0	3.8	125.0	18.7	13.2	4.62	2.36	7	0.27	48	0.000
4	-0.6	0.0	0.0	125.0	15.4	9.6	3.11	2.36	19	0.69	48	0.000
12	0.3	2.8	1.0	112.9	33.5	24.0	2.26	2.01	2	0.10	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.78^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.014$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.007$

Dati

$H_m = 1.50$ m
 $C = 0.70$ m
 $F = 0.30$ m
 $M = 0.20$ m
 $N = 0.50$ m
 $P = 1.00$ m
 $Q = 0.20$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u15NL

$a_g/g = 0.05$
 $H_0 = 1.50$ m
 $H = 1.50$ m
 $S_0 = 0.0$ kN/m²
Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 28.35^\circ$
Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.540$
Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.075$
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
Pendenza del rilevato a tergo del muretto $I_8 = 1.4\%$
Scarpa della facciata del pannello $I_6 = -1.4\%$
Pendenza dell'appoggio della fondaz. $I_7 = -1.4\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) $K_1 = 0.356$
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza $H_3 = 1.50$ m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale $O_3 = 0.78^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.356$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.79$
(Dati: $\phi = 28.35^\circ$, $\varepsilon = 0.0^\circ$, $\psi = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	7.2	5.9	0.1	0.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.1	0.1	8.3	3.9
Peso terra e sovraccarico x1÷1	0.3	0.3	21.0	15.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.3	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.1	0.0	5.3	1.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 (*non sommato)	-4.5*	-0.9*	0.0*	0.0*
TOTALI	8.0	6.3	34.7	21.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 = 5.4$ kN
Carico sul terreno di fondazione: $G_0 = 29.3$ kN
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.042$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 5.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \cdot (I_7 + R_0) + S_p = 22.8 > E_d = S_9 = 8$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + 0.9 = 22.6 > E_d = M_9 = 6.3$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 14.1 > E_d = 4$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe)

$K_0 = 0.326$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	2.5	2.5	6.3	4.8	40.2	34.2	113.8	13.8	73°, 1.0	2.19	3.05	2.01	5.09	41.9	74.0
2	1.6	1.6	0.0	2.4	20.0	14.5	125.0	91.4	-	2.36	4.62	2.36	7.55	29.2	65.5
3	1.1	1.1	0.0	4.2	18.7	13.2	125.0	80.6	-	2.27	4.62	2.36	5.38	26.8	56.4
4	-0.4	-0.4	0.0	0.6	14.7	8.9	125.0	125.0	-	1.66	2.94	2.36	0.00	-13.4	55.2
12	0.4	0.6	2.8	1.5	33.5	24.0	112.9	12.9	73°, 1.0	1.79	2.26	2.01	3.96	23.4	40.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u15NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.30		
D	Affondamento = E + F	m	0.60		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

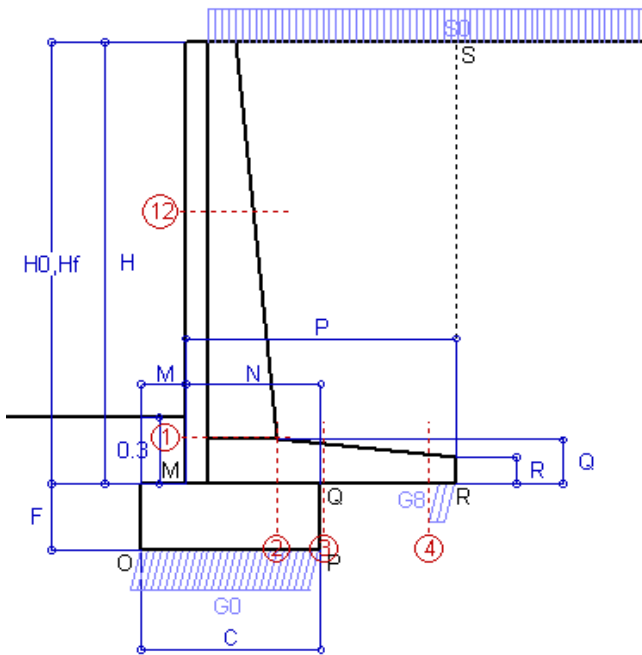
Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	52.4	45.6	29.3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	13.18°	16.82°	5.71°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	12.3	13.8	2.9
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	0.70	0.70	0.70
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	229.82	101.58	161.82
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.00	1.00	1.00
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.22	1.26	1.26
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.59	0.49	0.81
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.00	1.00	1.00
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.23	1.27	1.27
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.57	0.45	0.80
Superficie	$[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	116.04	37.62	77.32
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		1.00	1.00	1.00
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.45	0.34	0.73
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.99	1.99	1.99
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.346	0.139	0.239
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	242.1	97.4	167.4
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	52.4	45.6	29.3

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

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	2.00 m	Prefabbricato tipo u20NL	$H_0 =$	2.00 m
$C =$	0.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2.00 m
$F =$	0.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.20 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	34°
$N =$	0.60 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	1.20 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.20 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.67

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.283
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	2.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.283

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	13.2	12.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	8.3	10.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	13.7	7.0
Peso terra e sovraccarico x 1.3 ÷ 1.5	0.0	0.0	63.9	54.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.3	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	7.8	3.1
(*non sommato)				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	21.8	23.6	85.4	64.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	7.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.08 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	78.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	0.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.098 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	14.3°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 57.6 > 1 \cdot E_d = 1 \cdot S_9 = 21.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot M_8 = 58 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 26$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.254

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	12.8	12.8	15.6	13.8	40.2	33.9	113.8	13.8	73°, 1.0	2.33	3.39	2.01	5.09	46.8	71.0
2	8.6	8.6	0.0	14.3	20.0	14.4	125.0	97.5	-	2.42	4.96	2.36	7.17	30.7	69.5
3	8.4	8.4	0.0	19.2	18.0	12.4	125.0	79.5	-	2.26	4.80	2.36	4.03	26.2	54.4
4	-0.2	-0.2	0.0	0.3	13.2	7.4	125.0	125.0	-	1.48	2.55	2.36	0.00	-11.3	45.6
12	2.0	2.4	5.8	4.5	29.9	20.4	112.8	12.8	73°, 1.0	1.74	2.26	2.01	3.96	20.9	33.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

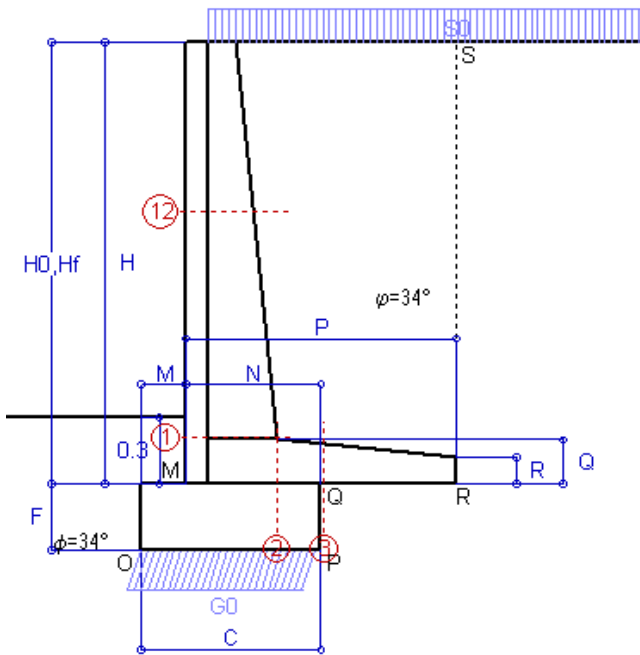
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	2.00 m	Prefabbricato tipo u20NL	$H_0 =$	2.00 m
$C =$	0.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2.00 m
$F =$	0.30 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.20 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan \phi / 1.25) =$		28.35°
$N =$	0.60 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	1.20 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.20 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	2.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	12.8	12.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	9.1	11.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	10.5	5.4
Peso terra e sovraccarico x1÷1.3	0.0	0.0	50.9	42.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.3	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	6.0	2.4
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M₈ =
	22.2	24.2	67.4	50.7
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	24.9	27.3	71.7	54.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	67.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	0.79 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.086 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	18.2°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 * R_0 = 38.7 > E_d = S_9 = 24.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 55 > E_d = M_9 = 27.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 39.5 > E_d = 19.9$$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$$K_0 = 0.317$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	13.2	13.2	12.5	14.2	40.2	33.9	113.8	13.8	73°, 1.0	2.31	3.39	2.01	5.09	46.5	70.9
2	10.8	10.8	0.0	13.3	20.0	14.4	125.0	97.5	-	2.42	4.96	2.36	7.17	30.7	69.5
3	10.4	10.4	0.0	18.5	18.0	12.4	125.0	79.5	-	2.26	4.80	2.36	4.03	26.2	54.4
12	2.1	2.5	4.7	4.8	29.9	20.4	112.8	12.8	73°, 1.0	1.74	2.26	2.01	3.96	20.8	33.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

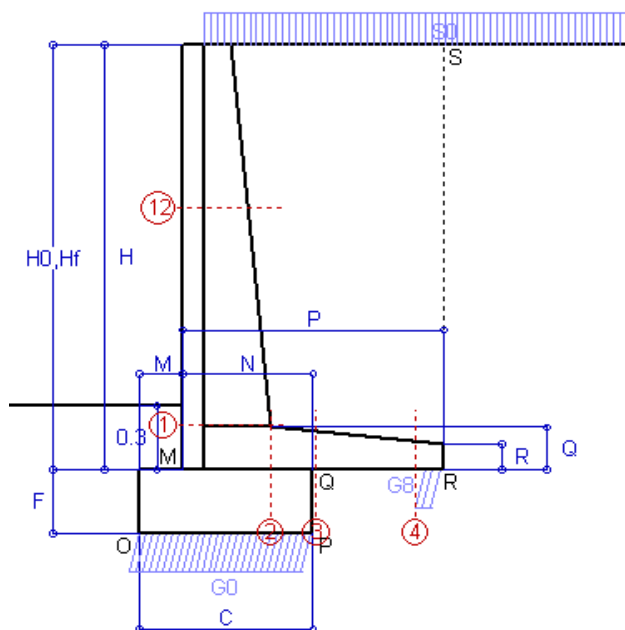
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha)=\text{ctg}(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

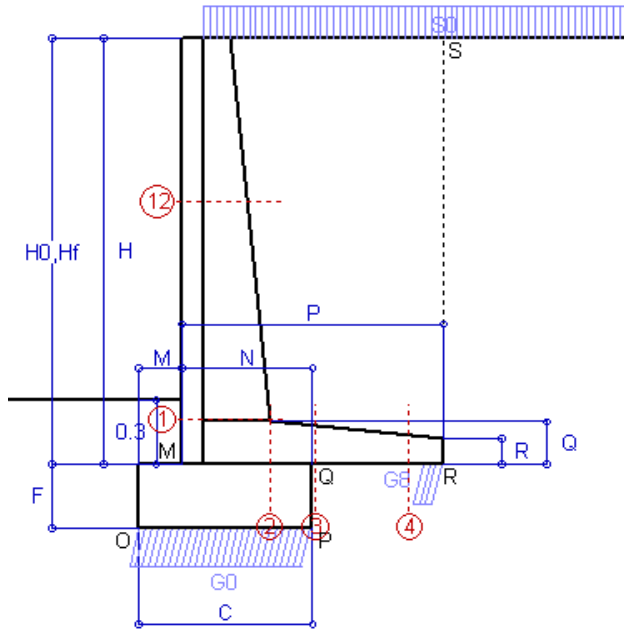


Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NL	$H_0 = 2.00$ m
$C = 0.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 7.4$ kN/m ²
$N = 0.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
10.18	9.84	0.00	0.00
4.16	5.40	0.00	0.00
0.00	0.00	10.53	5.39
0.00	0.00	44.44	37.73
0.23	0.02	0.00	0.00
0.00	0.00	6.00	2.40
$S_9 = 14.56$	$M_9 = 15.26$	$P_9 = 60.97$	$M_8 = 45.53$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.983$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.824$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 6.66$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.09$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 54.31$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 0.80$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.068$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	8.1	11.1	11.3	113.8	40.2	33.9	3.39	2.01	64	1.45	38	0.000
2	5.3	0.0	13.1	125.0	20.0	14.4	4.96	2.36	75	2.66	48	0.000
3	4.9	0.0	16.9	125.0	18.0	12.4	4.80	2.36	82	3.17	48	0.000
4	-0.3	0.0	0.0	125.0	13.6	7.8	2.65	2.36	10	0.43	48	0.000
12	1.2	4.1	3.2	112.8	29.9	20.4	2.26	2.01	20	0.55	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

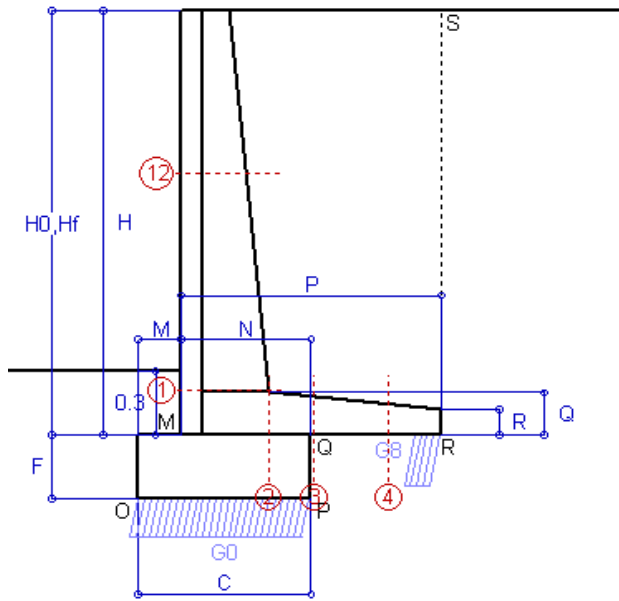
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo u20NL	$H_0 = 2.00$ m
$C = 0.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.00$ m
$F = 0.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.20$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.60$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.20$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.20$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
10.18	9.84	0.00	0.00
0.00	0.00	10.53	5.39
0.00	0.00	35.62	30.68
0.23	0.02	0.00	0.00
0.00	0.00	6.00	2.40
$S_9 = 10.41$	$M_9 = 9.86$	$P_9 = 52.15$	$M_8 = 38.47$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.901

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.380

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 8.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.12$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 43.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 0.80$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.054$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

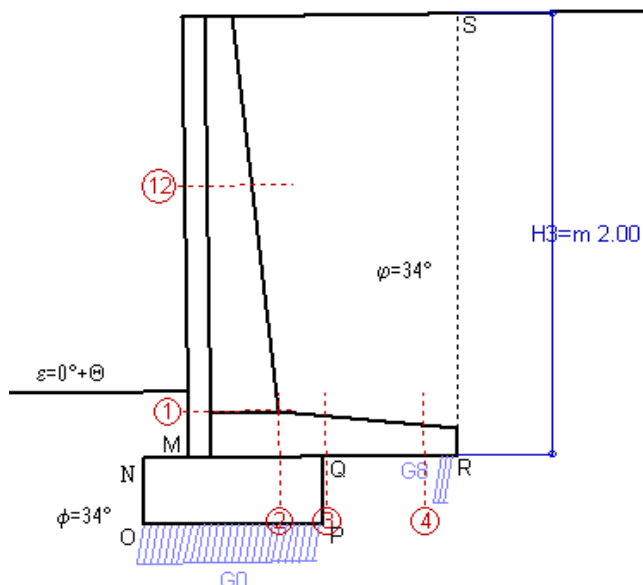
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	4.8	9.6	7.6	113.8	40.2	33.9	3.39	2.01	36	0.89	38	0.000
2	3.1	0.0	7.8	125.0	20.0	14.4	4.96	2.36	45	1.59	48	0.000
3	2.1	0.0	10.3	125.0	18.0	12.4	4.80	2.36	35	1.37	48	0.000
4	-0.7	0.0	0.0	125.0	14.5	8.7	2.87	2.36	25	0.96	48	0.000
12	0.5	3.4	1.6	112.8	29.9	20.4	2.26	2.01	6	0.22	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.78^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.014$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.007$

Dati

$H_m = 2.00$ m
 $C = 0.80$ m
 $F = 0.30$ m
 $M = 0.20$ m
 $N = 0.60$ m
 $P = 1.20$ m
 $Q = 0.20$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u20NL

$a_g/g = 0.05$
 $H_0 = 2.00$ m
 $H = 2.00$ m
 $S_0 = 0.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 28.35^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.540$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.075$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del muretto $I_8 = 1.4\%$
 Scarpa della facciata del pannello $I_6 = -1.4\%$
 Pendenza dell'appoggio della fondaz. $I_7 = -1.4\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) $K_1 = 0.356$
 agente su una sezione ideale R'-S' di altezza $H_3 = 2.00$ m
 Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale $O_3 = 0.78^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.356$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.79$
 (Dati: $\phi = 28.35^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	12.8	12.6	0.2	0.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.1	0.1	10.5	5.3
Peso terra e sovraccarico x1÷1	0.5	0.7	35.6	30.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.3	0.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.1	0.0	6.0	2.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 (*non sommato)	-4.5*	-0.9*	0.0*	0.0*
TOTALI	13.8	13.5	52.3	38.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 = 5.2$ kN
 Carico sul terreno di fondazione: $G_0 = 47.1$ kN
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.059$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 10.1^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \cdot (I_7 + R_0) + S_p = 32.0 > E_d = S_9 = 13.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + 0.9 = 39.2 > E_d = M_9 = 13.5$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 26.8 > E_d = 9.4$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe)

$K_0 = 0.326$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	6.7	6.7	9.9	8.9	40.2	33.9	113.8	13.8	73°, 1.0	2.30	3.39	2.01	5.09	46.3	72.3
2	4.4	4.4	0.0	7.6	20.0	14.4	125.0	97.5	-	2.42	4.96	2.36	7.17	30.7	69.5
3	4.1	4.1	0.0	10.5	18.0	12.4	125.0	79.5	-	2.26	4.80	2.36	4.03	26.2	54.4
4	-0.3	-0.3	0.0	0.4	13.5	7.7	125.0	125.0	-	1.52	2.64	2.36	0.00	-11.7	47.7
12	0.7	0.9	3.5	2.1	29.9	20.4	112.8	12.8	73°, 1.0	1.73	2.26	2.01	3.96	20.8	34.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u20NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.30		
D	Affondamento = E + F	m	0.60		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	78.3	67.4	47.1
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.34°	18.20°	10.08°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	20.0	22.2	8.4
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	0.80	0.79	0.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	212.43	92.02	131.79
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.01	1.00	1.00
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.20	1.23	1.22
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.56	0.45	0.68
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.01	1.00	1.00
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.20	1.24	1.24
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.54	0.41	0.65
Superficie	$[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	121.83	37.60	67.40
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		1.00	1.00	1.00
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.41	0.30	0.56
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.99	1.99	1.99
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.334	0.130	0.199
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	267.4	101.8	159.4
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	78.3	67.4	47.1

28/11/2011

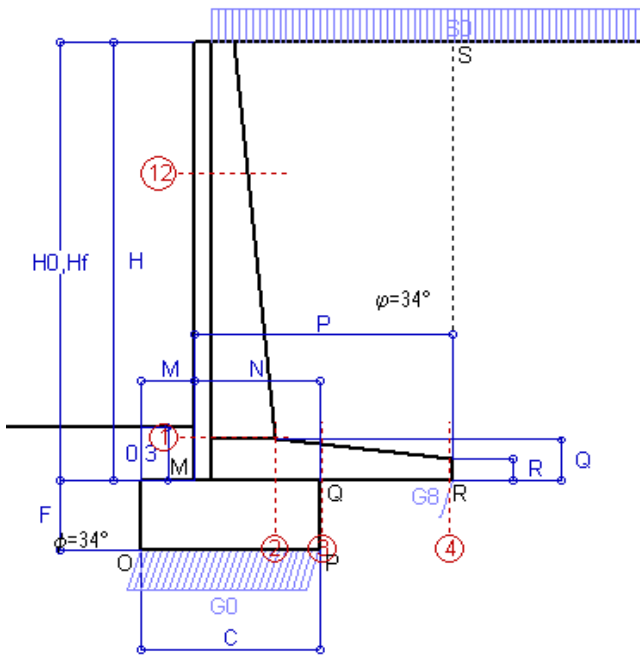
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{eu}$ perché $\text{ctg}(\alpha)=\text{ctg}(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	2.50 m	Prefabbricato tipo u25NL	$H_0 =$	2.50 m
$C =$	1.00 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	2.50 m
$F =$	0.40 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.30 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan \phi / 1.25) =$		28.35°
$N =$	0.70 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	1.45 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.23 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	2.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	20.0	24.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	11.3	18.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	13.8	9.4
Peso terra e sovraccarico x 1 ÷ 1.3	0.0	0.0	73.8	79.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.5	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	10.0	5.0
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	31.9	43.5	97.6	93.5
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	35.7	48.8	103.6	100.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	1.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.01 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	96.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.097 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	18.1°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 * R_0 = 55.9 > E_d = S_9 = 35.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 101 > E_d = M_9 = 48.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 68.1 > E_d = 34.8$$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$$K_0 = 0.317$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg} \Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	24.1	24.1	17.4	20.2	44.8	38.0	113.8	13.8	73°, 1.0	2.64	4.18	2.01	4.72	63.5	72.1
2	19.6	19.6	0.0	21.6	23.0	17.4	125.0	99.2	-	3.09	6.57	3.05	9.50	47.5	87.6
3	18.3	18.3	0.0	25.0	20.2	14.4	125.0	80.6	-	2.85	6.34	3.05	6.90	39.0	66.5
4	0.0	0.0	0.0	0.0	12.2	6.1	125.0	125.0	-	1.69	3.12	3.05	0.00	-12.8	39.5
12	2.0	2.3	4.5	4.6	29.6	20.1	112.6	12.6	73°, 1.0	1.73	2.26	2.01	3.96	20.6	33.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

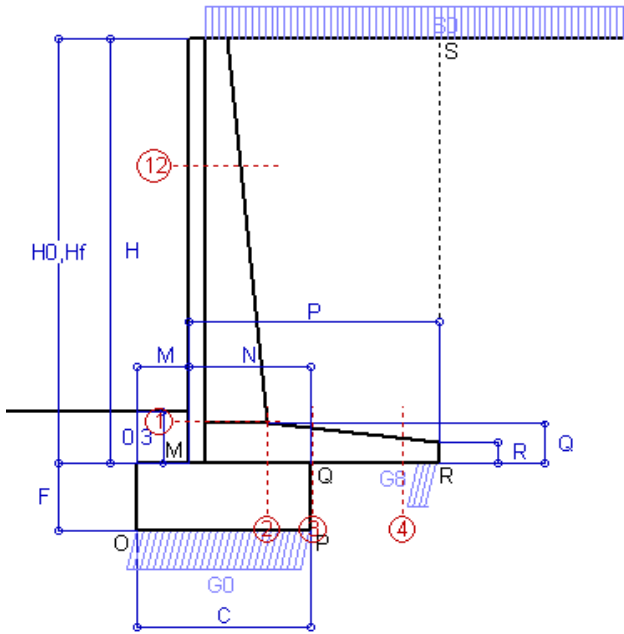
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NL	$H_0 = 2.50$ m
$C = 1.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 7.4$ kN/m ²
$N = 0.70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
15.90	19.61	0.00	0.00
5.19	8.57	0.00	0.00
0.00	0.00	13.84	9.42
0.00	0.00	65.94	71.02
0.41	0.05	0.00	0.00
0.00	0.00	10.00	5.00
S₉ = 21.50	M₉ = 28.24	P₉ = 89.78	M₈ = 85.44

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.026$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.816$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 11.28$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.13$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 78.50$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.00$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.079$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	15.2	15.5	17.1	113.8	44.8	38.0	4.18	2.01	89	2.04	38	0.000
2	9.9	0.0	22.1	125.0	23.0	17.4	6.57	3.05	90	3.29	50	0.000
3	8.3	0.0	24.5	125.0	20.2	14.4	6.34	3.05	92	3.74	50	0.000
4	-0.7	0.0	0.0	125.0	14.4	8.3	3.51	3.05	19	0.87	50	0.000
12	1.1	4.0	3.1	112.6	29.6	20.1	2.26	2.01	19	0.53	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

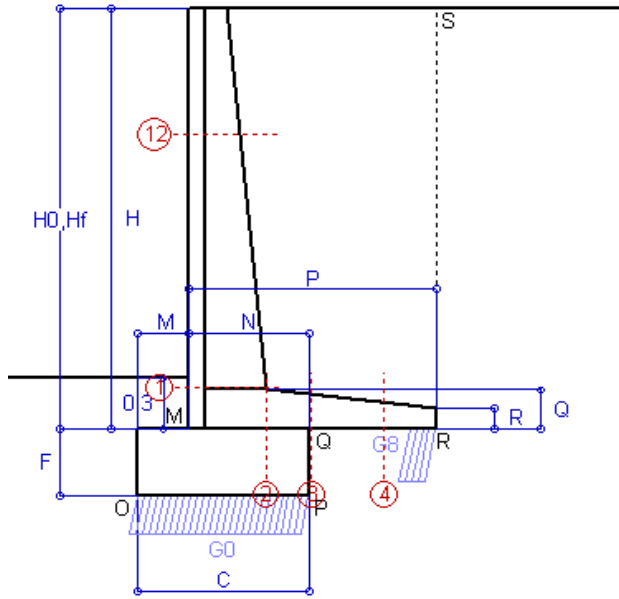
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 2.50$ m	Prefabbricato tipo u25NL	$H_0 = 2.50$ m
$C = 1.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.50$ m
$F = 0.40$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.30$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.45$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.23$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
15.90	19.61	0.00	0.00
0.00	0.00	13.84	9.42
0.00	0.00	55.28	60.10
0.41	0.05	0.00	0.00
0.00	0.00	10.00	5.00
$S_9 = 16.31$	$M_9 = 19.67$	$P_9 = 79.13$	$M_8 = 74.52$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.789
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.272
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 14.03$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.16$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 65.09$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.065$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

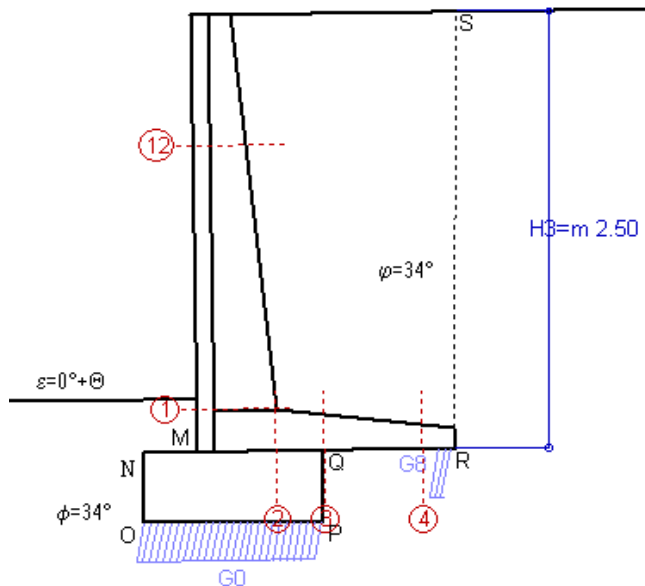
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	9.9	13.6	12.4	113.8	44.8	38.0	4.18	2.01	56	1.35	38	0.000
2	6.5	0.0	14.4	125.0	23.0	17.4	6.57	3.05	58	2.14	50	0.000
3	3.9	0.0	16.2	125.0	20.2	14.4	6.34	3.05	43	1.77	50	0.000
4	-1.4	0.0	0.0	125.0	15.4	9.4	3.69	3.05	37	1.57	50	0.000
12	0.4	3.3	1.5	112.6	29.6	20.1	2.26	2.01	5	0.21	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.78^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.014$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.007$

Dati

$H_m = 2.50$ m
 $C = 1.00$ m
 $F = 0.40$ m
 $M = 0.30$ m
 $N = 0.70$ m
 $P = 1.45$ m
 $Q = 0.23$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u25NL

$a_g/g = 0.05$
 $H_0 = 2.50$ m
 $H = 2.50$ m
 $S_0 = 0.0$ kN/m²
Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 28.35^\circ$
Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.540$
Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.075$
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
Pendenza del rilevato a tergo del muretto $l_8 = 1.4\%$
Scarpa della facciata del pannello $l_6 = -1.4\%$
Pendenza dell'appoggio della fondaz. $l_7 = -1.4\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) $K_1 = 0.356$
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza $H_3 = 2.50$ m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale $O_3 = 0.78^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.356$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.79$
(Dati: $\phi = 28.35^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	20.0	25.2	0.3	0.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.2	0.2	13.8	9.2
Peso terra e sovraccarico x1÷1	0.7	1.3	55.3	59.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.5	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.1	0.0	10.0	4.9
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 (*non sommato)	-6.1*	-1.4*	0.0*	0.0*
TOTALI	21.6	26.8	79.4	74.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 = 8.1$ kN
Carico sul terreno di fondazione: $G_0 = 71.3$ kN
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.071$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 11.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \cdot (I_7 + R_0) + S_p = 47.9 > E_d = S_9 = 21.6$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + 1.4 = 75.6 > E_d = M_9 = 26.8$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 48.8 > E_d = 18.2$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe)

$K_0 = 0.326$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	13.8	13.8	13.9	14.0	44.8	38.0	113.8	13.8	73°, 1.0	2.61	4.18	2.01	4.72	63.2	73.6
2	9.5	9.5	0.0	13.6	23.0	17.4	125.0	99.2	-	3.09	6.57	3.05	9.50	47.5	87.6
3	8.0	8.0	0.0	15.9	20.2	14.4	125.0	80.6	-	2.85	6.34	3.05	6.90	39.0	66.5
4	-0.5	-0.5	0.0	0.8	14.1	8.0	125.0	125.0	-	1.85	3.45	3.05	0.00	-15.6	49.4
12	0.7	0.8	3.3	2.0	29.6	20.1	112.6	12.6	73°, 1.0	1.73	2.26	2.01	3.96	20.5	34.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u25NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.40		
D	Affondamento = E + F	m	0.70		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l ₇	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	111.5	96.5	71.3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.27°	18.09°	11.03°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	28.4	31.5	13.9
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.00	1.00	1.00
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	246.40	106.61	145.86
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.01	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.18	1.21	1.21
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.56	0.46	0.65
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.01	1.01	1.01
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.19	1.22	1.22
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.54	0.42	0.63
Superficie	$[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	153.01	48.34	79.07
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		1.00	1.00	1.00
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.42	0.31	0.52
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.99	1.99	1.99
Verifica della capacità portante					
q _{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.399	0.155	0.225
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	399.4	154.9	224.9
G ₀	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	111.5	96.5	71.3

28/11/2011

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

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Dati

$H_m =$	3.00 m	Prefabbricato tipo u30NL	$H_0 =$	3.00 m
$C =$	1.25 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.00 m
$F =$	0.50 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.40 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	34°
$N =$	0.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	1.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.26 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.67

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.283
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.283

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI

	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	29.8	44.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	12.5	24.9	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	22.4	18.7
Peso terra e sovraccarico x 1.3 ÷ 1.5	0.0	0.0	123.9	158.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	0.8	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	20.3	12.7
(*non sommato)				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	43.1	69.7	166.7	189.5

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	12.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.09 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	154.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.25 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.123 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	14.5°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 112.4 > 1 * E_d = 1 * S_9 = 43.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * M_8 = 171 > E_d = 1.1 * M_9 = 76.7$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.254

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	38.6	38.6	28.3	26.7	49.4	42.2	114.3	14.3	73°, 1.0	3.00	4.93	2.01	4.42	83.7	73.7
2	25.1	25.1	0.0	34.5	26.0	20.1	125.0	99.6	-	3.50	8.01	3.39	10.67	64.1	103.2
3	21.0	21.0	0.0	32.5	21.7	15.8	125.0	76.6	-	3.22	7.35	3.39	7.61	48.2	71.7
4	-0.5	-0.5	0.0	0.8	13.8	7.7	125.0	125.0	-	1.91	3.45	3.39	0.00	-16.1	47.7
12	2.0	2.4	5.8	4.5	29.7	20.2	112.6	12.6	73°, 1.0	1.74	2.26	2.01	3.96	20.8	33.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

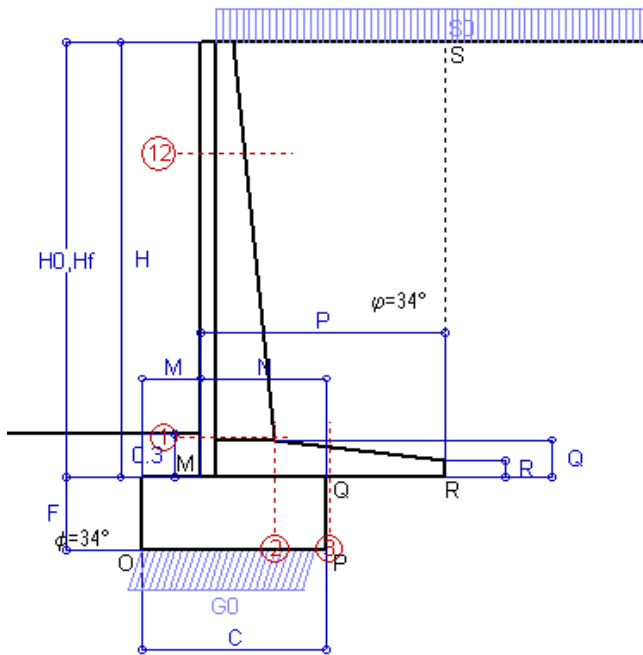
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	3.00 m	Prefabbricato tipo u30NL	$H_0 =$	3.00 m
$C =$	1.25 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.00 m
$F =$	0.50 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.40 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	28.35°
$N =$	0.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	1.65 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.26 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	28.8	43.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	13.6	27.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	17.2	14.4
Peso terra e sovraccarico x1÷1.3	0.0	0.0	97.7	124.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.8	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	15.6	9.8
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =
	43.3	70.6	130.6	148.7
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	48.3	79.1	138.2	160.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea	$G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fonda:	$G_0 =$	130.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	1.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.109 MPa			
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$	18.3°			
Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo	$R_d = P_9 \cdot R_0 =$	74.6	$> E_d = S_9 =$	48.3	
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo	$R_d = M_8 =$	160	$> E_d = M_9 =$	79.1	
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo	$R_d =$	101.7	$> E_d =$	55.4	

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.317

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	39.4	39.4	22.8	27.2	49.4	42.2	114.3	14.3	73°, 1.0	2.96	4.93	2.01	4.42	83.1	73.6
2	29.5	29.5	0.0	32.7	26.0	20.1	125.0	99.6	-	3.50	8.01	3.39	10.67	64.1	103.2
3	25.2	25.2	0.0	29.4	21.7	15.8	125.0	76.6	-	3.22	7.35	3.39	7.61	48.2	71.7
12	2.1	2.5	4.7	4.7	29.7	20.2	112.6	12.6	73°, 1.0	1.74	2.26	2.01	3.96	20.7	33.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

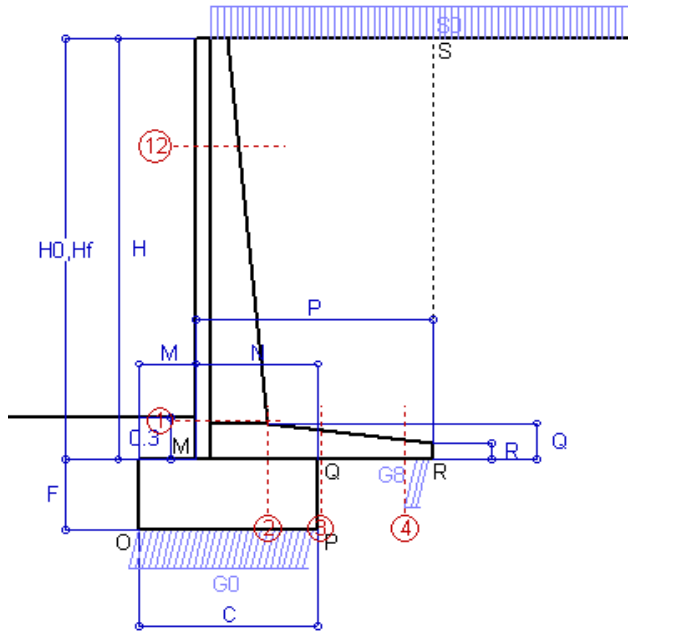
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha)=\text{ctg}(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NL	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.25$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 7.4$ kN/m ²
$N = 0.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
22.90	34.35	0.00	0.00
6.23	12.47	0.00	0.00
0.00	0.00	17.25	14.39
0.00	0.00	88.81	113.64
0.64	0.11	0.00	0.00
0.00	0.00	15.63	9.77
S₉ = 29.77	M₉ = 46.92	P₉ = 121.68	M₈ = 137.80

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.937$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.757$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 11.88$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.11$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 109.80$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.25$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.088$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	25.6	20.5	24.1	114.3	49.4	42.2	4.93	2.01	116	2.65	38	0.000
2	16.6	0.0	33.6	125.0	26.0	20.1	8.01	3.39	108	4.02	50	0.000
3	12.8	0.0	32.9	125.0	21.7	15.8	7.35	3.39	114	4.71	50	0.000
4	-0.7	0.0	0.0	125.0	14.4	8.3	3.56	3.39	17	0.83	50	0.000
12	1.2	4.1	3.2	112.6	29.7	20.2	2.26	2.01	20	0.56	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

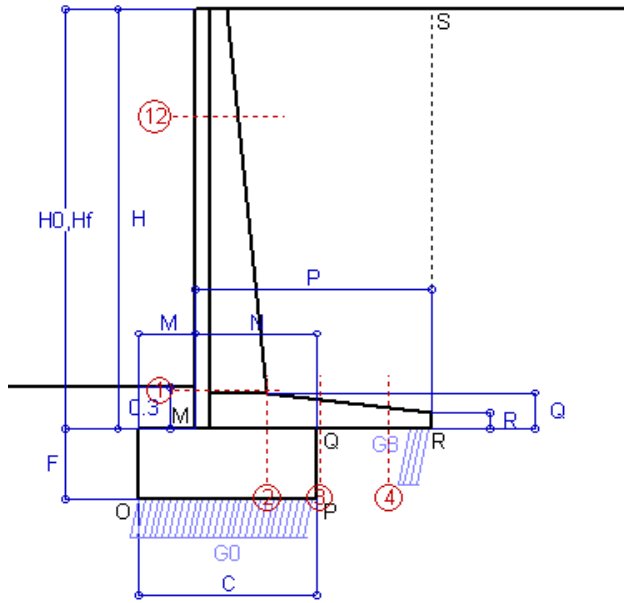
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NL	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.25$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.65$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.26$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
22.90	34.35	0.00	0.00
0.00	0.00	17.25	14.39
0.00	0.00	76.68	98.79
0.64	0.11	0.00	0.00
0.00	0.00	15.63	9.77
$S_9 = 23.54$	$M_9 = 34.46$	$P_9 = 109.55$	$M_8 = 122.94$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.568
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.140
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 16.10$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.15$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 93.45$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.25$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.075$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

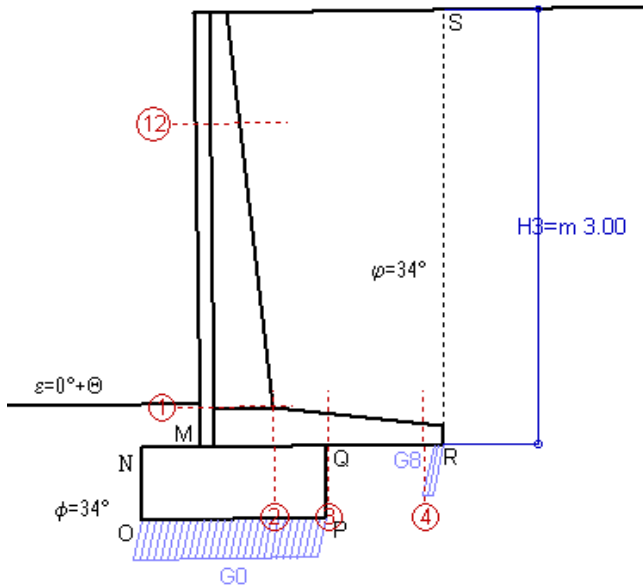
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	17.7	18.1	18.4	114.3	49.4	42.2	4.93	2.01	78	1.87	38	0.000
2	11.5	0.0	23.3	125.0	26.0	20.1	8.01	3.39	75	2.79	50	0.000
3	6.7	0.0	22.6	125.0	21.7	15.8	7.35	3.39	60	2.47	50	0.000
4	-1.5	0.0	0.0	125.0	15.6	9.5	3.81	3.39	38	1.63	50	0.000
12	0.5	3.4	1.6	112.6	29.7	20.2	2.26	2.01	6	0.23	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.78^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.014$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.007$

Dati

$H_m = 3.00$ m
 $C = 1.25$ m
 $F = 0.50$ m
 $M = 0.40$ m
 $N = 0.85$ m
 $P = 1.65$ m
 $Q = 0.26$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u30NL

Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 3.00$ m
Sovraccarico sul rilevato (0%) $S_0 = 0.0$ kN/m²
Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 28.35^\circ$
Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.540$
Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.075$
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
Pendenza del rilevato a tergo del muretto $I_8 = 1.4\%$
Scarpa della facciata del pannello $I_6 = -1.4\%$
Pendenza dell'appoggio della fondaz. $I_7 = -1.4\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) $K_1 = 0.356$
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza $H_3 = 3.00$ m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale $O_3 = 0.78^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.356$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.79$
(Dati: $\phi = 28.35^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	28.9	44.1	0.4	0.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.2	0.3	17.2	14.1
Peso terra e sovraccarico x1÷1	1.0	2.2	76.7	97.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	0.8	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.2	0.1	15.6	9.7
Spinta passiva sulla fondaz. $S_p \times 0.5$ (*non sommato)	-8.0*	-2.1*	0.0*	0.0*
TOTALI	31.2	46.8	110.0	122.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 = 7.0$ kN
Carico sul terreno di fondazione: $G_0 = 102.9$ kN
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.082$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 11.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \cdot (I_7 + R_0) + S_p = 65.9 > E_d = S_9 = 31.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + 2.1 = 124.5 > E_d = M_9 = 46.8$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 75.6 > E_d = 31.3$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe)

$K_0 = 0.326$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	24.6	24.6	18.7	20.1	49.4	42.2	114.3	14.3	73°, 1.0	2.94	4.93	2.01	4.42	82.6	75.2
2	17.2	17.2	0.0	21.2	26.0	20.1	125.0	99.6	-	3.50	8.01	3.39	10.67	64.1	103.2
3	13.7	13.7	0.0	20.9	21.7	15.8	125.0	76.6	-	3.22	7.35	3.39	7.61	48.2	71.7
4	-0.3	-0.3	0.0	0.6	13.7	7.6	125.0	125.0	-	1.89	3.42	3.39	0.00	-15.9	47.1
12	0.8	0.9	3.4	2.2	29.7	20.2	112.6	12.6	73° 1.0	1.73	2.26	2.01	3.96	20.6	34.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u30NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.50		
D	Affondamento = E + F	m	0.80		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	154.2	130.6	102.9
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.49°	18.33°	11.89°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	39.8	43.3	21.7
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.25	1.20	1.25
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	275.60	119.45	158.25
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.01	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.17	1.20	1.19
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.55	0.45	0.63
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.01	1.01	1.01
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17	1.21	1.20
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.54	0.41	0.60
Superficie	$[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	188.19	56.61	93.16
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		1.00	1.00	1.00
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.41	0.30	0.49
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.99	1.99	1.99
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.464	0.176	0.251
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.4	1.4	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	414.1	150.4	314.3
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	154.2	130.6	102.9

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

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Dati

$H_m =$	3.50 m	Prefabbricato tipo u35NL	$H_0 =$	3.50 m
$C =$	1.35 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.50 m
$F =$	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.45 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	34°
$N =$	0.90 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.29 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.67

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.283
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.283

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI

	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	40.5	71.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	14.5	34.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	27.5	26.4
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	163.7	238.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.2	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	26.3	17.8
(*non sommato)				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	56.3	106.0	217.6	282.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	20.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.12 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	197.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.35 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.146 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	14.5°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 146.8 > 1 \cdot E_d = 1 \cdot S_9 = 56.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot M_8 = 254 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 116.6$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.254

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	59.0	59.0	35.8	34.8	54.0	47.1	114.8	14.8	73°, 1.0	3.40	5.75	2.58	4.19	109.0	75.9
2	40.2	40.2	0.0	47.7	29.0	23.1	125.0	100.6	-	3.79	8.89	3.83	10.52	79.7	114.0
3	34.7	34.7	0.0	44.2	24.5	18.6	125.0	80.6	-	3.60	8.42	3.83	7.85	62.7	86.6
4	-1.1	-1.1	0.0	1.8	14.7	8.6	125.0	125.0	-	2.10	3.69	3.83	0.00	-18.9	53.4
12	5.8	6.7	10.2	8.4	34.2	24.7	113.1	13.1	73°, 1.0	2.10	3.08	2.58	3.96	32.5	40.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

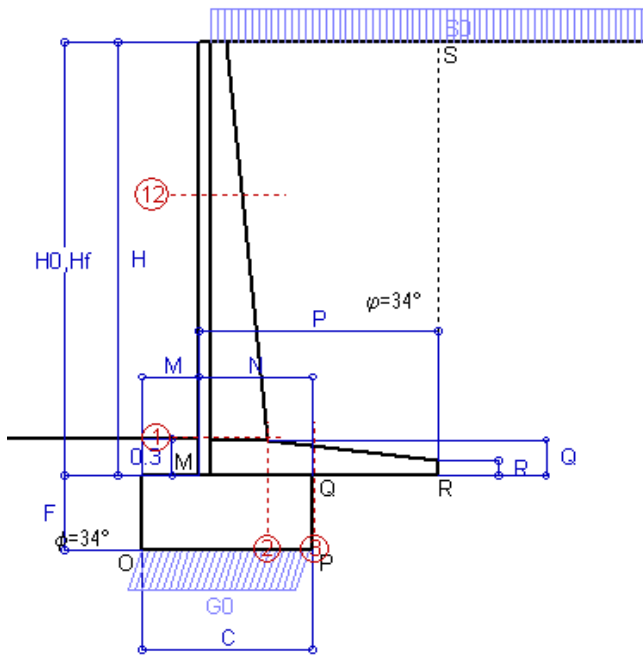
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	3.50 m	Prefabbricato tipo u35NL	$H_0 =$	3.50 m
$C =$	1.35 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.50 m
$F =$	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.45 m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan \phi / 1.25) =$		28.35°
$N =$	0.90 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.29 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	39.3	69.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	15.9	37.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	21.2	20.3
Peso terra e sovraccarico x1÷1.3	0.0	0.0	128.7	186.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.2	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	20.3	13.7
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =
	56.3	106.9	170.1	220.8
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	62.8	119.6	180.1	237.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	170.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.34 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.127 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	18.3°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 \cdot R_0 = 97.2 > E_d = S_9 = 62.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 238 > E_d = M_9 = 119.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 152.8 > E_d = 82.7$$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$$K_0 = 0.317$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	60.0	60.0	28.8	35.2	54.0	47.1	114.8	14.8	73°, 1.0	3.36	5.75	2.58	4.19	108.1	75.9
2	49.3	49.3	0.0	43.7	29.0	23.1	125.0	100.6	-	3.79	8.89	3.83	10.52	79.7	114.0
3	44.6	44.6	0.0	40.1	24.5	18.6	125.0	80.6	-	3.60	8.42	3.83	7.85	62.7	86.6
12	6.1	7.0	8.3	8.7	34.2	24.7	113.1	13.1	73°, 1.0	2.09	3.08	2.58	3.96	32.4	40.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

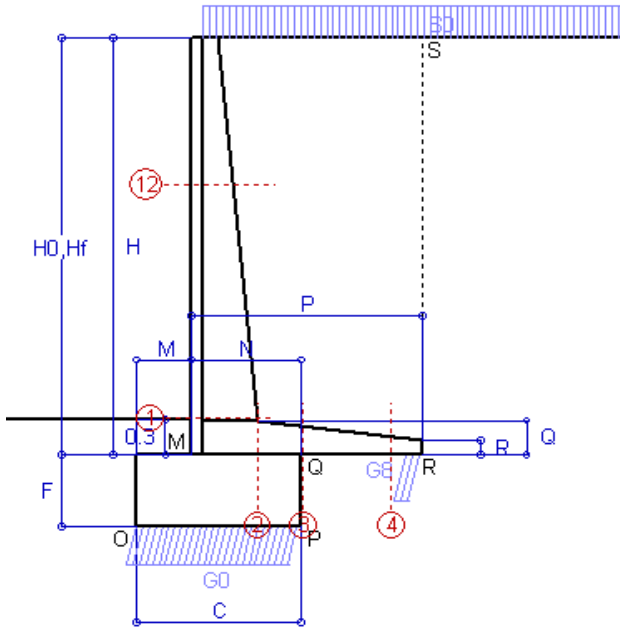
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NL	$H_0 = 3.50$ m
$C = 1.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 7.4$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
31.17	55.07	0.00	0.00
7.27	17.09	0.00	0.00
0.00	0.00	21.18	20.28
0.00	0.00	118.42	172.53
0.92	0.18	0.00	0.00
0.00	0.00	20.25	13.67
$S_9 = 39.36$	$M_9 = 72.34$	$P_9 = 159.84$	$M_8 = 206.48$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.854

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.739

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 18.03$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.14$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 141.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.35$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.105$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	39.7	26.0	32.2	114.8	54.0	47.1	5.75	2.58	139	3.21	38	0.000
2	25.8	0.0	47.8	125.0	29.0	23.1	8.89	3.83	132	4.78	50	0.000
3	21.7	0.0	46.8	125.0	24.5	18.6	8.42	3.83	145	5.83	50	0.000
4	-1.3	0.0	0.0	125.0	15.3	9.2	3.83	3.83	31	1.43	50	0.000
12	3.6	7.3	6.6	113.1	34.2	24.7	3.08	2.58	41	1.09	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

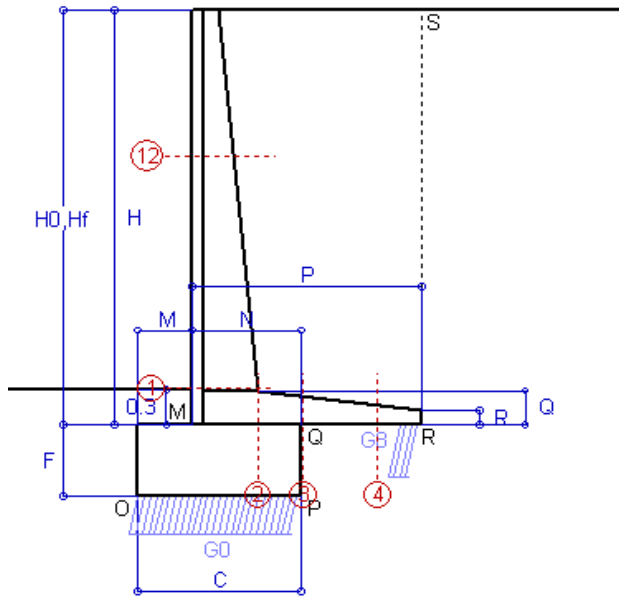
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NL	$H_0 = 3.50$ m
$C = 1.35$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.45$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 0.90$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
31.17	55.07	0.00	0.00
0.00	0.00	21.18	20.28
0.00	0.00	104.45	152.98
0.92	0.18	0.00	0.00
0.00	0.00	20.25	13.67
S₉ = 32.09	M₉ = 55.25	P₉ = 145.88	M₈ = 186.93

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.383

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.067

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 22.87$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.18$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 123.01$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.35$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.091$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	28.8	23.2	25.5	114.8	54.0	47.1	5.75	2.58	99	2.36	38	0.000
2	18.7	0.0	34.7	125.0	29.0	23.1	8.89	3.83	96	3.47	50	0.000
3	12.8	0.0	34.4	125.0	24.5	18.6	8.42	3.83	85	3.42	50	0.000
4	-2.6	0.0	0.0	125.0	16.6	10.5	4.14	3.83	56	2.37	50	0.000
12	1.9	6.2	4.0	113.1	34.2	24.7	3.08	2.58	19	0.58	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{eu}$ perché $\cot(\alpha) = \cot(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u35NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.60		
D	Affondamento = E + F	m	0.90		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	197.5	170.1	136.2
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.50°	18.31°	12.43°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	51.1	56.3	30.0
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.35	1.34	1.35
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	312.04	134.80	174.91
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.01	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.17	1.20	1.20
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.55	0.45	0.61
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.01	1.01	1.01
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18	1.21	1.21
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.54	0.41	0.58
Superficie	$[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	203.06	63.51	96.87
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		0.99	0.99	0.99
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.41	0.30	0.48
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.99	1.99	1.99
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.515	0.198	0.272
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	695.4	265.7	366.9
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	197.5	170.1	136.2

28/11/2011

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

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Dati

$H_m =$	4.00 m	Prefabbricato tipo u40NL	$H_0 =$	4.00 m
$C =$	1.50 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.00 m
$F =$	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.50 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	34°
$N =$	1.00 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	2.10 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.32 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.67

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.283
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.283

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI

	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	52.9	102.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	16.6	43.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	32.7	34.8
Peso terra e sovraccarico x 1.3 ÷ 1.5	0.0	0.0	203.9	327.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.2	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	29.3	21.9
(*non sommato)				
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	70.7	145.8	265.8	384.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	24.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.13 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	241.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.50 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.161 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	14.9°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 179.3 > 1 \cdot E_d = 1 \cdot S_9 = 70.7$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot M_8 = 346 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 160.4$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.254

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Ed_u} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b _w larghezza taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricentrico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	85.4	85.4	44.0	43.7	58.6	51.9	115.3	15.3	73°, 1.0	3.90	7.10	2.58	3.99	147.4	77.6
2	57.5	57.5	0.0	63.7	32.0	26.1	125.0	100.7	-	4.15	9.99	4.52	10.66	99.8	125.0
3	47.6	47.6	0.0	53.0	26.5	20.6	125.0	80.0	-	3.89	9.36	4.52	8.30	75.7	94.9
4	-1.5	-1.5	0.0	2.5	15.0	8.9	125.0	125.0	-	2.29	3.80	4.52	0.00	-21.5	57.8
12	13.7	15.6	16.1	14.1	39.3	32.4	113.5	13.5	73°, 1.0	2.51	4.02	2.58	3.96	52.9	51.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

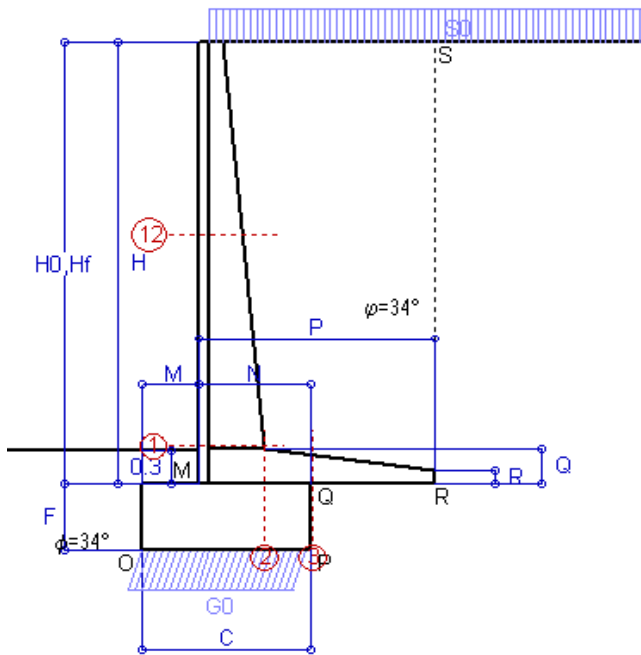
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	4.00 m	Prefabbricato tipo u40NL	$H_0 =$	4.00 m
$C =$	1.50 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.00 m
$F =$	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.50 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan \phi / 1.25) =$	$\phi =$	28.35°
$N =$	1.00 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	2.10 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.32 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	51.3	99.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	18.1	47.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	25.1	26.8
Peso terra e sovraccarico x1÷1.3	0.0	0.0	159.9	256.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.2	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	22.5	16.9
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	70.6	146.5	207.5	300.2
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	78.6	163.7	220.2	323.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	207.5 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.48 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.140 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	18.8°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 \cdot R_0 = 118.8 > E_d = S_9 = 78.6$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 324 > E_d = M_9 = 163.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 208.6 > E_d = 117.3$$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$$K_0 = 0.317$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg} \Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	86.6	86.6	35.4	44.2	58.6	51.9	115.3	15.3	73°, 1.0	3.85	7.10	2.58	3.99	146.2	77.6
2	69.1	69.1	0.0	58.7	32.0	26.1	125.0	100.7	-	4.15	9.99	4.52	10.66	99.8	125.0
3	60.1	60.1	0.0	47.1	26.5	20.6	125.0	80.0	-	3.89	9.36	4.52	8.30	75.7	94.9
12	14.1	16.1	13.0	14.5	39.3	32.4	113.5	13.5	73°, 1.0	2.49	4.02	2.58	3.96	52.7	51.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

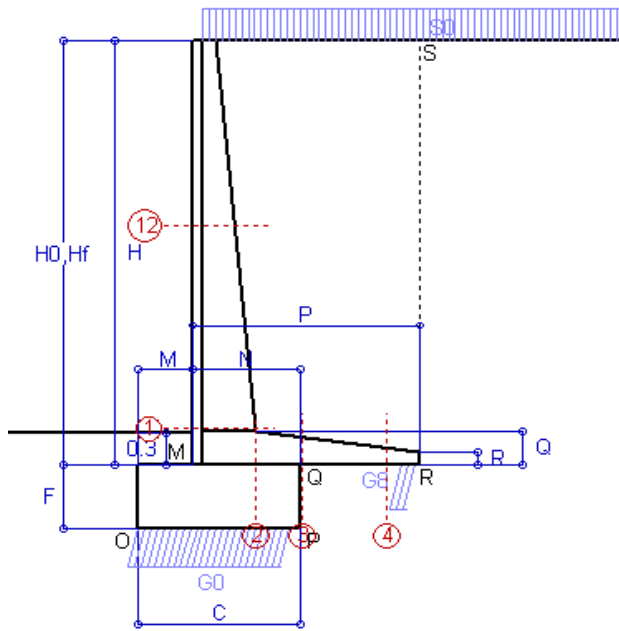
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NL	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 9.8$ kN/m ²
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
40.71	78.71	0.00	0.00
11.08	28.81	0.00	0.00
0.00	0.00	25.14	26.79
0.00	0.00	153.68	246.97
0.92	0.18	0.00	0.00
0.00	0.00	22.50	16.88
$S_9 = 52.71$	$M_9 = 107.71$	$P_9 = 201.32$	$M_8 = 290.63$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.698

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.576

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 24.10$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.17$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 177.22$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.42$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.125$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	63.0	33.2	44.1	115.3	58.6	51.9	7.10	2.58	165	3.95	38	0.103
2	41.0	0.0	69.9	125.0	32.0	26.1	9.99	4.52	166	5.93	50	0.000
3	28.9	0.0	57.7	125.0	26.5	20.6	9.36	4.52	158	6.30	50	0.118
4	-2.0	0.0	0.0	125.0	16.0	9.9	4.04	4.52	40	1.87	50	0.000
12	9.8	12.0	13.1	113.5	39.3	32.4	4.02	2.58	70	1.72	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

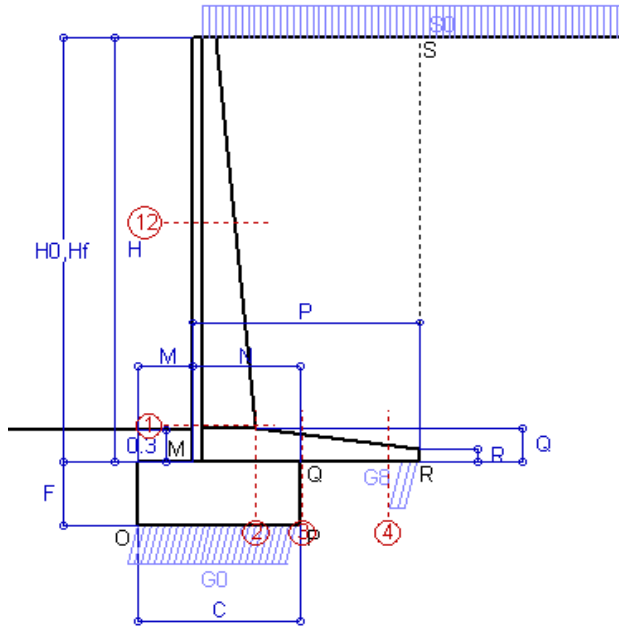
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NL	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 7.4$ kN/m ²
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
40.71	78.71	0.00	0.00
8.31	21.61	0.00	0.00
0.00	0.00	25.14	26.79
0.00	0.00	148.54	239.00
0.92	0.18	0.00	0.00
0.00	0.00	22.50	16.88
S₉ = 49.94	M₉ = 100.50	P₉ = 196.17	M₈ = 282.66

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.812$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.650$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 22.77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.16$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 173.40$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.48$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.117$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	58.2	32.1	41.5	115.3	58.6	51.9	7.10	2.58	152	3.66	38	0.087
2	37.8	0.0	64.6	125.0	32.0	26.1	9.99	4.52	153	5.48	50	0.000
3	28.9	0.0	57.0	125.0	26.5	20.6	9.36	4.52	158	6.30	50	0.118
4	-1.9	0.0	0.0	125.0	15.9	9.8	4.01	4.52	38	1.80	50	0.000
12	8.7	11.5	11.8	113.5	39.3	32.4	4.02	2.58	61	1.52	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

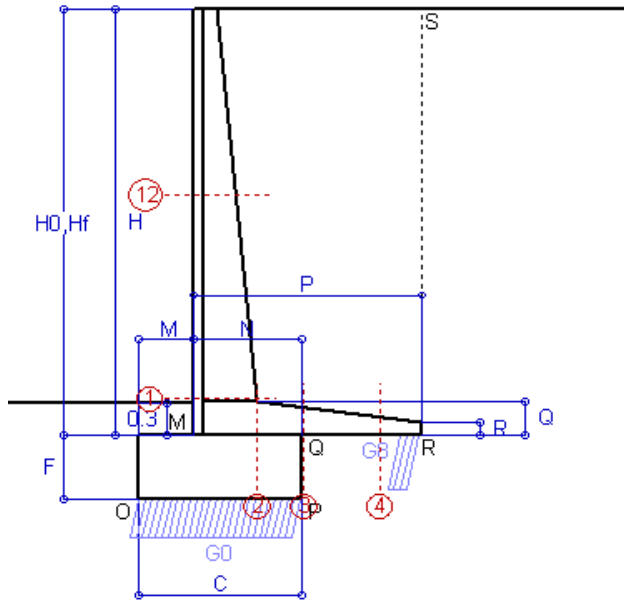
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo u40NL	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.00$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.10$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
40.71	78.71	0.00	0.00
0.00	0.00	25.14	26.79
0.00	0.00	133.10	215.07
0.92	0.18	0.00	0.00
0.00	0.00	22.50	16.88
$S_9 = 41.63$	$M_9 = 78.89$	$P_9 = 180.74$	$M_8 = 258.74$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.280
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.929
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 27.40$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.19$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 153.34$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.102$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

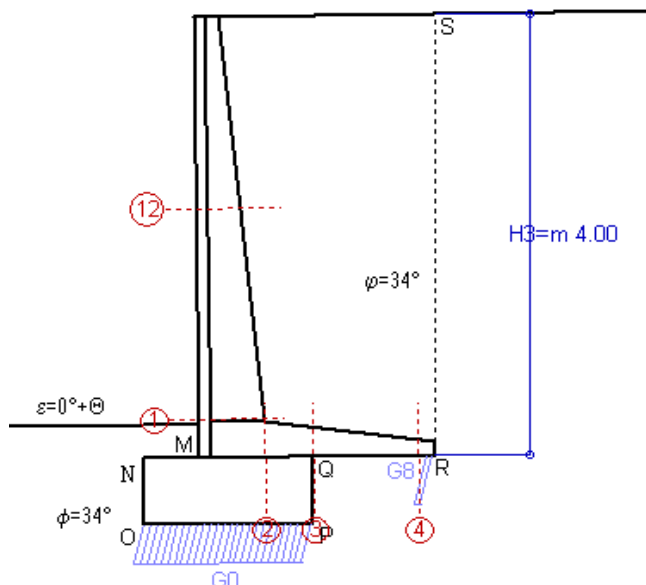
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	43.8	28.9	33.8	115.3	58.6	51.9	7.10	2.58	112	2.78	38	0.000
2	28.5	0.0	48.6	125.0	32.0	26.1	9.99	4.52	115	4.13	50	0.000
3	18.9	0.0	44.4	125.0	26.5	20.6	9.36	4.52	103	4.12	50	0.000
4	-3.3	0.0	0.0	125.0	17.1	11.0	4.30	4.52	60	2.64	50	0.000
12	5.2	9.9	8.1	113.5	39.3	32.4	4.02	2.58	35	0.94	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.78^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.014$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.007$

Dati

$H_m = 4.00$ m
 $C = 1.50$ m
 $F = 0.60$ m
 $M = 0.50$ m
 $N = 1.00$ m
 $P = 2.10$ m
 $Q = 0.32$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u40NL

Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 4.00$ m
 Sovraccarico sul rilevato (0%) $S_0 = 0.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 28.35^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.540$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.075$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del muretto $I_8 = 1.4\%$
 Scarpa della facciata del pannello $I_6 = -1.4\%$
 Pendenza dell'appoggio della fondaz. $I_7 = -1.4\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) $K_1 = 0.356$
 agente su una sezione ideale R'-S' di altezza $H_3 = 4.00$ m
 Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale $O_3 = 0.78^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.356$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.79$
 (Dati: $\phi = 28.35^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	51.3	101.0	0.7	1.8
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.3	0.6	25.1	26.2
Peso terra e sovraccarico x1÷1	1.8	4.9	133.1	212.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.2	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.3	0.1	22.5	16.8
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-10.2*	-3.0*	0.0*	0.0*
(*non sommato)				
TOTALI	54.9	106.7	181.4	257.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 = 10.8$ kN
 Carico sul terreno di fondazione: $G_0 = 170.7$ kN
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.114$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \cdot (I_7 + R_0) + S_p = 105.6 > E_d = S_9 = 54.9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + 3 = 260.7 > E_d = M_9 = 106.7$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 162.7 > E_d = 74$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe)

$K_0 = 0.326$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	60.7	60.7	29.9	35.6	58.6	51.9	115.3	15.3	73°, 1.0	3.81	7.10	2.58	3.99	145.4	79.5
2	45.6	45.6	0.0	42.6	32.0	26.1	125.0	100.7	-	4.15	9.99	4.52	10.66	99.8	125.0
3	37.1	37.1	0.0	36.8	26.5	20.6	125.0	80.0	-	3.89	9.36	4.52	8.30	75.7	94.9
4	-0.6	-0.6	0.0	1.1	14.1	8.0	125.0	125.0	-	2.22	3.58	4.52	0.00	-19.5	53.7
12	7.7	9.0	10.2	9.6	39.3	32.4	113.5	13.5	73°, 1.0	2.47	4.02	2.58	3.96	52.4	52.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u40NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.60		
D	Affondamento = E + F	m	0.90		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	241.8	207.5	170.7
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.90°	18.78°	13.85°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	64.3	70.6	42.1
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.50	1.48	1.50
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	301.66	129.26	160.95
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.01	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.16	1.18	1.18
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.54	0.44	0.57
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.01	1.01	1.01
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.16	1.19	1.19
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.52	0.40	0.54
Superficie	$[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	218.81	67.41	97.20
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		0.99	0.99	0.99
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.40	0.29	0.43
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.99	1.99	1.99
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.520	0.197	0.258
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	780.7	291.3	387.2
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	241.8	207.5	170.7

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

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Dati

$H_m =$	4.50 m	Prefabbricato tipo u45NL	$H_0 =$	4.50 m
$C =$	1.65 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.50 m
$F =$	0.75 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.55 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	34°
$N =$	1.10 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	2.35 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.67

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.283
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.283

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI

	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	67.0	150.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	18.7	56.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	38.8	46.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3 ÷ 1.5	0.0	0.0	254.1	453.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.9	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	40.2	33.2
(*non sommato)				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	87.5	207.3	333.1	532.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	27.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.13 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	305.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.65 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.185 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	14.7°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 224.7 > 1 \cdot E_d = 1 \cdot S_9 = 87.5$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot M_8 = 479 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 228$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.254

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	118.8	118.8	53.2	53.5	63.1	56.0	116.7	16.7	73°, 1.0	4.41	8.64	3.14	5.68	193.4	123.7
2	83.8	83.8	0.0	81.2	35.0	29.1	125.0	101.4	-	4.72	12.63	4.52	11.17	137.4	142.4
3	71.4	71.4	0.0	66.8	28.7	22.8	125.0	80.6	-	4.34	11.76	4.52	8.41	101.2	107.4
4	-1.8	-1.8	0.0	3.0	15.2	9.1	125.0	125.0	-	2.33	3.94	4.52	0.00	-22.0	58.6
12	12.4	14.2	15.2	13.3	38.4	31.6	113.9	13.9	73°, 1.0	2.53	4.02	3.14	3.96	51.9	50.4
14	60.0	66.9	36.1	34.2	52.9	44.2	115.5	15.5	73°, 1.0	3.62	7.10	3.14	3.96	125.0	66.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

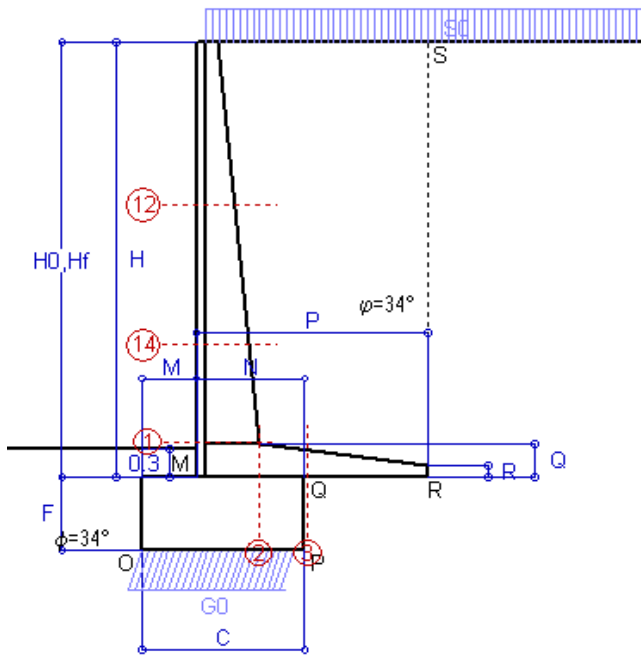
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	4.50 m	Prefabbricato tipo u45NL	$H_0 =$	4.50 m
$C =$	1.65 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.50 m
$F =$	0.75 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.55 m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan \phi / 1.25) =$	$\phi =$	28.35°
$N =$	1.10 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	2.35 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	64.9	146.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	20.4	61.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	29.8	35.5
Peso terra e sovraccarico x 1.3	0.0	0.0	198.8	354.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.8	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	30.9	25.5
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	87.1	207.7	259.6	415.5
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	96.9	231.8	275.0	447.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondaz: $G_0 =$	259.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.60 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.162 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	18.6°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 * R_0 = 148.4 > E_d = S_9 = 96.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 448 > E_d = M_9 = 231.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 288.7 > E_d = 160.6$$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$$K_0 = 0.317$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	120.0	120.0	42.8	53.9	63.1	56.0	116.7	16.7	73°, 1.0	4.35	8.64	3.14	5.68	191.7	123.7
2	97.8	97.8	0.0	75.5	35.0	29.1	125.0	101.4	-	4.72	12.63	4.52	11.17	137.4	142.4
3	86.0	86.0	0.0	57.8	28.7	22.8	125.0	80.6	-	4.34	11.76	4.52	8.41	101.2	107.4
12	12.8	14.7	12.3	13.7	38.4	31.6	113.9	13.9	73°, 1.0	2.52	4.02	3.14	3.96	51.7	50.4
14	61.0	68.0	29.1	34.6	52.9	44.2	115.5	15.5	73°, 1.0	3.58	7.10	3.14	3.96	124.1	66.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

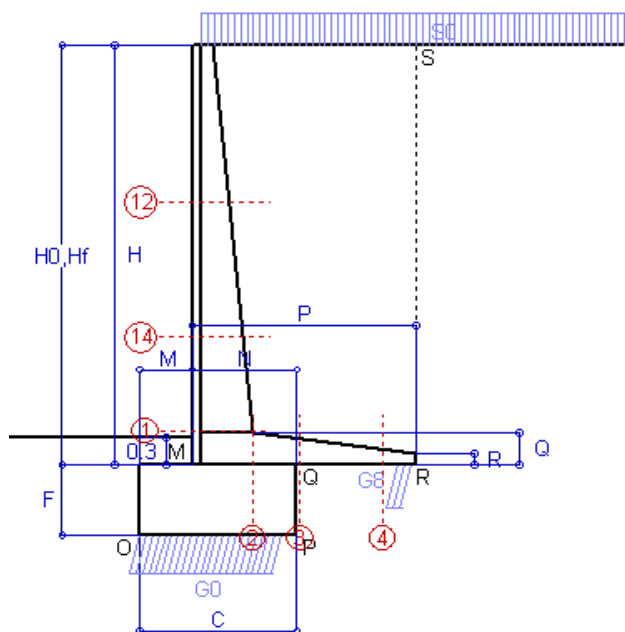
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccarico su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NL	$H_0 = 4.50$ m
$C = 1.65$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 9.8$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
51.52	115.93	0.00	0.00
12.47	37.40	0.00	0.00
0.00	0.00	29.82	35.51
0.00	0.00	191.91	342.51
1.43	0.36	0.00	0.00
0.00	0.00	30.94	25.52
S₉ = 65.42	M₉ = 153.69	P₉ = 252.67	M₈ = 403.55

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.626

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.605

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 31.47$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.19$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 221.20$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.52$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.146$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	88.0	40.2	54.9	116.7	63.1	56.0	8.64	3.14	176	4.42	38	0.116
2	57.2	0.0	90.6	125.0	35.0	29.1	12.63	4.52	166	6.27	50	0.000
3	40.1	0.0	72.1	125.0	28.7	22.8	11.76	4.52	159	6.70	50	0.141
4	-3.2	0.0	0.0	125.0	16.8	10.7	4.36	4.52	58	2.62	50	0.000
12	8.9	11.4	12.3	113.9	38.4	31.6	4.02	3.14	65	1.63	38	0.000
14	44.0	27.2	34.9	115.5	52.9	44.2	7.10	3.14	135	3.53	38	0.069

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

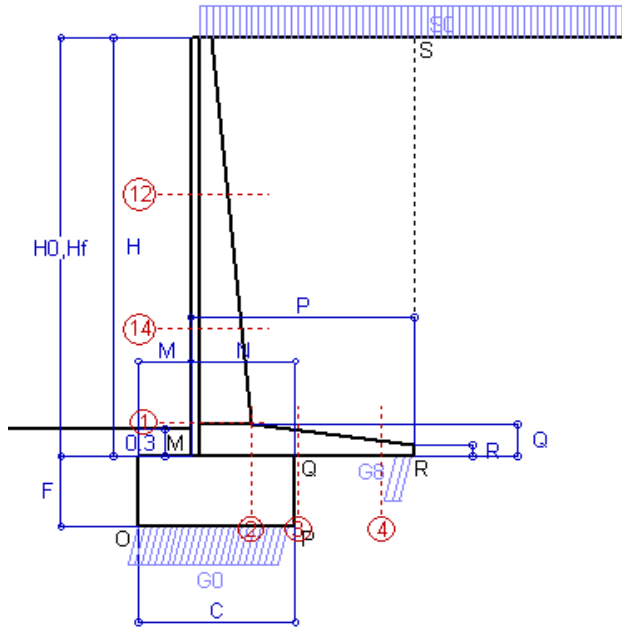
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NL	$H_0 = 4.50$ m
$C = 1.65$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 7.4$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
51.52	115.93	0.00	0.00
9.35	28.05	0.00	0.00
0.00	0.00	29.82	35.51
0.00	0.00	186.15	332.58
1.43	0.36	0.00	0.00
0.00	0.00	30.94	25.52
$S_9 = 62.31$	$M_9 = 144.34$	$P_9 = 246.91$	$M_8 = 393.62$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.727

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.673

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 29.96$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.18$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 216.95$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.57$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.138$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar-tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	81.8	39.0	52.0	116.7	63.1	56.0	8.64	3.14	163	4.12	38	0.102
2	53.2	0.0	84.3	125.0	35.0	29.1	12.63	4.52	154	5.83	50	0.000
3	40.1	0.0	71.4	125.0	28.7	22.8	11.76	4.52	159	6.70	50	0.141
4	-3.0	0.0	0.0	125.0	16.6	10.5	4.32	4.52	56	2.54	50	0.000
12	7.8	10.9	11.1	113.9	38.4	31.6	4.02	3.14	57	1.44	38	0.000
14	40.4	26.3	32.6	115.5	52.9	44.2	7.10	3.14	123	3.24	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

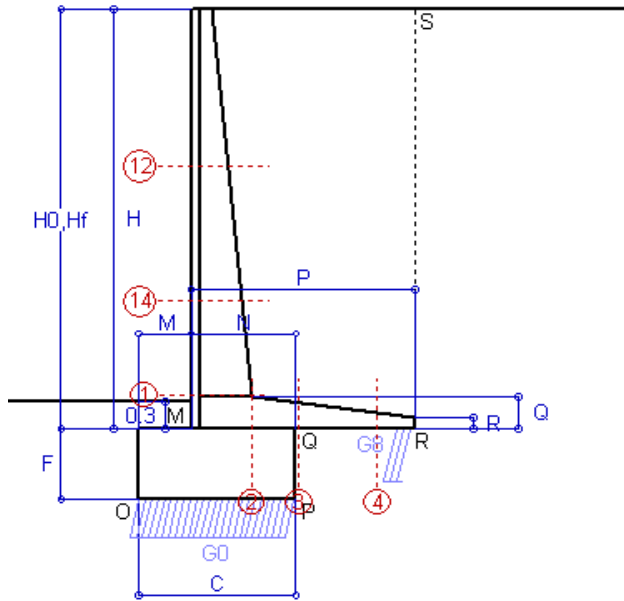
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 4.50$ m	Prefabbricato tipo u45NL	$H_0 = 4.50$ m
$C = 1.65$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.50$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.55$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.35$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
51.52	115.93	0.00	0.00
0.00	0.00	29.82	35.51
0.00	0.00	168.88	302.78
1.43	0.36	0.00	0.00
0.00	0.00	30.94	25.52
S₉ = 52.96	M₉ = 116.29	P₉ = 229.64	M₈ = 363.82

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.129$
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.925$
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 32.22$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.20$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 197.42$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.65$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.120$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

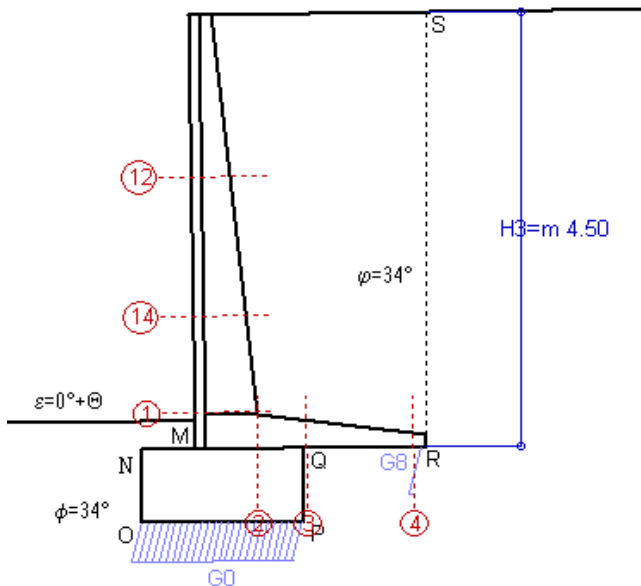
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	63.4	35.3	43.3	116.7	63.1	56.0	8.64	3.14	125	3.22	38	0.000
2	41.2	0.0	65.4	125.0	35.0	29.1	12.63	4.52	119	4.52	50	0.000
3	31.1	0.0	60.8	125.0	28.7	22.8	11.76	4.52	123	5.20	50	0.000
4	-4.1	0.0	0.0	125.0	17.4	11.3	4.52	4.52	72	3.12	50	0.000
12	4.7	9.4	7.4	113.9	38.4	31.6	4.02	3.14	32	0.87	38	0.000
14	29.4	23.4	25.9	115.5	52.9	44.2	7.10	3.14	88	2.38	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.78^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.014$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.007$

Dati

$H_m = 4.50$ m
 $C = 1.65$ m
 $F = 0.75$ m
 $M = 0.55$ m
 $N = 1.10$ m
 $P = 2.35$ m
 $Q = 0.35$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u45NL

$a_g/g = 0.05$
 $H_0 = 4.50$ m
 $H = 4.50$ m
 $S_0 = 0.0$ kN/m²
Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 28.35^\circ$
Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.540$
Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.075$
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
Pendenza del rilevato a tergo del muretto $I_8 = 1.4\%$
Scarpa della facciata del pannello $I_6 = -1.4\%$
Pendenza dell'appoggio della fondaz. $I_7 = -1.4\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) $K_1 = 0.356$
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza $H_3 = 4.50$ m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale $O_3 = 0.78^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.356$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okat) $K_p = 2.79$
(Dati: $\phi = 28.35^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	64.9	148.6	0.9	2.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.4	0.8	29.8	34.8
Peso terra e sovraccarico x1÷1	2.3	7.1	168.9	299.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.9	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.4	0.2	30.9	25.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5 (*non sommato)	-13.8*	-4.8*	0.0*	0.0*
TOTALI	69.9	157.1	230.5	362.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 = 10.6$ kN
Carico sul terreno di fondazione: $G_0 = 220.0$ kN
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.133$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \cdot (I_7 + R_0) + S_p = 135.1 > E_d = S_9 = 69.9$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + 4.8 = 367.0 > E_d = M_9 = 157.1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 229.0 > E_d = 105.3$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe)

$K_0 = 0.326$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	87.7	87.7	36.7	44.8	63.1	56.0	116.7	16.7	73°, 1.0	4.32	8.64	3.14	5.68	190.7	125.7
2	70.1	70.1	0.0	55.9	35.0	29.1	125.0	101.4	-	4.72	12.63	4.52	11.17	137.4	142.4
3	58.4	58.4	0.0	47.2	28.7	22.8	125.0	80.6	-	4.34	11.76	4.52	8.41	101.2	107.4
4	-0.5	-0.5	0.0	0.9	13.9	7.8	125.0	125.0	-	2.22	3.58	4.52	0.00	-19.1	52.7
12	7.0	8.2	9.6	9.0	38.4	31.6	113.9	13.9	73°, 1.0	2.50	4.02	3.14	3.96	51.5	51.6
14	41.4	46.8	24.2	27.3	52.9	44.2	115.5	15.5	73°, 1.0	3.56	7.10	3.14	3.96	123.5	68.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u45NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.75		
D	Affondamento = E + F	m	1.05		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	305.2	259.6	220.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.73°	18.55°	13.67°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	80.2	87.1	53.5
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.65	1.60	1.65
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	358.49	154.87	191.43
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.01	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.17	1.20	1.19
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.55	0.44	0.58
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.01	1.01	1.01
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17	1.21	1.20
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.53	0.41	0.55
Superficie	$[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	243.86	74.33	108.35
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		0.99	0.99	0.99
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.40	0.30	0.44
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.98	1.98	1.98
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.602	0.229	0.300
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	993.9	366.9	494.6
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	305.2	259.6	220.0

28/11/2011

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

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Dati

$H_m =$	5.00 m	Prefabbricato tipo u50NL	$H_0 =$	5.00 m
$C =$	1.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.00 m
$F =$	0.75 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.65 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	34°
$N =$	1.15 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	2.55 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.38 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.67

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.283
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.283

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI

	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	82.7	199.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	20.8	67.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	45.7	62.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3 ÷ 1.5	0.0	0.0	302.9	601.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.9	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	43.9	39.5
(*non sommato)				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	105.3	267.8	392.5	703.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	40.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.17 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	351.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	1.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.195 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	15.0°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 264.8 > 1 \cdot E_d = 1 \cdot S_9 = 105.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot M_8 = 633 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 294.6$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.254

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	159.7	159.7	63.1	64.2	67.6	60.2	117.6	17.6	73°, 1.0	4.89	10.05	3.14	5.41	242.1	124.0
2	108.7	108.7	0.0	108.6	38.0	31.8	125.0	101.5	-	5.36	15.27	5.34	11.37	179.5	157.9
3	87.6	87.6	0.0	83.6	32.2	26.1	125.0	82.1	-	4.98	14.46	5.34	8.84	139.6	123.5
4	-3.7	-3.7	0.0	3.9	18.9	12.7	125.0	125.0	-	2.82	4.39	5.34	0.00	-32.5	78.5
12	12.2	14.0	15.1	13.2	38.1	31.3	114.0	14.0	73°, 1.0	2.52	4.02	3.14	3.96	51.5	50.0
14	77.1	85.9	41.6	39.9	55.8	47.1	116.2	16.2	73°, 1.0	3.93	8.04	3.14	3.96	150.7	70.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

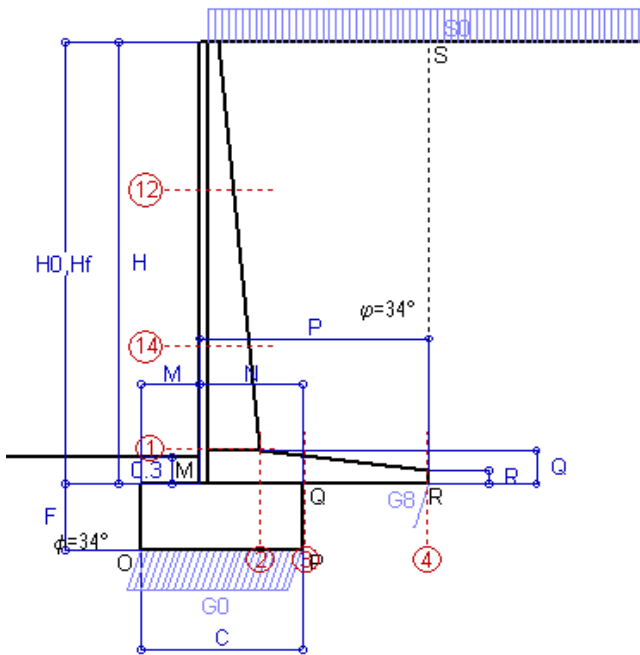
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	5.00 m	Prefabbricato tipo u50NL	$H_0 =$	5.00 m
$C =$	1.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.00 m
$F =$	0.75 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.65 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	28.35°
$N =$	1.15 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	2.55 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.38 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	80.1	193.6	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	22.7	73.7	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	35.2	47.9
Peso terra e sovraccarico x1÷1.3	0.0	0.0	236.7	469.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.8	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	33.7	30.4
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	104.6	267.8	305.6	548.1
	116.3	298.5	324.1	590.6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea	$G_8 =$	2.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.01 m
Carico sul terreno sotto la fonda:	$G_0 =$	303.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	1.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.168 MPa			
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$	18.9°			

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 * R_0 = 174.9 > E_d = S_9 = 116.3$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 591 > E_d = M_9 = 298.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 372.4 > E_d = 212.8$$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$$K_0 = 0.317$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg} \Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	160.8	160.8	50.7	64.5	67.6	60.2	117.6	17.6	73°, 1.0	4.82	10.05	3.14	5.41	239.9	124.0
2	130.4	130.4	0.0	100.7	38.0	31.8	125.0	101.5	-	5.36	15.27	5.34	11.37	179.5	157.9
3	113.4	113.4	0.0	75.9	32.2	26.1	125.0	82.1	-	4.98	14.46	5.34	8.84	139.6	123.5
4	0.0	0.0	0.0	0.0	15.3	9.1	125.0	125.0	-	2.34	3.19	5.34	0.00	-23.2	61.9
12	12.6	14.5	12.2	13.6	38.1	31.3	114.0	14.0	73°, 1.0	2.51	4.02	3.14	3.96	51.2	49.9
14	78.2	87.0	33.5	40.4	55.8	47.1	116.2	16.2	73°, 1.0	3.89	8.04	3.14	3.96	149.6	70.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

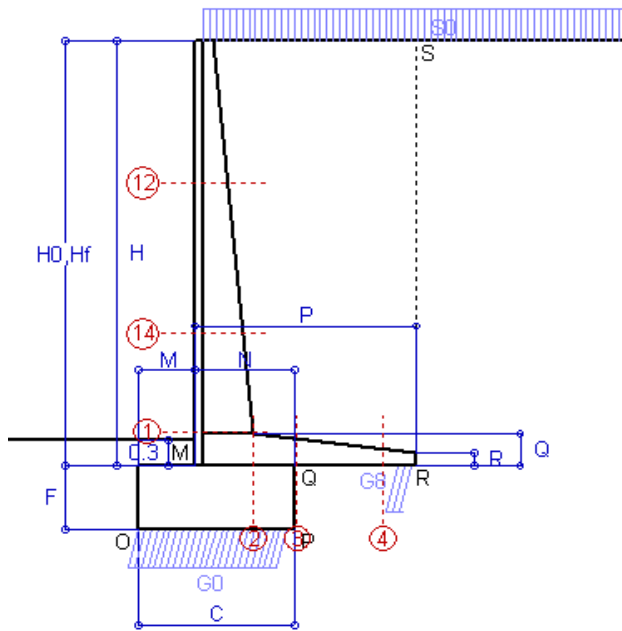
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NL	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 9.8$ kN/m ²
$N = 1.15$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
63.61	153.73	0.00	0.00
13.85	45.02	0.00	0.00
0.00	0.00	35.18	47.90
0.00	0.00	229.16	455.40
1.43	0.36	0.00	0.00
0.00	0.00	33.75	30.37
$S_9 = 78.90$	$M_9 = 199.11$	$P_9 = 298.09$	$M_8 = 533.68$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.680

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.549

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 37.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.21$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 260.27$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 1.73$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.151$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	118.6	47.7	66.9	117.6	67.6	60.2	10.05	3.14	190	4.93	38	0.132
2	77.1	0.0	114.1	125.0	38.0	31.8	15.27	5.34	170	6.76	51	0.153
3	56.3	0.0	88.9	125.0	32.2	26.1	14.46	5.34	160	6.94	51	0.157
4	-4.2	0.0	0.0	125.0	19.8	13.6	4.68	5.34	57	2.30	51	0.000
12	8.8	11.3	12.2	114.0	38.1	31.3	4.02	3.14	65	1.62	38	0.000
14	56.8	31.4	41.2	116.2	55.8	47.1	8.04	3.14	145	3.86	38	0.084

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

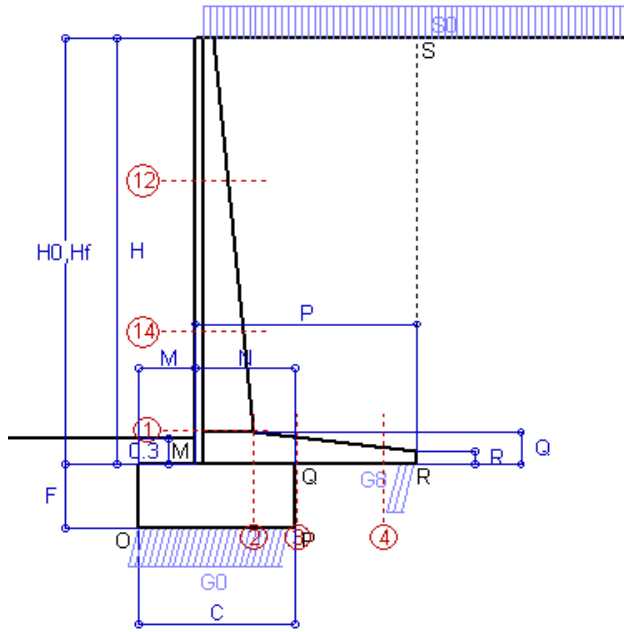
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NL	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 7.4$ kN/m ²
$N = 1.15$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
63.61	153.73	0.00	0.00
10.39	33.77	0.00	0.00
0.00	0.00	35.18	47.90
0.00	0.00	222.91	443.38
1.43	0.36	0.00	0.00
0.00	0.00	33.75	30.37
$S_9 = 75.43$	$M_9 = 187.85$	$P_9 = 291.84$	$M_8 = 521.65$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.777$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.610$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 36.17$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.20$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 255.68$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.79$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.143$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	111.0	46.3	63.7	117.6	67.6	60.2	10.05	3.14	177	4.62	38	0.118
2	72.1	0.0	106.7	125.0	38.0	31.8	15.27	5.34	159	6.33	51	0.127
3	56.3	0.0	88.1	125.0	32.2	26.1	14.46	5.34	160	6.94	51	0.157
4	-4.1	0.0	0.0	125.0	19.7	13.5	4.65	5.34	55	2.23	51	0.000
12	7.7	10.8	11.0	114.0	38.1	31.3	4.02	3.14	56	1.44	38	0.000
14	52.4	30.3	38.7	116.2	55.8	47.1	8.04	3.14	133	3.57	38	0.069

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

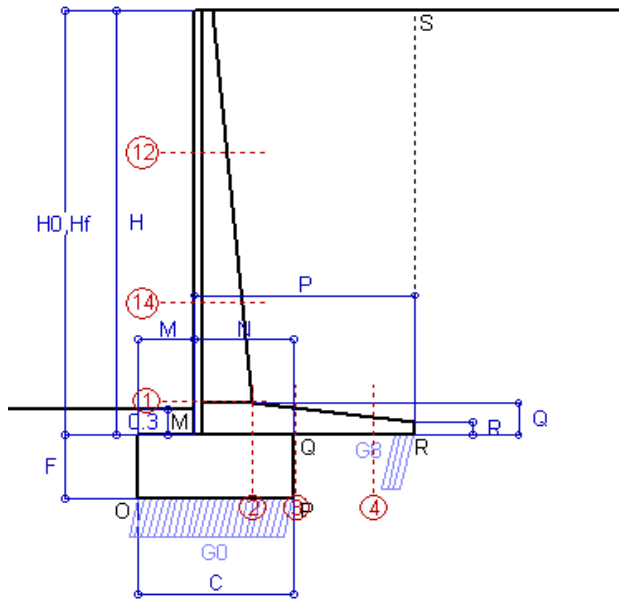
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NL	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.15$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.55$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.38$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
63.61	153.73	0.00	0.00
0.00	0.00	35.18	47.90
0.00	0.00	204.17	407.30
1.43	0.36	0.00	0.00
0.00	0.00	33.75	30.37
$S_9 = 65.04$	$M_9 = 154.08$	$P_9 = 273.10$	$M_8 = 485.57$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.151

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.832

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 42.80$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.24$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 230.30$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.80$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.128$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

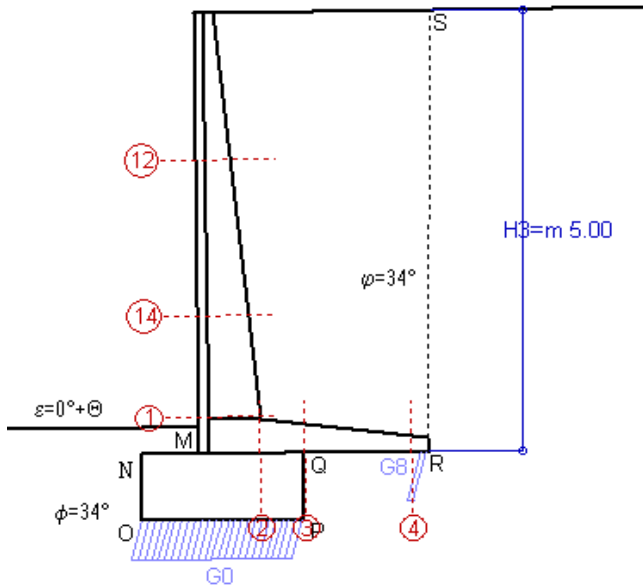
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	88.1	42.3	53.9	117.6	67.6	60.2	10.05	3.14	139	3.69	38	0.075
2	57.3	0.0	84.7	125.0	38.0	31.8	15.27	5.34	126	5.02	51	0.000
3	39.1	0.0	71.2	125.0	32.2	26.1	14.46	5.34	111	4.82	51	0.000
4	-6.5	0.0	0.0	125.0	20.9	14.7	5.06	5.34	81	3.14	51	0.000
12	4.6	9.3	7.4	114.0	38.1	31.3	4.02	3.14	31	0.87	38	0.000
14	39.1	27.2	31.3	116.2	55.8	47.1	8.04	3.14	97	2.69	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.78^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.014$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.007$

Dati

$H_m = 5.00$ m
 $C = 1.80$ m
 $F = 0.75$ m
 $M = 0.65$ m
 $N = 1.15$ m
 $P = 2.55$ m
 $Q = 0.38$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u50NL

Altezza della terra contro il pannello $H_0 = 5.00$ m
Sovraccarico sul rilevato (0%) $S_0 = 0.0$ kN/m²
Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 28.35^\circ$
Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.540$
Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.075$
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
Pendenza del rilevato a tergo del muretto $I_6 = 1.4\%$
Scarpa della facciata del pannello $I_6 = -1.4\%$
Pendenza dell'appoggio della fondaz. $I_7 = -1.4\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) $K_1 = 0.356$
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza $H_3 = 5.00$ m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale $O_3 = 0.78^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.356$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okat) $K_p = 2.79$
(Dati: $\phi = 28.35^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	80.1	197.2	1.1	3.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	0.9	35.2	47.0
Peso terra e sovraccarico x1÷1	2.8	9.3	204.2	403.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.8	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.5	0.2	33.7	30.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-13.8*	-4.8*	0.0*	0.0*
(*non sommato)				
TOTALI	85.6	208.1	274.2	483.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 = 16.4$ kN
Carico sul terreno di fondazione: $G_0 = 257.8$ kN
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.143$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \cdot (I_7 + R_0) + S_p = 158.1 > E_d = S_9 = 85.6$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + 4.8 = 488.5 > E_d = M_9 = 208.1$
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 299.6 > E_d = 144.2$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe)

$K_0 = 0.326$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	121.6	121.6	44.0	54.9	67.6	60.2	117.6	17.6	73°, 1.0	4.78	10.05	3.14	5.41	238.7	126.2
2	93.9	93.9	0.0	78.1	38.0	31.8	125.0	101.5	-	5.36	15.27	5.34	11.37	179.5	157.9
3	75.9	75.9	0.0	61.4	32.2	26.1	125.0	82.1	-	4.98	14.46	5.34	8.84	139.6	123.5
4	-1.1	-1.1	0.0	1.3	17.4	11.2	125.0	125.0	-	2.61	3.87	5.34	0.00	-28.5	70.9
12	7.0	8.1	9.5	9.0	38.1	31.3	114.0	14.0	73°, 1.0	2.49	4.02	3.14	3.96	51.0	51.2
14	55.0	61.9	28.2	32.7	55.8	47.1	116.2	16.2	73°, 1.0	3.86	8.04	3.14	3.96	148.8	71.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{Ed} = M_{Edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u50NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.75		
D	Affondamento = E + F	m	1.05		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	351.6	303.0	257.8
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	15.02°	18.89°	14.68°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	94.4	103.7	67.5
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.80	1.80	1.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	349.49	149.36	179.95
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.01	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.15	1.17	1.17
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.54	0.44	0.55
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.01	1.01	1.01
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.16	1.19	1.19
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.52	0.40	0.52
Superficie	$[1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	260.10	81.11	109.66
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		0.99	0.99	0.99
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.39	0.29	0.40
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.98	1.98	1.98
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.610	0.230	0.290
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1097.2	414.8	521.3
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	351.6	303.0	257.8

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

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Dati

$H_m =$	5.50 m	Prefabbricato tipo u55NL	$H_0 =$	5.50 m
$C =$	2.00 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.50 m
$F =$	0.85 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.75 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	34°
$N =$	1.25 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	2.80 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.41 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.67

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.283
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.283

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI

	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	100.1	268.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	22.9	82.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	52.7	81.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3 ÷ 1.5	0.0	0.0	363.6	804.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.4	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	55.3	55.3
(*non sommato)				
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	125.3	351.5	471.5	941.3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	53.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.21 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	418.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.209 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	14.9°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 318.1 > 1 \cdot E_d = 1 \cdot S_9 = 125.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot M_8 = 847 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 386.6$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.254

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	209.0	209.0	73.8	76.0	72.1	64.8	118.5	18.5	73°, 1.0	5.43	11.66	3.14	6.96	302.4	176.1
2	140.9	140.9	0.0	134.1	41.0	34.8	125.0	102.0	-	5.94	17.69	6.16	12.76	226.0	173.2
3	110.4	110.4	0.0	97.9	34.4	28.3	125.0	82.4	-	5.50	16.76	6.16	9.83	173.3	134.5
4	-5.8	-5.8	0.0	6.0	19.8	13.5	125.0	125.0	-	3.30	5.65	6.16	0.00	-39.7	84.3
12	23.2	26.2	21.4	19.3	42.8	36.0	114.8	14.8	73°, 1.0	2.89	5.09	3.14	3.96	73.5	56.4
14	94.5	105.1	46.7	45.3	58.4	49.7	116.8	16.8	73°, 1.0	4.25	9.11	3.14	3.96	179.5	73.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

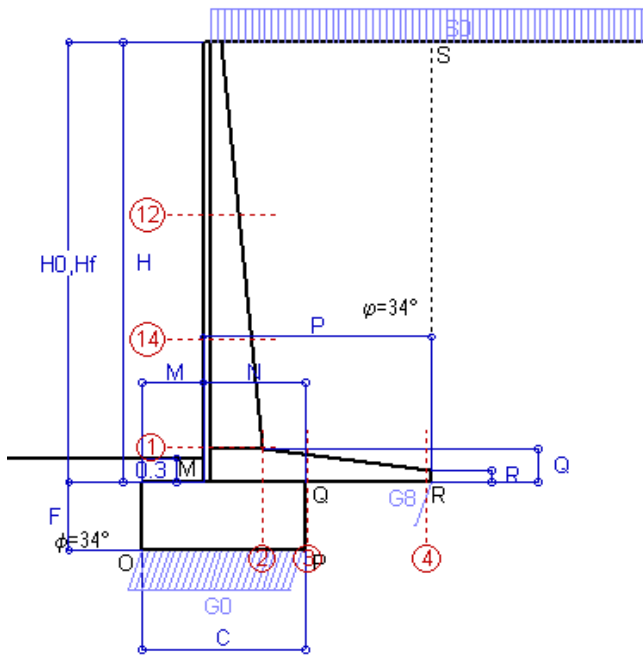
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Dati

$H_m =$	5.50 m	Prefabbricato tipo u55NL	$H_0 =$	5.50 m
$C =$	2.00 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.50 m
$F =$	0.85 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.75 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan \phi / 1.25) =$		28.35°
$N =$	1.25 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	2.80 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.41 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	96.9	260.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	24.9	89.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	40.6	62.5
Peso terra e sovraccarico x1÷1.3	0.0	0.0	283.7	627.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.3	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	42.5	42.5
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	124.2	350.6	366.7	732.7
	138.0	390.5	388.7	789.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	6.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.03 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	359.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.00 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.180 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	18.7°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 * R_0 = 209.8 > E_d = S_9 = 138$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 789 > E_d = M_9 = 390.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 488.0 > E_d = 275.4$$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.317

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg} \Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	209.9	209.9	59.3	76.3	72.1	64.8	118.5	18.5	73°, 1.0	5.35	11.66	3.14	6.96	299.6	176.1
2	168.7	168.7	0.0	124.2	41.0	34.8	125.0	102.0	-	5.94	17.69	6.16	12.76	226.0	173.2
3	144.4	144.4	0.0	88.1	34.4	28.3	125.0	82.4	-	5.50	16.76	6.16	9.83	173.3	134.5
4	-0.1	-0.1	0.0	0.2	15.8	9.5	125.0	125.0	-	2.87	4.30	6.16	0.00	-28.3	66.8
12	23.8	26.9	17.2	19.7	42.8	36.0	114.8	14.8	73°, 1.0	2.87	5.09	3.14	3.96	73.1	56.4
14	95.7	106.3	37.6	45.7	58.4	49.7	116.8	16.8	73°, 1.0	4.20	9.11	3.14	3.96	178.1	73.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

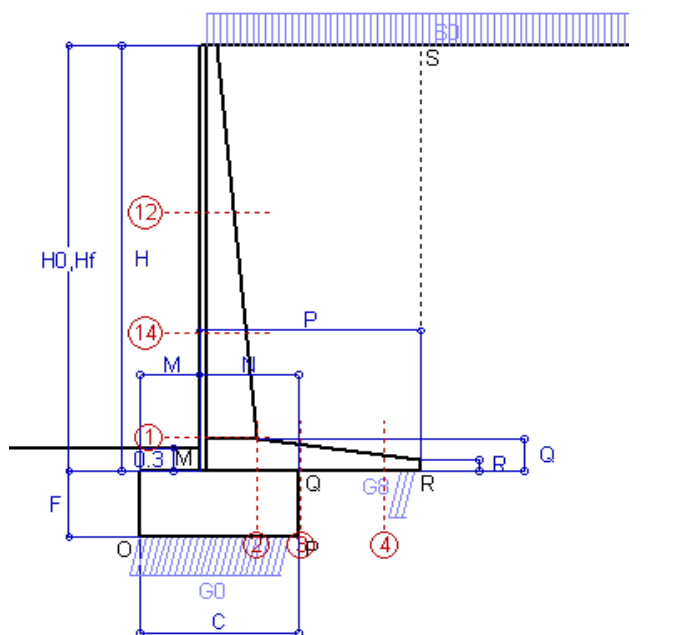
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NL	$H_0 = 5.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.75$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 9.8$ kN/m ²
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
76.97	206.53	0.00	0.00
15.24	54.86	0.00	0.00
0.00	0.00	40.57	62.45
0.00	0.00	275.43	610.01
1.84	0.52	0.00	0.00
0.00	0.00	42.50	42.50
S₉ = 94.05	M₉ = 261.91	P₉ = 358.50	M₈ = 714.96

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.730$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.571$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 48.61$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.25$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 309.88$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.92$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.162$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	155.7	55.9	80.1	118.5	72.1	64.8	11.66	3.14	200	5.35	40	0.155
2	101.2	0.0	140.3	125.0	41.0	34.8	17.69	6.16	176	7.21	51	0.186
3	70.4	0.0	104.5	125.0	34.4	28.3	16.76	6.16	160	7.18	51	0.168
4	-6.5	0.0	0.0	125.0	20.8	14.4	5.98	6.16	71	3.02	51	0.000
12	16.8	16.0	18.5	114.8	42.8	36.0	5.09	3.14	87	2.21	38	0.000
14	69.8	35.2	47.2	116.8	58.4	49.7	9.11	3.14	149	4.11	38	0.096

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

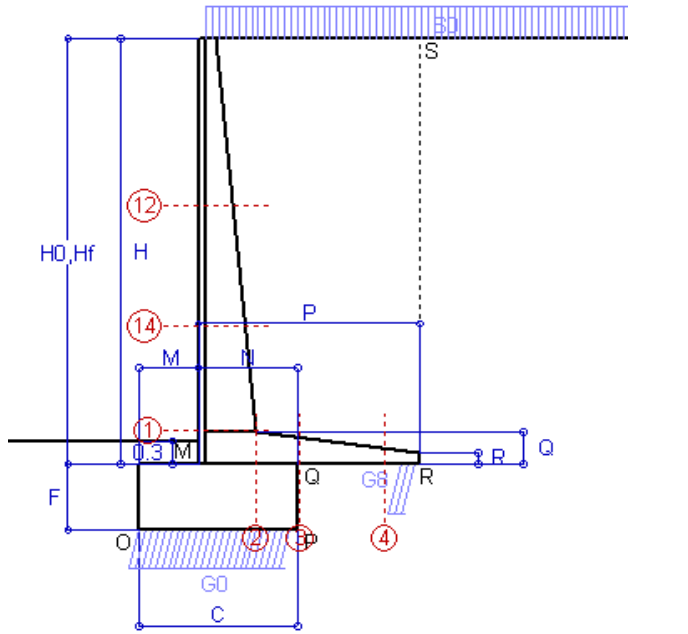
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NL	$H_0 = 5.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.75$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 7.4$ kN/m ²
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
76.97	206.53	0.00	0.00
11.43	41.14	0.00	0.00
0.00	0.00	40.57	62.45
0.00	0.00	268.57	595.26
1.84	0.52	0.00	0.00
0.00	0.00	42.50	42.50
$S_9 = 90.24$	$M_9 = 248.20$	$P_9 = 351.64$	$M_8 = 700.21$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.821$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.628$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 46.77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.24$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 304.87$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.98$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.154$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	146.4	54.4	76.5	118.5	72.1	64.8	11.66	3.14	187	5.04	40	0.141
2	95.1	0.0	132.0	125.0	41.0	34.8	17.69	6.16	166	6.78	51	0.163
3	70.4	0.0	103.7	125.0	34.4	28.3	16.76	6.16	160	7.18	51	0.168
4	-6.2	0.0	0.0	125.0	20.6	14.3	5.95	6.16	69	2.94	51	0.000
12	15.0	15.4	17.0	114.8	42.8	36.0	5.09	3.14	77	1.98	38	0.000
14	64.6	34.1	44.5	116.8	58.4	49.7	9.11	3.14	138	3.82	38	0.082

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

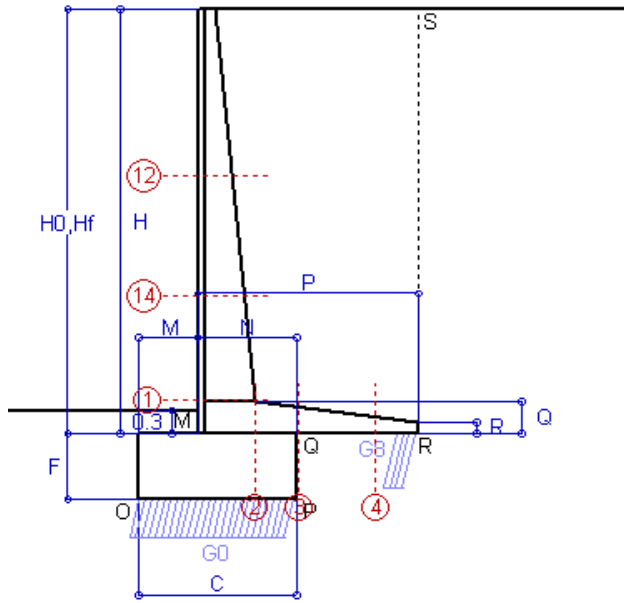
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea)x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NL	$H_0 = 5.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 0.85$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.75$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.25$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 2.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
76.97	206.53	0.00	0.00
0.00	0.00	40.57	62.45
0.00	0.00	247.99	551.01
1.84	0.52	0.00	0.00
0.00	0.00	42.50	42.50
S₉ = 78.81	M₉ = 207.05	P₉ = 331.06	M₈ = 655.97

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.168$
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.834$
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 53.25$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.27$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 277.81$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.139$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

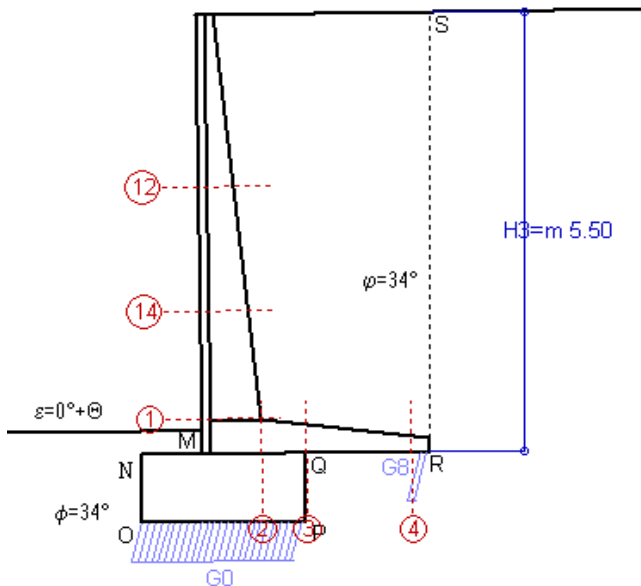
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	118.5	49.9	65.7	118.5	72.1	64.8	11.66	3.14	150	4.10	40	0.098
2	77.0	0.0	106.8	125.0	41.0	34.8	17.69	6.16	134	5.49	51	0.000
3	50.9	0.0	86.0	125.0	34.4	28.3	16.76	6.16	115	5.19	51	0.085
4	-9.2	0.0	0.0	125.0	21.8	15.5	6.35	6.16	94	3.83	51	0.000
12	9.8	13.4	12.3	114.8	42.8	36.0	5.09	3.14	48	1.31	38	0.000
14	49.1	30.8	36.5	116.8	58.4	49.7	9.11	3.14	103	2.92	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.78^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.014$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.007$

Dati

$H_m = 5.50$ m
 $C = 2.00$ m
 $F = 0.85$ m
 $M = 0.75$ m
 $N = 1.25$ m
 $P = 2.80$ m
 $Q = 0.41$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u55NL

$a_g/g = 0.05$
 $H_0 = 5.50$ m
 $H = 5.50$ m
 $S_0 = 0.0$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 28.35^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.540$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.075$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del muretto $I_6 = 1.4\%$
 Scarpa della facciata del pannello $I_6 = -1.4\%$
 Pendenza dell'appoggio della fondaz. $I_7 = -1.4\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) $K_1 = 0.356$
 agente su una sezione ideale R'-S' di altezza $H_3 = 5.50$ m
 Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale $O_3 = 0.78^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.356$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okat) $K_p = 2.79$
 (Dati: $\phi = 28.35^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	97.0	264.9	1.3	4.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.5	1.2	40.6	61.3
Peso terra e sovraccarico x1÷1	3.3	12.5	248.0	545.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.3	0.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.6	0.3	42.5	42.3
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-16.6*	-6.4*	0.0*	0.0*
(*non sommato)				
TOTALI	103.8	279.6	332.4	653.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 = 21.0$ kN
 Carico sul terreno di fondazione: $G_0 = 311.3$ kN
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.156$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.7^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \cdot (I_7 + R_0) + S_p = 191.4 > E_d = S_9 = 103.8$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + 6.4 = 659.8 > E_d = M_9 = 279.6$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 397.1 > E_d = 191.8$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe)

$K_0 = 0.326$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Edu} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	163.4	163.4	51.9	66.3	72.1	64.8	118.5	18.5	73°, 1.0	5.32	11.66	3.14	6.96	298.1	178.4
2	126.3	126.3	0.0	98.6	41.0	34.8	125.0	102.0	-	5.94	17.69	6.16	12.76	226.0	173.2
3	100.2	100.2	0.0	72.9	34.4	28.3	125.0	82.4	-	5.50	16.76	6.16	9.83	173.3	134.5
4	-1.6	-1.6	0.0	1.9	17.8	11.5	125.0	125.0	-	3.05	4.99	6.16	0.00	-34.2	76.0
12	14.6	16.8	13.8	14.3	42.8	36.0	114.8	14.8	73°, 1.0	2.85	5.09	3.14	3.96	72.8	57.8
14	69.3	77.8	31.9	37.8	58.4	49.7	116.8	16.8	73°, 1.0	4.17	9.11	3.14	3.96	177.3	75.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u55NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.85		
D	Affondamento = E + F	m	1.15		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	418.3	359.9	311.3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.88°	18.71°	14.70°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	111.2	121.9	81.7
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	2.00	2.00	2.00
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	385.50	165.32	196.78
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.01	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.15	1.17	1.17
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.54	0.44	0.55
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.01	1.01	1.01
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.16	1.18	1.18
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.53	0.40	0.52
Superficie	$[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	292.02	91.60	121.61
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		0.99	0.99	0.99
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.40	0.29	0.40
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.98	1.98	1.98
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.678	0.257	0.318
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1355.0	513.9	636.8
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	418.3	359.9	311.3

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

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Dati

$H_m =$	6.00 m	Prefabbricato tipo u60NL	$H_0 =$	6.00 m
$C =$	2.20 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.00 m
$F =$	0.95 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.85 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	34°
$N =$	1.35 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	3.00 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.44 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.67

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.283
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	6.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.283

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI

	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	119.1	351.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	24.9	98.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	59.7	101.8
Peso terra e sovraccarico x 1.3 ÷ 1.5	0.0	0.0	422.3	1,020.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	3.0	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	67.9	74.7
(*non sommato)				
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	147.0	450.7	549.9	1,196.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	59.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.21 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	491.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.223 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	15.0°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) * R_0 = 370.9 > 1 * E_d = 1 * S_9 = 147$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * M_8 = 1077 > E_d = 1.1 * M_9 = 495.8$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 =$ 0.254

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	266.5	266.5	84.9	88.3	76.6	68.7	118.5	18.5	73°, 1.0	6.14	14.20	3.14	7.16	388.8	190.7
2	180.1	180.1	0.0	159.6	44.5	38.4	125.0	102.0	-	6.58	20.36	6.16	13.39	285.7	189.9
3	139.0	139.0	0.0	110.2	36.8	30.6	125.0	81.9	-	5.98	19.10	6.16	10.12	211.9	144.9
4	-6.7	-6.7	0.0	7.1	20.2	13.9	125.0	125.0	-	3.41	6.05	6.16	0.00	-41.2	86.0
12	9.7	11.1	13.3	11.4	36.2	29.4	113.8	13.8	73°, 1.0	2.47	4.02	3.14	3.96	48.6	47.3
14	78.5	87.4	42.0	40.3	55.7	47.0	116.1	16.1	73°, 1.0	4.14	9.11	3.14	3.96	169.0	70.0
16	161.1	178.6	63.3	63.4	66.4	58.1	117.3	17.3	73°, 1.0	5.32	12.66	3.14	3.96	289.8	82.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Dati

$H_m =$	6.00 m	Prefabbricato tipo u60NL	$H_0 =$	6.00 m
$C =$	2.20 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.00 m
$F =$	0.95 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	9.8 kN/m ²
$M =$	0.85 m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan \phi / 1.25) =$	$\phi =$	28.35°
$N =$	1.35 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.0 kN/m ³
$P =$	3.00 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.44 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.540

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	$K_1 =$	0.356
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	6.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.356

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	115.4	340.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	27.2	107.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	45.9	78.3
Peso terra e sovraccarico x1÷1.3	0.0	0.0	329.2	794.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.9	0.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	52.3	57.5
(*non sommato)				
TOTALI (GEO)	S_g =	M_g =	P_g =	M_g =
	145.5	448.7	427.3	930.6
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	161.5	499.4	452.5	1,001.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 =$	4.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 =$	0.02 m
Carico sul terreno sotto la fonda: $G_0 =$	422.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 =$	2.20 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t =$	0.192 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta =$	18.8°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 \cdot R_0 = 244.2 > E_d = S_9 = 161.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 1001 > E_d = M_9 = 499.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo

$$R_d = 605.0 > E_d = 349$$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$$K_0 = 0.317$$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	267.1	267.1	68.2	88.4	76.6	68.7	118.5	18.5	73°, 1.0	6.05	14.20	3.14	7.16	385.3	190.8
2	215.0	215.0	0.0	147.3	44.5	38.4	125.0	102.0	-	6.58	20.36	6.16	13.39	285.7	189.9
3	182.3	182.3	0.0	98.2	36.8	30.6	125.0	81.9	-	5.98	19.10	6.16	10.12	211.9	144.9
4	-0.1	-0.1	0.0	0.1	15.6	9.3	125.0	125.0	-	2.85	4.24	6.16	0.00	-27.6	65.7
12	10.0	11.5	10.8	11.8	36.2	29.4	113.8	13.8	73°, 1.0	2.46	4.02	3.14	3.96	48.4	47.2
14	79.7	88.6	33.8	40.7	55.7	47.0	116.1	16.1	73°, 1.0	4.10	9.11	3.14	3.96	167.9	70.0
16	162.2	179.8	50.9	63.8	66.4	58.1	117.3	17.3	73°, 1.0	5.26	12.66	3.14	3.96	287.7	82.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

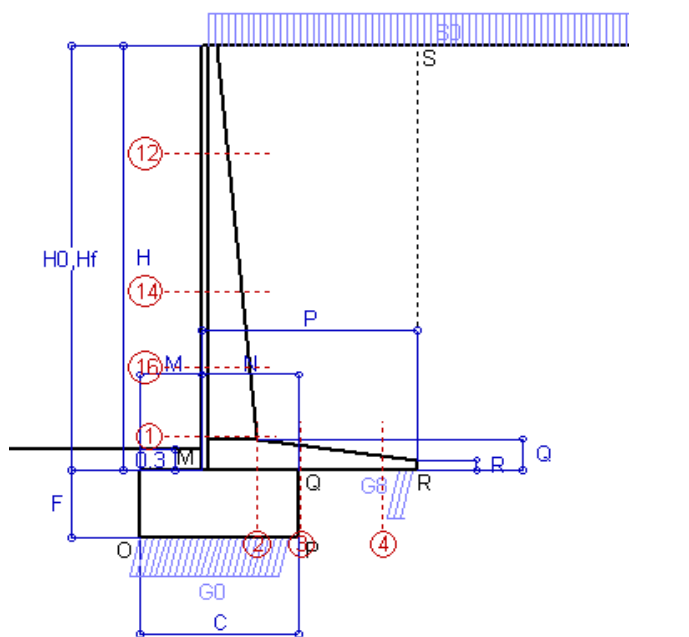
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NL	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.85$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 9.8$ kN/m ²
$N = 1.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
91.60	270.22	0.00	0.00
16.62	65.66	0.00	0.00
0.00	0.00	45.90	78.31
0.00	0.00	320.35	774.11
2.30	0.73	0.00	0.00
0.00	0.00	52.25	57.48
$S_9 = 110.52$	$M_9 = 336.61$	$P_9 = 418.50$	$M_8 = 909.89$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.703

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.554

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 55.60$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.26$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 362.91$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.10$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.173$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	199.0	64.3	94.2	118.5	76.6	68.7	14.20	3.14	199	5.71	40	0.146
2	129.4	0.0	168.9	125.0	44.5	38.4	20.36	6.16	178	7.42	51	0.191
3	86.7	0.0	120.0	125.0	36.8	30.6	19.10	6.16	160	7.36	51	0.167
4	-7.9	0.0	0.0	125.0	21.4	15.1	6.54	6.16	83	3.45	51	0.000
12	6.9	10.0	10.5	113.8	36.2	29.4	4.02	3.14	54	1.42	38	0.000
14	57.9	31.6	41.7	116.1	55.7	47.0	9.11	3.14	131	3.74	38	0.077
16	119.7	47.8	67.4	117.3	66.4	58.1	12.66	3.14	159	4.75	38	0.109

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

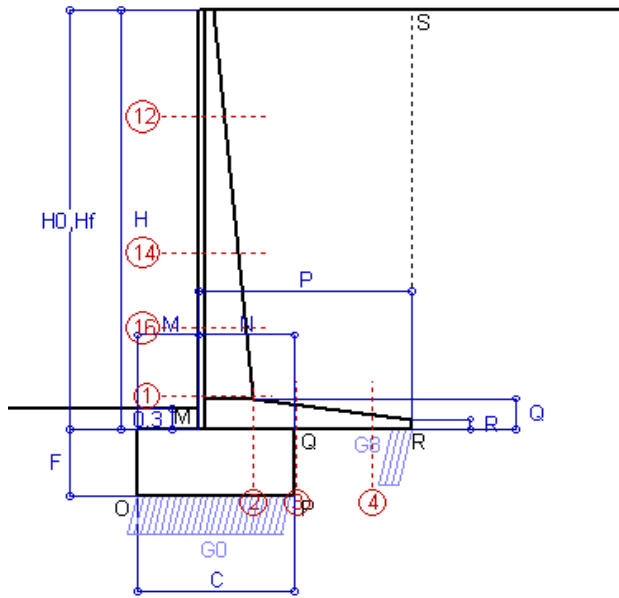
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Peso struttura (parete+platea) x 1
Peso terra e sovraccarico x 1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1
Peso della fondazione x 1

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NL	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 0.95$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.85$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kN/m ³
$P = 3.00$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.67$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.283$
agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
91.60	270.22	0.00	0.00
0.00	0.00	45.90	78.31
0.00	0.00	290.95	705.02
2.30	0.73	0.00	0.00
0.00	0.00	52.25	57.48
$S_9 = 93.90$	$M_9 = 270.95$	$P_9 = 389.10$	$M_8 = 840.80$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.103
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.795
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 59.52$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.28$ m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 329.58$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.20$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.150$ MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

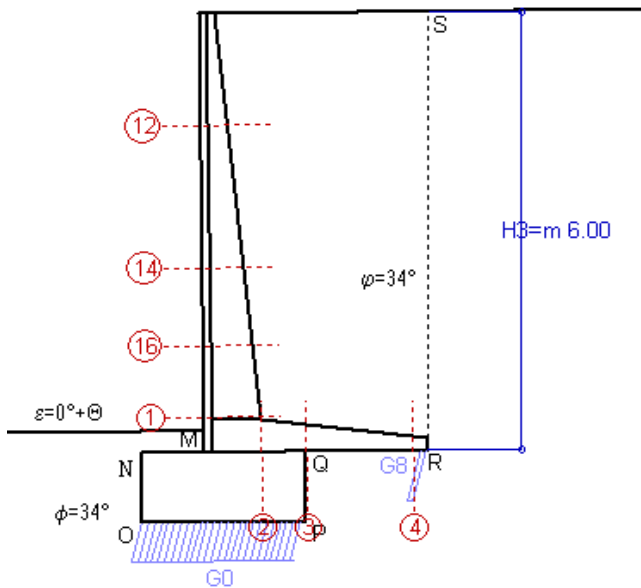
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.254$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	154.6	57.8	78.5	118.5	76.6	68.7	14.20	3.14	153	4.46	40	0.100
2	100.5	0.0	131.2	125.0	44.5	38.4	20.36	6.16	138	5.76	51	0.106
3	66.4	0.0	101.7	125.0	36.8	30.6	19.10	6.16	123	5.64	51	0.104
4	-10.5	0.0	0.0	125.0	22.4	16.1	6.92	6.16	105	4.17	51	0.000
12	3.5	8.2	6.1	113.8	36.2	29.4	4.02	3.14	25	0.73	38	0.000
14	39.9	27.5	31.8	116.1	55.7	47.0	9.11	3.14	89	2.60	38	0.000
16	89.0	42.4	54.3	117.3	66.4	58.1	12.66	3.14	117	3.55	38	0.064

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.78^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.014$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.007$

Dati

$H_m = 6.00$ m
 $C = 2.20$ m
 $F = 0.95$ m
 $M = 0.85$ m
 $N = 1.35$ m
 $P = 3.00$ m
 $Q = 0.44$ m

Acceleraz. orizz. al suolo Prefabbricato tipo u60NL

$a_g/g = 0.05$
 $H_0 = 6.00$ m
 $H = 6.00$ m
 $S_0 = 0.0$ kN/m²
Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 28.35^\circ$
Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.540$
Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.075$
Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
Pendenza del rilevato a tergo del muretto $I_8 = 1.4\%$
Scarpa della facciata del pannello $I_6 = -1.4\%$
Pendenza dell'appoggio della fondaz. $I_7 = -1.4\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) $K_1 = 0.356$
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza $H_3 = 6.00$ m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale $O_3 = 0.78^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.356$
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okabe) $K_p = 2.79$
(Dati: $\phi = 28.35^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

	COMPONENTI		RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	115.4	346.5	1.6	6.0		
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	1.5	45.9	76.9		
Peso terra e sovraccarico x1÷1	3.9	16.1	291.0	697.4		
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.0	1.0	0.0	0.0		
Peso della fondazione x 1	0.7	0.3	52.3	57.2		
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-19.6*	-8.2*	0.0*	0.0*		
(*non sommato)						
TOTALI	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =		
	123.6	365.4	390.7	837.6		

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea $G_8 = 20.7$ kN
Carico sul terreno di fondazione: $G_0 = 370.0$ kN
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.168$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \cdot (I_7 + R_0) + S_p = 225.1 > E_d = S_9 = 123.6$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + 8.2 = 845.7 > E_d = M_9 = 365.4$

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo $R_d = 497.1 > E_d = 248.7$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe)

$K_0 = 0.326$

Sezione	Sollecitazioni esterne ⁽¹⁾				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri ⁽¹⁾			Sollecitazioni resistenti ⁽¹⁾	
	M _{Ed} ⁽¹⁾ sulla sez. naturale	M _{Edu} ⁽¹⁾ sulla sez. traslata	N _{Ed} ⁽²⁾	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	212.9	212.9	60.2	78.1	76.6	68.7	118.5	18.5	73°, 1.0	6.01	14.20	3.14	7.16	383.6	193.1
2	166.2	166.2	0.0	119.3	44.5	38.4	125.0	102.0	-	6.58	20.36	6.16	13.39	285.7	189.9
3	130.5	130.5	0.0	82.8	36.8	30.6	125.0	81.9	-	5.98	19.10	6.16	10.12	211.9	144.9
4	-1.4	-1.4	0.0	1.8	17.7	11.4	125.0	125.0	-	3.08	5.08	6.16	0.00	-34.0	75.5
12	5.5	6.4	8.3	7.7	36.2	29.4	113.8	13.8	73°, 1.0	2.45	4.02	3.14	3.96	48.2	48.4
14	57.0	64.0	28.5	33.3	55.7	47.0	116.1	16.1	73°, 1.0	4.07	9.11	3.14	3.96	167.2	71.7
16	124.1	138.8	44.1	54.8	66.4	58.1	117.3	17.3	73°, 1.0	5.23	12.66	3.14	3.96	286.6	84.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

28/11/2011

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Scheda 7. Portanza della fondazione

Comune di Riva Presso Chieri - Sottopasso al km 21+120-Muri Rampe

Riva Presso Chieri (TO)

O 11265

Prefabbricato tipo u60NL

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	34°	$\Phi = \text{rad}$	0.5934
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
lv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30		
F	Spessore della fondazione	m	0.95		
D	Affondamento = E + F	m	1.25		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
l_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	491.0	422.4	370.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	14.97°	18.80°	14.91°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	131.2	143.8	98.5
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	2.20	2.20	2.20
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5934	0.4948	0.4948
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0136
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0136
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q$	kN/m ²	417.41	178.76	211.62
N_q	$\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		29.44	15.30	15.30
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_q	$1 + B / L \tan \Phi$		1.01	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.15	1.17	1.17
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_q	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^m$		0.54	0.44	0.54
Coesione	$[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		42.16	26.50	26.50
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.97
s_c	$s_c = 1 + B/L N_q / N_c$		1.02	1.01	1.01
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.15	1.18	1.18
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.98
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.52	0.40	0.51
Superficie	$[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$	kN/m ²	319.13	99.95	131.64
N_γ	$2 (N_q + 1) \tan \Phi$		41.06	17.59	17.59
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.97
s_γ	$1 - 0.4 B/L$		0.99	0.99	0.99
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	0.99
i_γ	$[1 - H / (N + B L c \cot \Phi)]^{(m+1)}$		0.40	0.29	0.40
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.98	1.98	1.98
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.737	0.279	0.343
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	1620.4	613.2	755.2
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	491.0	422.4	370.0

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

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Zona sismica	Zona 4 ($a_g=5\%g$)
Accelerazione al suolo $a_g =$	5.00%
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di importanza (γ_I)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.00
Coefficiente riduzione spinta (r)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g*\gamma_I*S_t*S)/r = 7.50$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.75$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
--	-----

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Lunghezza del muro	1.00 [m]
--------------------	----------

Peso muro	8587.50 [kg]
Baricentro del muro	X=-1.40 Y=-4.27

COMBINAZIONE n° 1

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.85
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.85 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	10176.92 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	9344.85 [kg]

Componente verticale della spinta statica	4030.33 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	0.00 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=0.00
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	0.00 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	5535 [kg]
Reazione vincolare	1934 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7410.71 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18152.83 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	36459.30 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	275866.24 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18152.83 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7410.71 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	19607.24 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22.21 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	1256094.68 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.10 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3559 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3559 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 57.75$	$N'_c = 57.75$
$N_q = 41.44$	$N'_q = 41.44$
$N_\gamma = 46.52$	$N'_\gamma = 46.52$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	7.57
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	69.20
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.33

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 1

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -2.64 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.42

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.96

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.78

Larghezza della striscia dx[m]= 0.39

Coefficiente di sicurezza C= 1.33

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	1041.92	79.97	1025.98	2.24	35.00	0.000	0.000
2	2492.16	65.70	2271.42	0.95	35.00	0.000	0.000
3	3197.49	58.17	2716.73	0.74	35.00	0.000	0.000
4	3730.82	52.04	2941.72	0.63	35.00	0.000	0.000
5	4167.84	46.68	3032.25	0.57	35.00	0.000	0.000
6	4538.21	41.81	3025.50	0.52	35.00	0.000	0.000
7	4851.96	37.29	2939.58	0.49	35.00	0.000	0.000
8	5119.42	33.03	2790.41	0.46	35.00	0.000	0.000
9	5347.47	28.97	2589.74	0.45	35.00	0.000	0.000
10	5575.34	25.06	2361.34	0.43	35.00	0.000	0.000
11	3009.69	21.27	1091.86	0.42	35.00	0.000	0.000
12	597.33	17.58	180.42	0.41	35.00	0.000	0.000
13	704.47	13.96	169.99	0.40	35.00	0.000	0.000
14	786.36	10.40	141.98	0.40	35.00	0.000	0.000
15	844.01	6.88	101.13	0.39	35.00	0.000	0.000
16	878.09	3.39	51.88	0.39	35.00	0.000	0.000
17	888.99	-0.09	-1.46	0.39	35.00	0.000	0.000
18	876.84	-3.58	-54.70	0.39	35.00	0.000	0.000
19	841.49	-7.07	-103.60	0.39	35.00	0.000	0.000
20	782.55	-10.59	-143.87	0.40	35.00	0.000	0.000
21	699.32	-14.16	-171.05	0.40	35.00	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	590.77	-17.78	-180.38	0.41	35.00	0.000	0.000
23	5990.42	-21.47	-2192.95	0.42	35.00	0.000	0.000
24	291.20	-25.27	-124.29	0.43	35.00	0.000	0.000
25	95.96	-29.18	-46.79	0.45	35.00	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 57940.11 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 24412.81 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 32480.92 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00 \text{ [kg]}$$

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 1

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-1934.14
2	0.28	278.44	-530.00	-1913.52
3	0.55	556.88	-1048.66	-1851.66
4	0.83	835.31	-1544.63	-1748.55
5	1.10	1113.75	-2006.58	-1604.20
6	1.38	1392.19	-2423.16	-1418.61
7	1.65	1670.63	-2783.03	-1191.78
8	1.93	1949.06	-3074.86	-923.70
9	2.20	2227.50	-3287.29	-614.38
10	2.48	2505.94	-3408.98	-263.82
11	2.75	2784.38	-3428.61	127.99
12	3.03	3062.81	-3334.81	561.03
13	3.30	3341.25	-3116.26	1035.32
14	3.58	3619.69	-2761.60	1550.86
15	3.85	3898.13	-2259.51	2107.63
16	4.13	4176.56	-1598.62	2705.66
17	4.40	4455.00	-767.59	3345.26
18	4.68	4733.44	245.15	4027.17
19	4.95	5011.88	1451.24	4751.46
20	5.23	5290.31	2862.34	5518.15
21	5.50	5568.75	4489.63	6320.64

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 1

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.15	30.20	402.66
3	0.15	30.20	-5132.34
4	0.61	-2066.13	-3884.11

5	1.08	-3582.02	-2635.87
6	1.54	-4517.49	-1387.64
7	2.01	-4872.52	-139.40
8	2.47	-4647.13	1108.84
9	2.94	-3841.30	2357.07
10	3.40	-2455.05	3605.31
11	3.87	-488.37	4853.54
12	4.33	2058.75	6101.78
13	4.80	5186.29	7350.02

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 1

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	30.00	7.70	10.05	5442.28	10359.24	19.55
3	0.55	100.00	30.00	7.70	10.05	5505.01	10366.53	9.89
4	0.83	100.00	30.00	7.70	10.05	5612.84	10379.05	6.72
5	1.10	100.00	30.00	7.70	10.05	5771.09	10397.44	5.18
6	1.38	100.00	30.00	7.70	10.05	5988.17	10422.67	4.30
7	1.65	100.00	30.00	7.70	10.05	6276.74	10456.19	3.76
8	1.93	100.00	30.00	7.70	10.05	6655.80	10500.24	3.41
9	2.20	100.00	30.00	7.70	10.05	7154.32	10558.16	3.21
10	2.48	100.00	30.00	7.70	10.05	7817.97	10635.27	3.12
11	2.75	100.00	30.00	7.70	10.05	8722.24	10740.34	3.13
12	3.03	100.00	30.00	7.70	10.05	10000.75	10888.89	3.27
13	3.30	100.00	30.00	7.70	10.05	11913.33	11111.11	3.57
14	3.58	100.00	30.00	7.70	10.05	15039.67	11474.36	4.15
15	3.85	100.00	30.00	17.75	10.05	21097.10	12228.71	5.41
16	4.13	100.00	30.00	17.75	10.05	36896.74	14122.63	8.83
17	4.40	100.00	30.00	17.75	10.05	144107.05	24829.39	32.35
18	4.68	100.00	30.00	17.75	10.05	316970.39	-16416.16	66.96
19	4.95	100.00	30.00	17.75	10.05	85958.66	-24890.20	17.15
20	5.23	100.00	30.00	17.75	10.05	38612.95	-20891.65	7.30
21	5.50	100.00	30.00	17.75	0.00	22686.86	-18290.58	4.07

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 1

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	35.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	296.58
3	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	296.58
4	0.61	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	5.62
5	1.08	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.24
6	1.54	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	2.57
7	2.01	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	2.38
8	2.47	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	2.50
9	2.94	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.03
10	3.40	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	4.73
11	3.87	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	-11591.90	23.74
12	4.33	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	9.79
13	4.80	100.00	35.00	17.75	0.00	0.00	19895.60	3.84

COMBINAZIONE n° 2

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.85
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.85 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	10176.92 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	9344.85 [kg]
Componente verticale della spinta statica	4030.33 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	2246.64 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55.38 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00
Inerzia del muro	869.48 [kg]
Inerzia verticale del muro	434.74 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	5535 [kg]
Reazione vincolare	2383 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	9894.70 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	19477.30 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	48220.68 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	282884.10 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	19477.30 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	9894.70 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	21846.52 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	26.93 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	1256094.68 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.10 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3819 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3819 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N _c = 57.75	N' _c = 57.75
N _q = 41.44	N' _q = 41.44

$$N_{\gamma} = 46.52$$

$$N'_{\gamma} = 46.52$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento
 Coefficiente di sicurezza a scorrimento
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo
 Coefficiente di sicurezza a stabilità globale

5.87
 99.99
 64.49
 1.27

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 2

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -2.64 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.42

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.96

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.78

Larghezza della striscia dx[m]= 0.39

Coefficiente di sicurezza C= 1.27

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	1041.92	79.97	1025.98	2.24	35.00	0.000	0.000
2	2492.16	65.70	2271.42	0.95	35.00	0.000	0.000
3	3197.49	58.17	2716.73	0.74	35.00	0.000	0.000
4	3730.82	52.04	2941.72	0.63	35.00	0.000	0.000
5	4167.84	46.68	3032.25	0.57	35.00	0.000	0.000
6	4538.21	41.81	3025.50	0.52	35.00	0.000	0.000
7	4851.96	37.29	2939.58	0.49	35.00	0.000	0.000
8	5119.42	33.03	2790.41	0.46	35.00	0.000	0.000
9	5347.47	28.97	2589.74	0.45	35.00	0.000	0.000
10	5575.34	25.06	2361.34	0.43	35.00	0.000	0.000
11	3009.69	21.27	1091.86	0.42	35.00	0.000	0.000
12	597.33	17.58	180.42	0.41	35.00	0.000	0.000
13	704.47	13.96	169.99	0.40	35.00	0.000	0.000
14	786.36	10.40	141.98	0.40	35.00	0.000	0.000
15	844.01	6.88	101.13	0.39	35.00	0.000	0.000
16	878.09	3.39	51.88	0.39	35.00	0.000	0.000
17	888.99	-0.09	-1.46	0.39	35.00	0.000	0.000
18	876.84	-3.58	-54.70	0.39	35.00	0.000	0.000
19	841.49	-7.07	-103.60	0.39	35.00	0.000	0.000
20	782.55	-10.59	-143.87	0.40	35.00	0.000	0.000
21	699.32	-14.16	-171.05	0.40	35.00	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	590.77	-17.78	-180.38	0.41	35.00	0.000	0.000
23	5990.42	-21.47	-2192.95	0.42	35.00	0.000	0.000
24	291.20	-25.27	-124.29	0.43	35.00	0.000	0.000
25	95.96	-29.18	-46.79	0.45	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 57940.11$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 24412.81$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 32480.92$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 2

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-2382.59
2	0.28	278.44	-650.03	-2336.53
3	0.55	556.88	-1280.48	-2240.13
4	0.83	835.31	-1877.49	-2093.37
5	1.10	1113.75	-2427.22	-1896.28
6	1.38	1392.19	-2915.82	-1648.83
7	1.65	1670.63	-3329.46	-1351.04
8	1.93	1949.06	-3654.28	-1002.90
9	2.20	2227.50	-3876.44	-604.41
10	2.48	2505.94	-3982.09	-155.58
11	2.75	2784.38	-3957.39	343.60
12	3.03	3062.81	-3788.49	893.13
13	3.30	3341.25	-3461.55	1493.01
14	3.58	3619.69	-2962.72	2143.23
15	3.85	3898.13	-2278.16	2843.80
16	4.13	4176.56	-1394.02	3594.73
17	4.40	4455.00	-296.41	4396.41
18	4.68	4733.44	1028.75	5249.74
19	4.95	5011.88	2595.69	6154.82
20	5.23	5290.31	4418.64	7111.64
21	5.50	5568.75	6511.25	8112.17

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 2

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.15	33.12	441.61
3	0.15	33.12	-5093.39
4	0.61	-2017.01	-3724.39

5	1.08	-3430.56	-2355.39
6	1.54	-4207.53	-986.40
7	2.01	-4347.91	382.60
8	2.47	-3851.71	1751.59
9	2.94	-2718.93	3120.59
10	3.40	-949.56	4489.59
11	3.87	1456.39	5858.58
12	4.33	4498.92	7227.58
13	4.80	8178.04	8596.58

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 2

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	30.00	7.70	10.05	4384.69	10236.36	15.75
3	0.55	100.00	30.00	7.70	10.05	4455.33	10244.56	8.00
4	0.83	100.00	30.00	7.70	10.05	4563.50	10257.13	5.46
5	1.10	100.00	30.00	7.70	10.05	4714.63	10274.69	4.23
6	1.38	100.00	30.00	7.70	10.05	4916.98	10298.20	3.53
7	1.65	100.00	30.00	7.70	10.05	5182.84	10329.09	3.10
8	1.93	100.00	30.00	7.70	10.05	5530.73	10369.52	2.84
9	2.20	100.00	30.00	7.70	10.05	5989.20	10422.78	2.69
10	2.48	100.00	30.00	7.70	10.05	6604.04	10494.22	2.64
11	2.75	100.00	30.00	7.70	10.05	7453.02	10592.87	2.68
12	3.03	100.00	30.00	7.70	10.05	8678.98	10735.31	2.83
13	3.30	100.00	30.00	7.70	10.05	10574.84	10955.59	3.16
14	3.58	100.00	30.00	7.70	10.05	13849.82	11336.11	3.83
15	3.85	100.00	30.00	17.75	10.05	20879.79	12202.66	5.36
16	4.13	100.00	30.00	17.75	10.05	45347.26	15135.60	10.86
17	4.40	100.00	30.00	17.75	10.05	323901.82	21550.66	72.71
18	4.68	100.00	30.00	17.75	10.05	121950.35	-26504.27	25.76
19	4.95	100.00	30.00	17.75	10.05	40782.63	-21121.65	8.14
20	5.23	100.00	30.00	17.75	10.05	23036.01	-19240.43	4.35
21	5.50	100.00	30.00	17.75	0.00	15142.71	-17705.59	2.72

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 2

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	35.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	270.42
3	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	270.42
4	0.61	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	5.76
5	1.08	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.39
6	1.54	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	2.76
7	2.01	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	2.67
8	2.47	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.02
9	2.94	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	4.27
10	3.40	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	12.24
11	3.87	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	13.84
12	4.33	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	4.48
13	4.80	100.00	35.00	17.75	0.00	0.00	19895.60	2.43

COMBINAZIONE n° 3

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.85
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.85 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	10176.92 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	9344.85 [kg]
Componente verticale della spinta statica	4030.33 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	1495.66 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55.13 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00
Inerzia del muro	869.48 [kg]
Inerzia verticale del muro	-434.74 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	5535 [kg]
Reazione vincolare	2454 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	9133.81 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18310.41 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	45530.24 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	276701.18 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18310.41 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	9133.81 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	20462.10 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	26.51 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	1256094.68 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.10 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3590 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3590 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N _c = 57.75	N' _c = 57.75
N _q = 41.44	N' _q = 41.44

$$N_{\gamma} = 46.52$$

$$N'_{\gamma} = 46.52$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento
 Coefficiente di sicurezza a scorrimento
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo
 Coefficiente di sicurezza a stabilità globale

6.08
 99.99
 68.60
 1.27

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 3

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -2.64 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.42

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.96

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.78

Larghezza della striscia dx[m]= 0.39

Coefficiente di sicurezza C= 1.27

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	1041.92	79.97	1025.98	2.24	35.00	0.000	0.000
2	2492.16	65.70	2271.42	0.95	35.00	0.000	0.000
3	3197.49	58.17	2716.73	0.74	35.00	0.000	0.000
4	3730.82	52.04	2941.72	0.63	35.00	0.000	0.000
5	4167.84	46.68	3032.25	0.57	35.00	0.000	0.000
6	4538.21	41.81	3025.50	0.52	35.00	0.000	0.000
7	4851.96	37.29	2939.58	0.49	35.00	0.000	0.000
8	5119.42	33.03	2790.41	0.46	35.00	0.000	0.000
9	5347.47	28.97	2589.74	0.45	35.00	0.000	0.000
10	5575.34	25.06	2361.34	0.43	35.00	0.000	0.000
11	3009.69	21.27	1091.86	0.42	35.00	0.000	0.000
12	597.33	17.58	180.42	0.41	35.00	0.000	0.000
13	704.47	13.96	169.99	0.40	35.00	0.000	0.000
14	786.36	10.40	141.98	0.40	35.00	0.000	0.000
15	844.01	6.88	101.13	0.39	35.00	0.000	0.000
16	878.09	3.39	51.88	0.39	35.00	0.000	0.000
17	888.99	-0.09	-1.46	0.39	35.00	0.000	0.000
18	876.84	-3.58	-54.70	0.39	35.00	0.000	0.000
19	841.49	-7.07	-103.60	0.39	35.00	0.000	0.000
20	782.55	-10.59	-143.87	0.40	35.00	0.000	0.000
21	699.32	-14.16	-171.05	0.40	35.00	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	590.77	-17.78	-180.38	0.41	35.00	0.000	0.000
23	5990.42	-21.47	-2192.95	0.42	35.00	0.000	0.000
24	291.20	-25.27	-124.29	0.43	35.00	0.000	0.000
25	95.96	-29.18	-46.79	0.45	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 57940.11$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 24412.81$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 32480.92$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 3

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-2453.89
2	0.28	278.44	-669.78	-2409.36
3	0.55	556.88	-1320.81	-2317.52
4	0.83	835.31	-1940.08	-2178.38
5	1.10	1113.75	-2514.58	-1991.93
6	1.38	1392.19	-3031.30	-1758.18
7	1.65	1670.63	-3477.24	-1477.13
8	1.93	1949.06	-3839.39	-1148.77
9	2.20	2227.50	-4104.73	-773.11
10	2.48	2505.94	-4260.26	-350.14
11	2.75	2784.38	-4292.97	120.13
12	3.03	3062.81	-4189.86	637.70
13	3.30	3341.25	-3937.90	1202.58
14	3.58	3619.69	-3524.10	1814.76
15	3.85	3898.13	-2935.45	2474.24
16	4.13	4176.56	-2158.93	3181.04
17	4.40	4455.00	-1181.51	3935.52
18	4.68	4733.44	10.06	4738.53
19	4.95	5011.88	1429.14	5590.16
20	5.23	5290.31	3089.10	6490.40
21	5.50	5568.75	5002.77	7431.72

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 3

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.15	30.55	407.29
3	0.15	30.55	-5127.71
4	0.61	-2060.28	-3865.11

5	1.08	-3564.00	-2602.50
6	1.54	-4480.61	-1339.90
7	2.01	-4810.11	-77.30
8	2.47	-4552.49	1185.31
9	2.94	-3707.77	2447.91
10	3.40	-2275.94	3710.51
11	3.87	-256.99	4973.12
12	4.33	2349.06	6235.72
13	4.80	5542.23	7498.32

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 3

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	30.00	7.70	10.05	4248.84	10220.57	15.26
3	0.55	100.00	30.00	7.70	10.05	4312.27	10227.94	7.74
4	0.83	100.00	30.00	7.70	10.05	4408.51	10239.12	5.28
5	1.10	100.00	30.00	7.70	10.05	4541.95	10254.63	4.08
6	1.38	100.00	30.00	7.70	10.05	4719.10	10275.21	3.39
7	1.65	100.00	30.00	7.70	10.05	4949.54	10301.99	2.96
8	1.93	100.00	30.00	7.70	10.05	5247.36	10336.59	2.69
9	2.20	100.00	30.00	7.70	10.05	5633.68	10381.48	2.53
10	2.48	100.00	30.00	7.70	10.05	6141.20	10440.45	2.45
11	2.75	100.00	30.00	7.70	10.05	6822.93	10519.66	2.45
12	3.03	100.00	30.00	7.70	10.05	7770.42	10629.74	2.54
13	3.30	100.00	30.00	7.70	10.05	9155.75	10790.71	2.74
14	3.58	100.00	30.00	7.70	10.05	11344.61	11045.03	3.13
15	3.85	100.00	30.00	17.75	10.05	15319.38	11536.12	3.93
16	4.13	100.00	30.00	17.75	10.05	24429.91	12628.21	5.85
17	4.40	100.00	30.00	17.75	10.05	66356.60	17598.46	14.89
18	4.68	100.00	30.00	17.75	10.05	420957.31	-894.36	88.93
19	4.95	100.00	30.00	17.75	10.05	87572.66	-24971.37	17.47
20	5.23	100.00	30.00	17.75	10.05	35149.80	-20524.54	6.64
21	5.50	100.00	30.00	17.75	0.00	20140.02	-18093.09	3.62

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 3

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	35.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	293.20
3	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	293.20
4	0.61	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	5.64
5	1.08	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.26
6	1.54	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	2.59
7	2.01	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	2.42
8	2.47	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	2.55
9	2.94	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.13
10	3.40	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	5.11
11	3.87	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	-11591.90	45.11
12	4.33	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	8.58
13	4.80	100.00	35.00	17.75	0.00	0.00	19895.60	3.59

COMBINAZIONE n° 4

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.85
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.85 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	9448.50 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	8931.80 [kg]
Componente verticale della spinta statica	3081.75 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63 [°]
Incremento sismico della spinta	0.00 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=0.00
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	0.00 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	4100 [kg]
Reazione vincolare	1621 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7310.47 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	15769.25 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	34847.76 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	180741.15 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	15769.25 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7310.47 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	17381.37 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	24.87 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	476963.29 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.10 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3092 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3092 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 34.96$	$N'_c = 34.96$
$N_q = 20.58$	$N'_q = 20.58$
$N_\gamma = 17.00$	$N'_\gamma = 17.00$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	5.19
--	------

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	30.25
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.10

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 4

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 [kg]

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 [kg/cm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -2.64 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.42

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.96

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.78

Larghezza della striscia dx[m]= 0.39

Coefficiente di sicurezza C= 1.10

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	771.79	79.97	759.99	2.24	29.26	0.000	0.000
2	1846.05	65.70	1682.53	0.95	29.26	0.000	0.000
3	2368.51	58.17	2012.39	0.74	29.26	0.000	0.000
4	2763.57	52.04	2179.05	0.63	29.26	0.000	0.000
5	3087.29	46.68	2246.11	0.57	29.26	0.000	0.000
6	3361.64	41.81	2241.11	0.52	29.26	0.000	0.000
7	3594.04	37.29	2177.46	0.49	29.26	0.000	0.000
8	3792.16	33.03	2066.97	0.46	29.26	0.000	0.000
9	3961.09	28.97	1918.32	0.45	29.26	0.000	0.000
10	4564.67	25.06	1933.29	0.43	29.26	0.000	0.000
11	2978.43	21.27	1080.52	0.42	29.26	0.000	0.000
12	530.83	17.58	160.33	0.41	29.26	0.000	0.000
13	610.19	13.96	147.24	0.40	29.26	0.000	0.000
14	670.85	10.40	121.13	0.40	29.26	0.000	0.000
15	713.55	6.88	85.50	0.39	29.26	0.000	0.000
16	738.80	3.39	43.65	0.39	29.26	0.000	0.000
17	746.87	-0.09	-1.23	0.39	29.26	0.000	0.000
18	737.87	-3.58	-46.03	0.39	29.26	0.000	0.000
19	711.69	-7.07	-87.62	0.39	29.26	0.000	0.000
20	668.03	-10.59	-122.82	0.40	29.26	0.000	0.000
21	606.38	-14.16	-148.31	0.40	29.26	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	525.97	-17.78	-160.60	0.41	29.26	0.000	0.000
23	4507.93	-21.47	-1650.25	0.42	29.26	0.000	0.000
24	215.70	-25.27	-92.07	0.43	29.26	0.000	0.000
25	71.08	-29.18	-34.66	0.45	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 45144.99$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 18512.01$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 20430.63$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 4

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-1621.33
2	0.28	206.25	-444.06	-1601.62
3	0.55	412.50	-877.28	-1542.49
4	0.83	618.75	-1288.82	-1443.94
5	1.10	825.00	-1667.84	-1305.98
6	1.38	1031.25	-2003.49	-1128.59
7	1.65	1237.50	-2284.95	-911.78
8	1.93	1443.75	-2501.36	-655.55
9	2.20	1650.00	-2641.89	-359.91
10	2.48	1856.25	-2695.69	-24.84
11	2.75	2062.50	-2651.93	349.65
12	3.03	2268.75	-2499.77	763.55
13	3.30	2475.00	-2228.37	1216.88
14	3.58	2681.25	-1826.88	1709.62
15	3.85	2887.50	-1284.46	2241.79
16	4.13	3093.75	-590.28	2813.38
17	4.40	3300.00	266.54	3424.71
18	4.68	3506.25	1297.02	4076.48
19	4.95	3712.50	2512.32	4768.76
20	5.23	3918.75	3923.56	5501.56
21	5.50	4125.00	5541.43	6268.58

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 4

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.15	24.94	332.55
3	0.15	24.94	-3767.45
4	0.61	-1487.24	-2736.54

5	1.08	-2520.04	-1705.63
6	1.54	-3073.47	-674.72
7	2.01	-3147.53	356.19
8	2.47	-2742.22	1387.10
9	2.94	-1857.53	2418.01
10	3.40	-493.47	3448.92
11	3.87	1349.96	4479.83
12	4.33	3672.77	5510.74
13	4.80	6474.95	6541.65

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 4

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	30.00	7.70	10.05	4775.51	10281.77	23.15
3	0.55	100.00	30.00	7.70	10.05	4837.93	10289.02	11.73
4	0.83	100.00	30.00	7.70	10.05	4945.68	10301.54	7.99
5	1.10	100.00	30.00	7.70	10.05	5104.83	10320.03	6.19
6	1.38	100.00	30.00	7.70	10.05	5325.17	10345.63	5.16
7	1.65	100.00	30.00	7.70	10.05	5621.74	10380.09	4.54
8	1.93	100.00	30.00	7.70	10.05	6017.81	10426.11	4.17
9	2.20	100.00	30.00	7.70	10.05	6550.31	10487.98	3.97
10	2.48	100.00	30.00	7.70	10.05	7280.43	10572.81	3.92
11	2.75	100.00	30.00	7.70	10.05	8316.46	10693.19	4.03
12	3.03	100.00	30.00	7.70	10.05	9868.63	10873.54	4.35
13	3.30	100.00	30.00	7.70	10.05	12404.23	11168.15	5.01
14	3.58	100.00	30.00	7.70	10.05	17210.81	11726.62	6.42
15	3.85	100.00	30.00	17.75	10.05	29848.82	13277.78	10.34
16	4.13	100.00	30.00	17.75	10.05	121795.59	23238.21	39.37
17	4.40	100.00	30.00	17.75	10.05	259044.73	-20922.79	78.50
18	4.68	100.00	30.00	17.75	10.05	62842.01	-23246.36	17.92
19	4.95	100.00	30.00	17.75	10.05	29434.22	-19918.67	7.93
20	5.23	100.00	30.00	17.75	10.05	18764.63	-18787.64	4.79
21	5.50	100.00	30.00	17.75	0.00	13059.67	-17544.07	3.17

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 4

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	35.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	359.10
3	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	359.10
4	0.61	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	7.81
5	1.08	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	4.61
6	1.54	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.78
7	2.01	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.69
8	2.47	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	4.24
9	2.94	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	6.26
10	3.40	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	23.55
11	3.87	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	14.93
12	4.33	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	5.49
13	4.80	100.00	35.00	17.75	0.00	0.00	19895.60	3.07

COMBINAZIONE n° 5

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.85
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.85 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]
Valore della spinta statica	9448.50 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	8931.80 [kg]
Componente verticale della spinta statica	3081.75 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63 [°]
Incremento sismico della spinta	1908.52 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.75 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00
Inerzia del muro	644.06 [kg]
Inerzia verticale del muro	322.03 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	4100 [kg]
Reazione vincolare	2061 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	9318.62 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	16713.77 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	44636.86 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	184744.87 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	16713.77 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	9318.62 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	19136.00 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	29.14 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	476963.29 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.10 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3277 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3277 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N _c = 34.96	N' _c = 34.96
N _q = 20.58	N' _q = 20.58

$$N_{\gamma} = 17.00$$

$$N'_{\gamma} = 17.00$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.14
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	28.54
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.05

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 5

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3.08 Y[m]= 0.44

Raggio del cerchio R[m]= 7.00

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.80

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.92

Larghezza della striscia dx[m]= 0.43

Coefficiente di sicurezza C= 1.05

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	771.01	77.90	753.89	2.04	29.26	0.000	0.000
2	1902.89	65.40	1730.16	1.03	29.26	0.000	0.000
3	2527.00	57.88	2140.29	0.81	29.26	0.000	0.000
4	2999.83	51.75	2355.84	0.69	29.26	0.000	0.000
5	3386.82	46.38	2451.62	0.62	29.26	0.000	0.000
6	3715.16	41.49	2461.33	0.57	29.26	0.000	0.000
7	3993.12	36.96	2400.65	0.54	29.26	0.000	0.000
8	4229.81	32.68	2283.72	0.51	29.26	0.000	0.000
9	4431.32	28.60	2121.01	0.49	29.26	0.000	0.000
10	5132.06	24.67	2142.04	0.47	29.26	0.000	0.000
11	572.35	20.86	203.83	0.46	29.26	0.000	0.000
12	689.48	17.15	203.32	0.45	29.26	0.000	0.000
13	782.70	13.51	182.88	0.44	29.26	0.000	0.000
14	853.24	9.93	147.12	0.43	29.26	0.000	0.000
15	901.96	6.38	100.29	0.43	29.26	0.000	0.000
16	929.46	2.86	46.43	0.43	29.26	0.000	0.000
17	936.03	-0.65	-10.55	0.43	29.26	0.000	0.000
18	921.77	-4.16	-66.83	0.43	29.26	0.000	0.000
19	886.51	-7.69	-118.56	0.43	29.26	0.000	0.000
20	829.84	-11.24	-161.79	0.44	29.26	0.000	0.000
21	4851.07	-14.85	-1242.88	0.44	29.26	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	555.75	-18.51	-176.42	0.45	29.26	0.000	0.000
23	425.39	-22.25	-161.09	0.46	29.26	0.000	0.000
24	272.71	-26.10	-119.98	0.48	29.26	0.000	0.000
25	91.16	-30.08	-45.69	0.50	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 47588.42$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 19620.63$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 21667.63$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 5

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-2061.39
2	0.28	206.25	-562.58	-2022.23
3	0.55	412.50	-1107.89	-1935.69
4	0.83	618.75	-1622.87	-1801.77
5	1.10	825.00	-2094.51	-1620.46
6	1.38	1031.25	-2509.78	-1391.77
7	1.65	1237.50	-2855.65	-1115.70
8	1.93	1443.75	-3119.08	-792.25
9	2.20	1650.00	-3287.04	-421.42
10	2.48	1856.25	-3346.51	-3.20
11	2.75	2062.50	-3284.46	462.40
12	3.03	2268.75	-3087.85	975.38
13	3.30	2475.00	-2743.66	1535.74
14	3.58	2681.25	-2238.85	2143.48
15	3.85	2887.50	-1560.40	2798.61
16	4.13	3093.75	-695.27	3501.13
17	4.40	3300.00	369.59	4251.41
18	4.68	3506.25	1647.46	5050.30
19	4.95	3712.50	3151.72	5897.89
20	5.23	3918.75	4895.76	6794.17
21	5.50	4125.00	6892.43	7731.60

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 5

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.15	27.02	360.33
3	0.15	27.02	-3739.67
4	0.61	-1452.21	-2622.64

5	1.08	-2412.03	-1505.61
6	1.54	-2852.43	-388.59
7	2.01	-2773.42	728.44
8	2.47	-2174.98	1845.47
9	2.94	-1057.13	2962.50
10	3.40	580.14	4079.52
11	3.87	2736.82	5196.55
12	4.33	5412.93	6313.58
13	4.80	8608.45	7430.60

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 5

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	30.00	7.70	10.05	3724.65	10159.67	18.06
3	0.55	100.00	30.00	7.70	10.05	3785.39	10166.72	9.18
4	0.83	100.00	30.00	7.70	10.05	3880.46	10177.77	6.27
5	1.10	100.00	30.00	7.70	10.05	4015.04	10193.41	4.87
6	1.38	100.00	30.00	7.70	10.05	4197.08	10214.56	4.07
7	1.65	100.00	30.00	7.70	10.05	4438.66	10242.63	3.59
8	1.93	100.00	30.00	7.70	10.05	4758.27	10279.76	3.30
9	2.20	100.00	30.00	7.70	10.05	5185.03	10329.35	3.14
10	2.48	100.00	30.00	7.70	10.05	5767.01	10396.97	3.11
11	2.75	100.00	30.00	7.70	10.05	6588.81	10492.45	3.19
12	3.03	100.00	30.00	7.70	10.05	7813.73	10634.78	3.44
13	3.30	100.00	30.00	7.70	10.05	9801.79	10865.77	3.96
14	3.58	100.00	30.00	7.70	10.05	13531.89	11299.17	5.05
15	3.85	100.00	30.00	17.75	10.05	23065.74	12464.69	7.99
16	4.13	100.00	30.00	17.75	10.05	90081.06	20244.34	29.12
17	4.40	100.00	30.00	17.75	10.05	213875.92	-23953.61	64.81
18	4.68	100.00	30.00	17.75	10.05	46167.52	-21692.47	13.17
19	4.95	100.00	30.00	17.75	10.05	22610.73	-19195.35	6.09
20	5.23	100.00	30.00	17.75	10.05	14692.83	-18356.01	3.75
21	5.50	100.00	30.00	17.75	0.00	10375.24	-17335.91	2.52

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 5

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	35.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	331.41
3	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	331.41
4	0.61	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	8.00
5	1.08	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	4.82
6	1.54	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	4.07
7	2.01	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	4.19
8	2.47	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	5.34
9	2.94	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	10.99
10	3.40	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	15.44
11	3.87	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	7.37
12	4.33	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	3.72
13	4.80	100.00	35.00	17.75	0.00	0.00	19895.60	2.31

COMBINAZIONE n° 6

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.85
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.85 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	9448.50 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	8931.80 [kg]
Componente verticale della spinta statica	3081.75 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63 [°]
Incremento sismico della spinta	1210.50 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=-3.90
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.38 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00
Inerzia del muro	644.06 [kg]
Inerzia verticale del muro	-322.03 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	4100 [kg]
Reazione vincolare	2068 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8652.38 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	15842.04 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	42062.43 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	181049.69 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	15842.04 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	8652.38 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	18050.87 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	28.64 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	476963.29 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.10 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3106 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3106 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N _c = 34.96	N' _c = 34.96
N _q = 20.58	N' _q = 20.58

$$N_{\gamma} = 17.00$$

$$N'_{\gamma} = 17.00$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.30
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	30.11
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.05

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3.08 Y[m]= 0.44

Raggio del cerchio R[m]= 7.00

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.80

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.92

Larghezza della striscia dx[m]= 0.43

Coefficiente di sicurezza C= 1.05

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	771.01	77.90	753.89	2.04	29.26	0.000	0.000
2	1902.89	65.40	1730.16	1.03	29.26	0.000	0.000
3	2527.00	57.88	2140.29	0.81	29.26	0.000	0.000
4	2999.83	51.75	2355.84	0.69	29.26	0.000	0.000
5	3386.82	46.38	2451.62	0.62	29.26	0.000	0.000
6	3715.16	41.49	2461.33	0.57	29.26	0.000	0.000
7	3993.12	36.96	2400.65	0.54	29.26	0.000	0.000
8	4229.81	32.68	2283.72	0.51	29.26	0.000	0.000
9	4431.32	28.60	2121.01	0.49	29.26	0.000	0.000
10	5132.06	24.67	2142.04	0.47	29.26	0.000	0.000
11	572.35	20.86	203.83	0.46	29.26	0.000	0.000
12	689.48	17.15	203.32	0.45	29.26	0.000	0.000
13	782.70	13.51	182.88	0.44	29.26	0.000	0.000
14	853.24	9.93	147.12	0.43	29.26	0.000	0.000
15	901.96	6.38	100.29	0.43	29.26	0.000	0.000
16	929.46	2.86	46.43	0.43	29.26	0.000	0.000
17	936.03	-0.65	-10.55	0.43	29.26	0.000	0.000
18	921.77	-4.16	-66.83	0.43	29.26	0.000	0.000
19	886.51	-7.69	-118.56	0.43	29.26	0.000	0.000
20	829.84	-11.24	-161.79	0.44	29.26	0.000	0.000
21	4851.07	-14.85	-1242.88	0.44	29.26	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	555.75	-18.51	-176.42	0.45	29.26	0.000	0.000
23	425.39	-22.25	-161.09	0.46	29.26	0.000	0.000
24	272.71	-26.10	-119.98	0.48	29.26	0.000	0.000
25	91.16	-30.08	-45.69	0.50	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 47588.42$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 19620.63$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 21667.63$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 6

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-2067.78
2	0.28	206.25	-564.47	-2030.08
3	0.55	412.50	-1112.47	-1947.90
4	0.83	618.75	-1631.74	-1821.26
5	1.10	825.00	-2110.08	-1650.15
6	1.38	1031.25	-2535.25	-1434.56
7	1.65	1237.50	-2895.02	-1174.51
8	1.93	1443.75	-3177.15	-869.99
9	2.20	1650.00	-3369.43	-520.99
10	2.48	1856.25	-3459.62	-127.53
11	2.75	2062.50	-3435.50	310.40
12	3.03	2268.75	-3284.83	792.80
13	3.30	2475.00	-2995.38	1319.67
14	3.58	2681.25	-2554.93	1891.02
15	3.85	2887.50	-1951.25	2506.83
16	4.13	3093.75	-1172.10	3167.12
17	4.40	3300.00	-205.23	3872.24
18	4.68	3506.25	961.82	4622.98
19	4.95	3712.50	2341.60	5419.42
20	5.23	3918.75	3946.69	6261.57
21	5.50	4125.00	5789.14	7142.33

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 6

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.15	25.10	334.69
3	0.15	25.10	-3765.31
4	0.61	-1484.54	-2727.76

5	1.08	-2511.72	-1690.22
6	1.54	-3056.44	-652.67
7	2.01	-3118.70	384.88
8	2.47	-2698.50	1422.42
9	2.94	-1795.85	2459.97
10	3.40	-410.73	3497.51
11	3.87	1456.84	4535.06
12	4.33	3806.87	5572.61
13	4.80	6639.36	6610.15

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 6

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	30.00	7.70	10.05	3711.63	10158.15	18.00
3	0.55	100.00	30.00	7.70	10.05	3769.10	10164.83	9.14
4	0.83	100.00	30.00	7.70	10.05	3858.39	10175.21	6.24
5	1.10	100.00	30.00	7.70	10.05	3984.01	10189.80	4.83
6	1.38	100.00	30.00	7.70	10.05	4152.83	10209.42	4.03
7	1.65	100.00	30.00	7.70	10.05	4375.15	10235.25	3.54
8	1.93	100.00	30.00	7.70	10.05	4666.44	10269.09	3.23
9	2.20	100.00	30.00	7.70	10.05	5050.60	10313.73	3.06
10	2.48	100.00	30.00	7.70	10.05	5565.92	10373.60	3.00
11	2.75	100.00	30.00	7.70	10.05	6277.42	10456.27	3.04
12	3.03	100.00	30.00	7.70	10.05	7304.30	10575.59	3.22
13	3.30	100.00	30.00	7.70	10.05	8890.60	10759.90	3.59
14	3.58	100.00	30.00	7.70	10.05	11625.34	11077.65	4.34
15	3.85	100.00	30.00	17.75	10.05	17449.24	11791.43	6.04
16	4.13	100.00	30.00	17.75	10.05	37452.50	14189.25	12.11
17	4.40	100.00	30.00	17.75	10.05	334513.63	20803.31	101.37
18	4.68	100.00	30.00	17.75	10.05	91807.92	-25184.35	26.18
19	4.95	100.00	30.00	17.75	10.05	32013.62	-20192.10	8.62
20	5.23	100.00	30.00	17.75	10.05	18641.69	-18774.61	4.76
21	5.50	100.00	30.00	17.75	0.00	12468.18	-17498.20	3.02

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 6

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	35.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	356.80
3	0.15	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	8956.42	356.80
4	0.61	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	7.83
5	1.08	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	4.63
6	1.54	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.80
7	2.01	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	3.73
8	2.47	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	4.31
9	2.94	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	6.47
10	3.40	100.00	35.00	7.70	10.05	0.00	-11620.44	28.29
11	3.87	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	13.84
12	4.33	100.00	35.00	17.75	10.05	0.00	20156.77	5.29
13	4.80	100.00	35.00	17.75	0.00	0.00	19895.60	3.00

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

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Zona sismica	Zona 4 ($a_g=5\%g$)
Accelerazione al suolo $a_g =$	5.00%
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di importanza (γ_I)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.00
Coefficiente riduzione spinta (r)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g*\gamma_I*S_t*S)/r = 7.50$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.75$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
--	-----

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Lunghezza del muro	1.00 [m]
--------------------	----------

Peso muro	12300.00 [kg]
Baricentro del muro	X=-1.09 Y=-3.70

COMBINAZIONE n° 1

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.80
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	10002.86 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	9185.01 [kg]
Componente verticale della spinta statica	3961.39 [kg]

Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	0.00 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=0.00
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	0.00 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	5535 [kg]
Reazione vincolare	-51 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	9236.37 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	21796.39 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	35528.96 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	299727.91 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	21796.39 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	9236.37 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	23672.63 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22.97 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	1378994.55 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.40 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.4036 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.4036 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 57.75$	$N'_c = 57.75$
$N_q = 41.44$	$N'_q = 41.44$
$N_\gamma = 46.52$	$N'_\gamma = 46.52$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	8.44
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	63.27
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.34

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 1

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3.06 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.56

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.65

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.50

Larghezza della striscia dx[m]= 0.41

Coefficiente di sicurezza C= 1.34

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	1120.04	79.87	1102.57	2.31	35.00	0.000	0.000
2	2678.51	65.46	2436.64	0.98	35.00	0.000	0.000
3	3435.47	57.86	2908.88	0.76	35.00	0.000	0.000
4	4007.45	51.66	3143.36	0.65	35.00	0.000	0.000
5	4478.23	46.24	3234.35	0.59	35.00	0.000	0.000
6	4873.84	41.31	3217.66	0.54	35.00	0.000	0.000
7	5208.19	36.74	3115.49	0.51	35.00	0.000	0.000
8	5492.42	32.43	2945.14	0.48	35.00	0.000	0.000
9	5780.54	28.31	2741.51	0.46	35.00	0.000	0.000
10	6055.46	24.35	2496.82	0.45	35.00	0.000	0.000
11	1173.14	20.51	411.06	0.43	35.00	0.000	0.000
12	787.12	16.77	227.06	0.42	35.00	0.000	0.000
13	896.93	13.09	203.20	0.42	35.00	0.000	0.000
14	979.11	9.48	161.19	0.41	35.00	0.000	0.000
15	1034.68	5.90	106.27	0.41	35.00	0.000	0.000
16	1064.32	2.34	43.42	0.41	35.00	0.000	0.000
17	1068.37	-1.21	-22.57	0.41	35.00	0.000	0.000
18	1046.89	-4.76	-86.93	0.41	35.00	0.000	0.000
19	999.61	-8.33	-144.90	0.41	35.00	0.000	0.000
20	925.98	-11.94	-191.56	0.41	35.00	0.000	0.000
21	6360.09	-15.59	-1709.54	0.42	35.00	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	695.57	-19.31	-230.04	0.43	35.00	0.000	0.000
23	535.39	-23.12	-210.22	0.44	35.00	0.000	0.000
24	342.58	-27.04	-155.73	0.46	35.00	0.000	0.000
25	113.51	-31.10	-58.63	0.47	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 61153.46$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 25684.49$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 34495.35$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 1

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	51.36
2	0.28	556.88	16.01	71.98
3	0.55	1113.75	43.37	133.85
4	0.83	1670.63	93.41	236.95
5	1.10	2227.50	177.47	381.30
6	1.38	2784.38	306.91	566.89
7	1.65	3341.25	493.05	793.73
8	1.93	3898.13	747.24	1061.80
9	2.20	4455.00	1080.82	1371.12
10	2.48	5011.88	1505.13	1721.68
11	2.75	5568.75	2031.53	2113.49
12	3.03	6125.63	2671.33	2546.54
13	3.30	6682.50	3435.90	3020.83
14	3.58	7239.38	4336.57	3536.36
15	3.85	7796.25	5384.68	4093.13
16	4.13	8353.13	6591.57	4691.16
17	4.40	8910.00	7968.62	5330.76
18	4.68	9466.88	9527.37	6012.67
19	4.95	10023.75	11279.48	6736.97
20	5.23	10580.63	13236.59	7503.65
21	5.50	11137.50	15409.89	8306.15

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 1

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.45	332.74	1478.87
3	0.45	332.74	-4056.13
4	0.93	-1243.85	-2467.72

5	1.42	-2052.72	-879.31
6	1.90	-2093.85	709.10
7	2.38	-1367.25	2297.51
8	2.87	127.08	3885.93
9	3.35	2389.14	5474.34
10	3.83	5418.94	7062.75
11	4.32	9216.46	8651.16
12	4.80	13781.72	10239.57

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 1

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	60.00	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	60.00	7.70	7.70	673887.82	-19379.33	1210.12
3	0.55	100.00	60.00	7.70	7.70	667092.25	-25977.13	598.96
4	0.83	100.00	60.00	7.70	7.70	656065.83	-36682.66	392.71
5	1.10	100.00	60.00	7.70	7.70	621108.53	-49486.34	278.84
6	1.38	100.00	60.00	7.70	7.70	548183.79	-60423.17	196.88
7	1.65	100.00	60.00	7.70	7.70	467551.30	-68993.39	139.93
8	1.93	100.00	60.00	7.70	7.70	383279.64	-73471.29	98.32
9	2.20	100.00	60.00	7.70	7.70	288378.54	-69962.90	64.73
10	2.48	100.00	60.00	7.70	7.70	200740.66	-60285.14	40.05
11	2.75	100.00	60.00	7.70	7.70	134380.90	-49023.24	24.13
12	3.03	100.00	60.00	7.70	7.70	90285.59	-39372.79	14.74
13	3.30	100.00	60.00	7.70	7.70	62945.07	-32364.08	9.42
14	3.58	100.00	60.00	7.70	7.70	47357.21	-28368.16	6.54
15	3.85	100.00	60.00	7.70	7.70	37364.05	-25806.43	4.79
16	4.13	100.00	60.00	15.39	7.70	58544.14	-46198.03	7.01
17	4.40	100.00	60.00	15.39	7.70	49111.63	-43922.78	5.51
18	4.68	100.00	60.00	15.39	7.70	41920.23	-42188.11	4.43
19	4.95	100.00	60.00	15.39	7.70	36282.98	-40828.33	3.62
20	5.23	100.00	60.00	15.39	7.70	31764.83	-39738.49	3.00
21	5.50	100.00	60.00	15.39	7.70	28078.29	-38849.24	2.52

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 1

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	22.58
3	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	22.58
4	0.93	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	7.82
5	1.42	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	4.74
6	1.90	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	4.65
7	2.38	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	7.11
8	2.87	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	59.12
9	3.35	100.00	30.00	17.75	10.05	0.00	16798.51	7.03
10	3.83	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	4.75
11	4.32	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	2.79
12	4.80	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	1.87

COMBINAZIONE n° 2

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.80
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	10002.86 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	9185.01 [kg]
Componente verticale della spinta statica	3961.39 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	2208.21 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55.38 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00
Inerzia del muro	1245.37 [kg]
Inerzia verticale del muro	622.69 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	5535 [kg]
Reazione vincolare	494 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	11964.10 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	23293.59 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	47986.23 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	307620.53 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	23293.59 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	11964.10 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	26186.47 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	27.19 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	1378994.55 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.40 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.4314 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.4314 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N _c = 57.75	N' _c = 57.75
N _q = 41.44	N' _q = 41.44

$$N_{\gamma} = 46.52$$

$$N'_{\gamma} = 46.52$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento
 Coefficiente di sicurezza a scorrimento
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo
 Coefficiente di sicurezza a stabilità globale

6.41
 99.99
 59.20
 1.28

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 2

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3.06 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.56

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.65

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.50

Larghezza della striscia dx[m]= 0.41

Coefficiente di sicurezza C= 1.28

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	1120.04	79.87	1102.57	2.31	35.00	0.000	0.000
2	2678.51	65.46	2436.64	0.98	35.00	0.000	0.000
3	3435.47	57.86	2908.88	0.76	35.00	0.000	0.000
4	4007.45	51.66	3143.36	0.65	35.00	0.000	0.000
5	4478.23	46.24	3234.35	0.59	35.00	0.000	0.000
6	4873.84	41.31	3217.66	0.54	35.00	0.000	0.000
7	5208.19	36.74	3115.49	0.51	35.00	0.000	0.000
8	5492.42	32.43	2945.14	0.48	35.00	0.000	0.000
9	5780.54	28.31	2741.51	0.46	35.00	0.000	0.000
10	6055.46	24.35	2496.82	0.45	35.00	0.000	0.000
11	1173.14	20.51	411.06	0.43	35.00	0.000	0.000
12	787.12	16.77	227.06	0.42	35.00	0.000	0.000
13	896.93	13.09	203.20	0.42	35.00	0.000	0.000
14	979.11	9.48	161.19	0.41	35.00	0.000	0.000
15	1034.68	5.90	106.27	0.41	35.00	0.000	0.000
16	1064.32	2.34	43.42	0.41	35.00	0.000	0.000
17	1068.37	-1.21	-22.57	0.41	35.00	0.000	0.000
18	1046.89	-4.76	-86.93	0.41	35.00	0.000	0.000
19	999.61	-8.33	-144.90	0.41	35.00	0.000	0.000
20	925.98	-11.94	-191.56	0.41	35.00	0.000	0.000
21	6360.09	-15.59	-1709.54	0.42	35.00	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	695.57	-19.31	-230.04	0.43	35.00	0.000	0.000
23	535.39	-23.12	-210.22	0.44	35.00	0.000	0.000
24	342.58	-27.04	-155.73	0.46	35.00	0.000	0.000
25	113.51	-31.10	-58.63	0.47	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 61153.46$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 25684.49$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 34495.35$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 2

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-493.95
2	0.28	556.88	-127.79	-427.01
3	0.55	1113.75	-230.24	-309.73
4	0.83	1670.63	-293.52	-142.09
5	1.10	2227.50	-303.78	75.89
6	1.38	2784.38	-247.17	344.21
7	1.65	3341.25	-109.85	662.89
8	1.93	3898.13	122.03	1031.91
9	2.20	4455.00	462.32	1451.28
10	2.48	5011.88	924.85	1921.00
11	2.75	5568.75	1523.48	2441.06
12	3.03	6125.63	2272.05	3011.47
13	3.30	6682.50	3184.41	3632.23
14	3.58	7239.38	4274.40	4303.34
15	3.85	7796.25	5555.86	5024.79
16	4.13	8353.13	7042.65	5796.61
17	4.40	8910.00	8748.64	6619.17
18	4.68	9466.88	10687.93	7493.38
19	4.95	10023.75	12874.74	8419.34
20	5.23	10580.63	15323.31	9397.04
21	5.50	11137.50	18047.28	10418.46

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 2

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.45	360.82	1603.63
3	0.45	360.82	-3931.37
4	0.93	-1123.09	-2208.95

5	1.42	-1774.50	-486.53
6	1.90	-1593.40	1235.89
7	2.38	-579.80	2958.31
8	2.87	1266.30	4680.73
9	3.35	3944.91	6403.15
10	3.83	7456.02	8125.58
11	4.32	11799.63	9848.00
12	4.80	16975.75	11570.42

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 2

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	60.00	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	60.00	7.70	7.70	311610.96	71505.87	559.57
3	0.55	100.00	60.00	7.70	7.70	354306.73	73245.02	318.12
4	0.83	100.00	60.00	7.70	7.70	414739.12	72868.09	248.25
5	1.10	100.00	60.00	7.70	7.70	490204.92	66852.72	220.07
6	1.38	100.00	60.00	7.70	7.70	599290.49	53199.23	215.23
7	1.65	100.00	60.00	7.70	7.70	671122.84	22063.84	200.86
8	1.93	100.00	60.00	7.70	7.70	672174.23	-21043.05	172.44
9	2.20	100.00	60.00	7.70	7.70	563127.63	-58438.86	126.40
10	2.48	100.00	60.00	7.70	7.70	396748.39	-73213.05	79.16
11	2.75	100.00	60.00	7.70	7.70	238494.79	-65246.80	42.83
12	3.03	100.00	60.00	7.70	7.70	129058.21	-47868.96	21.07
13	3.30	100.00	60.00	7.70	7.70	73703.83	-35122.08	11.03
14	3.58	100.00	60.00	7.70	7.70	48574.52	-28680.22	6.71
15	3.85	100.00	60.00	7.70	7.70	35566.02	-25345.51	4.56
16	4.13	100.00	60.00	15.39	7.70	53291.71	-44931.07	6.38
17	4.40	100.00	60.00	15.39	7.70	43306.88	-42522.59	4.86
18	4.68	100.00	60.00	15.39	7.70	36131.48	-40791.78	3.82
19	4.95	100.00	60.00	15.39	7.70	30747.76	-39493.16	3.07
20	5.23	100.00	60.00	15.39	7.70	26574.66	-38486.55	2.51
21	5.50	100.00	60.00	15.39	7.70	23257.35	-37686.36	2.09

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 2

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	20.82
3	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	20.82
4	0.93	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	8.66
5	1.42	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	5.48
6	1.90	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	6.10
7	2.38	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	16.78
8	2.87	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	5.93
9	3.35	100.00	30.00	17.75	10.05	0.00	16798.51	4.26
10	3.83	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	3.45
11	4.32	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	2.18
12	4.80	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	1.52

COMBINAZIONE n° 3

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.80
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	10002.86 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	9185.01 [kg]
Componente verticale della spinta statica	3961.39 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94 [°]
Incremento sismico della spinta	1470.07 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55.13 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00
Inerzia del muro	1245.37 [kg]
Inerzia verticale del muro	-622.69 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	5535 [kg]
Reazione vincolare	750 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	11030.34 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	21755.89 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	45364.45 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	299514.41 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	21755.89 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	11030.34 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	24392.36 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	26.89 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	1378994.55 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.40 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.4029 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.4029 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N _c = 57.75	N' _c = 57.75
N _q = 41.44	N' _q = 41.44

$$N_{\gamma} = 46.52$$

$$N'_{\gamma} = 46.52$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento
 Coefficiente di sicurezza a scorrimento
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo
 Coefficiente di sicurezza a stabilità globale

6.60
 99.99
 63.38
 1.28

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 3

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3.06 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.56

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.65

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.50

Larghezza della striscia dx[m]= 0.41

Coefficiente di sicurezza C= 1.28

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	1120.04	79.87	1102.57	2.31	35.00	0.000	0.000
2	2678.51	65.46	2436.64	0.98	35.00	0.000	0.000
3	3435.47	57.86	2908.88	0.76	35.00	0.000	0.000
4	4007.45	51.66	3143.36	0.65	35.00	0.000	0.000
5	4478.23	46.24	3234.35	0.59	35.00	0.000	0.000
6	4873.84	41.31	3217.66	0.54	35.00	0.000	0.000
7	5208.19	36.74	3115.49	0.51	35.00	0.000	0.000
8	5492.42	32.43	2945.14	0.48	35.00	0.000	0.000
9	5780.54	28.31	2741.51	0.46	35.00	0.000	0.000
10	6055.46	24.35	2496.82	0.45	35.00	0.000	0.000
11	1173.14	20.51	411.06	0.43	35.00	0.000	0.000
12	787.12	16.77	227.06	0.42	35.00	0.000	0.000
13	896.93	13.09	203.20	0.42	35.00	0.000	0.000
14	979.11	9.48	161.19	0.41	35.00	0.000	0.000
15	1034.68	5.90	106.27	0.41	35.00	0.000	0.000
16	1064.32	2.34	43.42	0.41	35.00	0.000	0.000
17	1068.37	-1.21	-22.57	0.41	35.00	0.000	0.000
18	1046.89	-4.76	-86.93	0.41	35.00	0.000	0.000
19	999.61	-8.33	-144.90	0.41	35.00	0.000	0.000
20	925.98	-11.94	-191.56	0.41	35.00	0.000	0.000
21	6360.09	-15.59	-1709.54	0.42	35.00	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	695.57	-19.31	-230.04	0.43	35.00	0.000	0.000
23	535.39	-23.12	-210.22	0.44	35.00	0.000	0.000
24	342.58	-27.04	-155.73	0.46	35.00	0.000	0.000
25	113.51	-31.10	-58.63	0.47	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 61153.46$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 25684.49$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 34495.35$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 3

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-749.92
2	0.28	556.88	-198.32	-684.51
3	0.55	1113.75	-372.14	-571.79
4	0.83	1670.63	-508.46	-411.76
5	1.10	2227.50	-594.28	-204.43
6	1.38	2784.38	-616.57	50.20
7	1.65	3341.25	-562.33	352.14
8	1.93	3898.13	-418.55	701.38
9	2.20	4455.00	-172.23	1097.92
10	2.48	5011.88	189.64	1541.77
11	2.75	5568.75	680.08	2032.92
12	3.03	6125.63	1312.08	2571.38
13	3.30	6682.50	2098.67	3157.14
14	3.58	7239.38	3052.84	3790.20
15	3.85	7796.25	4187.62	4470.57
16	4.13	8353.13	5515.99	5198.25
17	4.40	8910.00	7051.02	5973.62
18	4.68	9466.88	8805.93	6797.51
19	4.95	10023.75	10794.10	7670.02
20	5.23	10580.63	13028.90	8591.14
21	5.50	11137.50	15523.14	9553.34

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 3

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.45	331.99	1475.49
3	0.45	331.99	-4059.51
4	0.93	-1247.12	-2474.72

5	1.42	-2060.25	-889.93
6	1.90	-2107.39	694.85
7	2.38	-1388.56	2279.64
8	2.87	96.26	3864.43
9	3.35	2347.06	5449.21
10	3.83	5363.83	7034.00
11	4.32	9146.59	8618.79
12	4.80	13695.33	10203.57

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 3

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	60.00	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	60.00	7.70	7.70	141850.99	50517.03	254.73
3	0.55	100.00	60.00	7.70	7.70	161567.77	53985.44	145.07
4	0.83	100.00	60.00	7.70	7.70	195854.38	59609.44	117.23
5	1.10	100.00	60.00	7.70	7.70	248338.71	66254.33	111.49
6	1.38	100.00	60.00	7.70	7.70	327013.62	72413.19	117.45
7	1.65	100.00	60.00	7.70	7.70	427807.08	71999.43	128.04
8	1.93	100.00	60.00	7.70	7.70	555096.50	59602.49	142.40
9	2.20	100.00	60.00	7.70	7.70	667277.20	25797.57	149.78
10	2.48	100.00	60.00	7.70	7.70	667821.60	-25269.01	133.25
11	2.75	100.00	60.00	7.70	7.70	521092.25	-63637.61	93.57
12	3.03	100.00	60.00	7.70	7.70	339904.52	-72806.07	55.49
13	3.30	100.00	60.00	7.70	7.70	185047.57	-58115.02	27.69
14	3.58	100.00	60.00	7.70	7.70	97058.28	-40929.47	13.41
15	3.85	100.00	60.00	7.70	7.70	57796.17	-31044.17	7.41
16	4.13	100.00	60.00	15.39	7.70	76529.59	-50536.37	9.16
17	4.40	100.00	60.00	15.39	7.70	58305.20	-46140.40	6.54
18	4.68	100.00	60.00	15.39	7.70	46557.01	-43306.57	4.92
19	4.95	100.00	60.00	15.39	7.70	38385.45	-41335.47	3.83
20	5.23	100.00	60.00	15.39	7.70	32394.54	-39890.38	3.06
21	5.50	100.00	60.00	15.39	7.70	27830.57	-38789.49	2.50

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 3

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	22.63
3	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	22.63
4	0.93	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	7.80
5	1.42	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	4.72
6	1.90	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	4.62
7	2.38	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	7.01
8	2.87	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	78.04
9	3.35	100.00	30.00	17.75	10.05	0.00	16798.51	7.16
10	3.83	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	4.80
11	4.32	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	2.81
12	4.80	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	1.88

COMBINAZIONE n° 4

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.80
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]
Valore della spinta statica	9286.89 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	8779.03 [kg]
Componente verticale della spinta statica	3029.04 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63 [°]
Incremento sismico della spinta	0.00 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=0.00
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	0.00 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	4100 [kg]
Reazione vincolare	-309 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	9088.26 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	19429.04 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	33958.54 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	197229.57 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	19429.04 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	9088.26 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	21449.57 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	25.07 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	520211.62 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.40 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3598 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3598 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 34.96$	$N'_c = 34.96$
$N_q = 20.58$	$N'_q = 20.58$
$N_\gamma = 17.00$	$N'_\gamma = 17.00$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	5.81
--	------

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	26.77
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	1.11

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 4

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3.06 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.56

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.65

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.50

Larghezza della striscia dx[m]= 0.41

Coefficiente di sicurezza C= 1.11

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	829.66	79.87	816.72	2.31	29.26	0.000	0.000
2	1984.08	65.46	1804.92	0.98	29.26	0.000	0.000
3	2544.79	57.86	2154.72	0.76	29.26	0.000	0.000
4	2968.48	51.66	2328.41	0.65	29.26	0.000	0.000
5	3317.21	46.24	2395.82	0.59	29.26	0.000	0.000
6	3610.25	41.31	2383.45	0.54	29.26	0.000	0.000
7	3857.92	36.74	2307.77	0.51	29.26	0.000	0.000
8	4068.46	32.43	2181.58	0.48	29.26	0.000	0.000
9	4867.30	28.31	2308.39	0.46	29.26	0.000	0.000
10	6011.27	24.35	2478.60	0.45	29.26	0.000	0.000
11	1084.83	20.51	380.12	0.43	29.26	0.000	0.000
12	661.97	16.77	190.96	0.42	29.26	0.000	0.000
13	743.31	13.09	168.39	0.42	29.26	0.000	0.000
14	804.19	9.48	132.39	0.41	29.26	0.000	0.000
15	845.35	5.90	86.83	0.41	29.26	0.000	0.000
16	867.30	2.34	35.38	0.41	29.26	0.000	0.000
17	870.31	-1.21	-18.38	0.41	29.26	0.000	0.000
18	854.39	-4.76	-70.95	0.41	29.26	0.000	0.000
19	819.37	-8.33	-118.77	0.41	29.26	0.000	0.000
20	764.83	-11.94	-158.22	0.41	29.26	0.000	0.000
21	4790.09	-15.59	-1287.54	0.42	29.26	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	587.94	-19.31	-194.44	0.43	29.26	0.000	0.000
23	396.58	-23.12	-155.72	0.44	29.26	0.000	0.000
24	253.77	-27.04	-115.36	0.46	29.26	0.000	0.000
25	84.08	-31.10	-43.43	0.47	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 48487.75$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 19991.64$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 22095.66$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 4

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	309.24
2	0.28	412.50	86.85	328.95
3	0.55	825.00	184.54	388.08
4	0.83	1237.50	303.90	486.63
5	1.10	1650.00	455.79	624.60
6	1.38	2062.50	651.04	801.98
7	1.65	2475.00	900.50	1018.79
8	1.93	2887.50	1214.99	1275.02
9	2.20	3300.00	1605.37	1570.67
10	2.48	3712.50	2082.47	1905.73
11	2.75	4125.00	2657.14	2280.22
12	3.03	4537.50	3340.21	2694.12
13	3.30	4950.00	4142.52	3147.45
14	3.58	5362.50	5074.92	3640.20
15	3.85	5775.00	6148.24	4172.36
16	4.13	6187.50	7373.33	4743.95
17	4.40	6600.00	8761.05	5355.28
18	4.68	7012.50	10322.45	6007.05
19	4.95	7425.00	12068.65	6699.33
20	5.23	7837.50	14010.79	7432.13
21	5.50	8250.00	16159.58	8199.15

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 4

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.45	288.36	1281.59
3	0.45	288.36	-2818.41
4	0.93	-741.22	-1441.89

5	1.42	-1105.47	-65.38
6	1.90	-804.41	1311.14
7	2.38	161.96	2687.66
8	2.87	1793.66	4064.18
9	3.35	4090.67	5440.70
10	3.83	7053.00	6817.22
11	4.32	10680.65	8193.74
12	4.80	14973.61	9570.26

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 4

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	60.00	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	60.00	7.70	7.70	346807.15	-73016.45	840.74
3	0.55	100.00	60.00	7.70	7.70	323088.88	-72268.17	391.62
4	0.83	100.00	60.00	7.70	7.70	283596.79	-69645.32	229.17
5	1.10	100.00	60.00	7.70	7.70	234845.26	-64873.27	142.33
6	1.38	100.00	60.00	7.70	7.70	182930.03	-57743.32	88.69
7	1.65	100.00	60.00	7.70	7.70	135268.31	-49215.68	54.65
8	1.93	100.00	60.00	7.70	7.70	97497.59	-41024.74	33.77
9	2.20	100.00	60.00	7.70	7.70	70518.26	-34305.46	21.37
10	2.48	100.00	60.00	7.70	7.70	53279.39	-29886.30	14.35
11	2.75	100.00	60.00	7.70	7.70	41846.19	-26955.42	10.14
12	3.03	100.00	60.00	7.70	7.70	33823.90	-24898.92	7.45
13	3.30	100.00	60.00	7.70	7.70	27954.40	-23394.28	5.65
14	3.58	100.00	60.00	7.70	7.70	23518.36	-22257.11	4.39
15	3.85	100.00	60.00	7.70	7.70	20077.41	-21375.03	3.48
16	4.13	100.00	60.00	15.39	7.70	33749.13	-40217.13	5.45
17	4.40	100.00	60.00	15.39	7.70	29530.31	-39199.49	4.47
18	4.68	100.00	60.00	15.39	7.70	26061.55	-38362.78	3.72
19	4.95	100.00	60.00	15.39	7.70	23173.34	-37666.10	3.12
20	5.23	100.00	60.00	15.39	7.70	20741.97	-37079.62	2.65
21	5.50	100.00	60.00	15.39	7.70	18675.95	-36581.27	2.26

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 4

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	26.05
3	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	26.05
4	0.93	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	13.12
5	1.42	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	8.80
6	1.90	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	12.09
7	2.38	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	46.38
8	2.87	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	4.19
9	3.35	100.00	30.00	17.75	10.05	0.00	16798.51	4.11
10	3.83	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	3.65
11	4.32	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	2.41
12	4.80	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	1.72

COMBINAZIONE n° 5

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.80
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	9286.89 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	8779.03 [kg]
Componente verticale della spinta statica	3029.04 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63 [°]
Incremento sismico della spinta	1875.88 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.75 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00
Inerzia del muro	922.50 [kg]
Inerzia verticale del muro	461.25 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	4100 [kg]
Reazione vincolare	202 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	11273.02 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	20502.13 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	44235.63 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	201755.09 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	20502.13 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	11273.02 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	23396.97 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	28.80 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	520211.62 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.40 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3797 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3797 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N _c = 34.96	N' _c = 34.96
N _q = 20.58	N' _q = 20.58

$$N_{\gamma} = 17.00$$

$$N'_{\gamma} = 17.00$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento
 Coefficiente di sicurezza a scorrimento
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo
 Coefficiente di sicurezza a stabilità globale

4.56
 99.99
 25.37
 1.06

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 5

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 [kg]

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 [kg/cm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3.06 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.56

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.65

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.50

Larghezza della striscia dx[m]= 0.41

Coefficiente di sicurezza C= 1.06

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	829.66	79.87	816.72	2.31	29.26	0.000	0.000
2	1984.08	65.46	1804.92	0.98	29.26	0.000	0.000
3	2544.79	57.86	2154.72	0.76	29.26	0.000	0.000
4	2968.48	51.66	2328.41	0.65	29.26	0.000	0.000
5	3317.21	46.24	2395.82	0.59	29.26	0.000	0.000
6	3610.25	41.31	2383.45	0.54	29.26	0.000	0.000
7	3857.92	36.74	2307.77	0.51	29.26	0.000	0.000
8	4068.46	32.43	2181.58	0.48	29.26	0.000	0.000
9	4867.30	28.31	2308.39	0.46	29.26	0.000	0.000
10	6011.27	24.35	2478.60	0.45	29.26	0.000	0.000
11	1084.83	20.51	380.12	0.43	29.26	0.000	0.000
12	661.97	16.77	190.96	0.42	29.26	0.000	0.000
13	743.31	13.09	168.39	0.42	29.26	0.000	0.000
14	804.19	9.48	132.39	0.41	29.26	0.000	0.000
15	845.35	5.90	86.83	0.41	29.26	0.000	0.000
16	867.30	2.34	35.38	0.41	29.26	0.000	0.000
17	870.31	-1.21	-18.38	0.41	29.26	0.000	0.000
18	854.39	-4.76	-70.95	0.41	29.26	0.000	0.000
19	819.37	-8.33	-118.77	0.41	29.26	0.000	0.000
20	764.83	-11.94	-158.22	0.41	29.26	0.000	0.000
21	4790.09	-15.59	-1287.54	0.42	29.26	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	587.94	-19.31	-194.44	0.43	29.26	0.000	0.000
23	396.58	-23.12	-155.72	0.44	29.26	0.000	0.000
24	253.77	-27.04	-115.36	0.46	29.26	0.000	0.000
25	84.08	-31.10	-43.43	0.47	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 48487.75$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 19991.64$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 22095.66$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 5

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-201.80
2	0.28	412.50	-49.07	-147.17
3	0.55	825.00	-76.60	-45.16
4	0.83	1237.50	-69.56	104.23
5	1.10	1650.00	-14.93	301.01
6	1.38	2062.50	100.33	545.16
7	1.65	2475.00	289.25	836.70
8	1.93	2887.50	564.86	1175.62
9	2.20	3300.00	940.19	1561.93
10	2.48	3712.50	1428.26	1995.61
11	2.75	4125.00	2042.12	2476.68
12	3.03	4537.50	2794.78	3005.13
13	3.30	4950.00	3699.28	3580.96
14	3.58	5362.50	4768.65	4204.17
15	3.85	5775.00	6015.92	4874.77
16	4.13	6187.50	7454.11	5592.76
17	4.40	6600.00	9096.30	6358.51
18	4.68	7012.50	10955.75	7172.86
19	4.95	7425.00	13045.84	8035.92
20	5.23	7837.50	15379.97	8947.67
21	5.50	8250.00	17970.98	9900.56

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 5

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.45	308.48	1371.01
3	0.45	308.48	-2728.99
4	0.93	-654.66	-1256.42

5	1.42	-906.06	216.14
6	1.90	-445.72	1688.71
7	2.38	726.36	3161.28
8	2.87	2610.18	4633.85
9	3.35	5205.74	6106.41
10	3.83	8513.04	7578.98
11	4.32	12532.09	9051.55
12	4.80	17262.87	10524.11

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 5

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	60.00	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	60.00	7.70	7.70	528038.47	62813.43	1280.09
3	0.55	100.00	60.00	7.70	7.70	589007.38	54689.15	713.95
4	0.83	100.00	60.00	7.70	7.70	655873.72	36869.17	530.00
5	1.10	100.00	60.00	7.70	7.70	687441.18	6220.40	416.63
6	1.38	100.00	60.00	7.70	7.70	660742.17	-32142.41	320.36
7	1.65	100.00	60.00	7.70	7.70	532716.09	-62258.42	215.24
8	1.93	100.00	60.00	7.70	7.70	376263.56	-73605.82	130.31
9	2.20	100.00	60.00	7.70	7.70	221835.88	-63202.29	67.22
10	2.48	100.00	60.00	7.70	7.70	118442.12	-45566.76	31.90
11	2.75	100.00	60.00	7.70	7.70	67982.86	-33655.51	16.48
12	3.03	100.00	60.00	7.70	7.70	45130.90	-27797.45	9.95
13	3.30	100.00	60.00	7.70	7.70	33052.63	-24701.20	6.68
14	3.58	100.00	60.00	7.70	7.70	25640.62	-22801.15	4.78
15	3.85	100.00	60.00	7.70	7.70	20663.17	-21525.19	3.58
16	4.13	100.00	60.00	15.39	7.70	33291.80	-40106.81	5.38
17	4.40	100.00	60.00	15.39	7.70	28211.06	-38881.27	4.27
18	4.68	100.00	60.00	15.39	7.70	24279.98	-37933.04	3.46
19	4.95	100.00	60.00	15.39	7.70	21161.32	-37180.77	2.85
20	5.23	100.00	60.00	15.39	7.70	18636.67	-36571.79	2.38
21	5.50	100.00	60.00	15.39	7.70	16559.08	-36070.65	2.01

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 5

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	24.35
3	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	24.35
4	0.93	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	14.86
5	1.42	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	10.74
6	1.90	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	21.82
7	2.38	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	10.34
8	2.87	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	2.88
9	3.35	100.00	30.00	17.75	10.05	0.00	16798.51	3.23
10	3.83	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	3.02
11	4.32	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	2.05
12	4.80	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	1.49

COMBINAZIONE n° 6

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X=0.00 Y=-5.80
Punto superiore superficie di spinta	X=0.00 Y=0.00
Altezza della superficie di spinta	5.80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Valore della spinta statica	9286.89 [kg]
Componente orizzontale della spinta statica	8779.03 [kg]
Componente verticale della spinta statica	3029.04 [kg]
Punto d'applicazione della spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63 [°]
Incremento sismico della spinta	1189.79 [kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X=0.00 Y=-3.87
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.38 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.00 [kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=0.00 Y=0.00
Inerzia del muro	922.50 [kg]
Inerzia verticale del muro	-461.25 [kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.00 [kg]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	4100 [kg]
Reazione vincolare	346 [kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	10480.27 [kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	19355.85 [kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	41726.90 [kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	196920.94 [kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	19355.85 [kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	10480.27 [kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [m]
Risultante in fondazione	22011.02 [kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	28.43 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00 [kgm]
Carico ultimo della fondazione	520211.62 [kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.40 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3584 [kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.3584 [kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N _c = 34.96	N' _c = 34.96
N _q = 20.58	N' _q = 20.58

$$N_{\gamma} = 17.00$$

$$N'_{\gamma} = 17.00$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

4.72

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

99.99

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

26.88

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale

1.05

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

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 [kg]

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 [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3.06 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.56

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.65

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.50

Larghezza della striscia dx[m]= 0.41

Coefficiente di sicurezza C= 1.05

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	829.66	79.87	816.72	2.31	29.26	0.000	0.000
2	1984.08	65.46	1804.92	0.98	29.26	0.000	0.000
3	2544.79	57.86	2154.72	0.76	29.26	0.000	0.000
4	2968.48	51.66	2328.41	0.65	29.26	0.000	0.000
5	3317.21	46.24	2395.82	0.59	29.26	0.000	0.000
6	3610.25	41.31	2383.45	0.54	29.26	0.000	0.000
7	3857.92	36.74	2307.77	0.51	29.26	0.000	0.000
8	4068.46	32.43	2181.58	0.48	29.26	0.000	0.000
9	4867.30	28.31	2308.39	0.46	29.26	0.000	0.000
10	6011.27	24.35	2478.60	0.45	29.26	0.000	0.000
11	1084.83	20.51	380.12	0.43	29.26	0.000	0.000
12	661.97	16.77	190.96	0.42	29.26	0.000	0.000
13	743.31	13.09	168.39	0.42	29.26	0.000	0.000
14	804.19	9.48	132.39	0.41	29.26	0.000	0.000
15	845.35	5.90	86.83	0.41	29.26	0.000	0.000
16	867.30	2.34	35.38	0.41	29.26	0.000	0.000
17	870.31	-1.21	-18.38	0.41	29.26	0.000	0.000
18	854.39	-4.76	-70.95	0.41	29.26	0.000	0.000
19	819.37	-8.33	-118.77	0.41	29.26	0.000	0.000
20	764.83	-11.94	-158.22	0.41	29.26	0.000	0.000
21	4790.09	-15.59	-1287.54	0.42	29.26	0.000	0.000

Relazione di calcolo

22	587.94	-19.31	-194.44	0.43	29.26	0.000	0.000
23	396.58	-23.12	-155.72	0.44	29.26	0.000	0.000
24	253.77	-27.04	-115.36	0.46	29.26	0.000	0.000
25	84.08	-31.10	-43.43	0.47	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 48487.75$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 19991.64$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 22095.66$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00$ [kg]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 6

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 kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	-345.98
2	0.28	412.50	-88.85	-292.81
3	0.55	825.00	-156.97	-195.17
4	0.83	1237.50	-192.12	-53.06
5	1.10	1650.00	-182.07	133.53
6	1.38	2062.50	-114.60	364.58
7	1.65	2475.00	22.52	640.10
8	1.93	2887.50	241.53	960.09
9	2.20	3300.00	554.65	1324.55
10	2.48	3712.50	974.11	1733.48
11	2.75	4125.00	1512.14	2186.89
12	3.03	4537.50	2180.97	2684.76
13	3.30	4950.00	2992.83	3227.10
14	3.58	5362.50	3959.95	3813.91
15	3.85	5775.00	5094.56	4445.19
16	4.13	6187.50	6408.88	5120.95
17	4.40	6600.00	7915.18	5841.54
18	4.68	7012.50	9625.91	6607.75
19	4.95	7425.00	11553.63	7419.66
20	5.23	7837.50	13710.91	8277.27
21	5.50	8250.00	16109.81	9173.50

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 6

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 kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.45	286.98	1275.49
3	0.45	286.98	-2824.51
4	0.93	-747.12	-1454.54

5	1.42	-1119.07	-84.58
6	1.90	-828.88	1285.39
7	2.38	123.47	2655.36
8	2.87	1737.97	4025.33
9	3.35	4014.62	5395.30
10	3.83	6953.43	6765.27
11	4.32	10554.38	8135.23
12	4.80	14817.49	9505.20

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 6

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	60.00	7.70	7.70	0.00	0.00	1000.00
2	0.28	100.00	60.00	7.70	7.70	337687.97	72738.52	818.64
3	0.55	100.00	60.00	7.70	7.70	385887.94	73421.28	467.74
4	0.83	100.00	60.00	7.70	7.70	452276.25	70214.91	365.48
5	1.10	100.00	60.00	7.70	7.70	547888.40	60458.21	332.05
6	1.38	100.00	60.00	7.70	7.70	656288.10	36466.85	318.20
7	1.65	100.00	60.00	7.70	7.70	687405.67	-6254.87	277.74
8	1.93	100.00	60.00	7.70	7.70	611488.57	-51148.57	211.77
9	2.20	100.00	60.00	7.70	7.70	428204.52	-71970.45	129.76
10	2.48	100.00	60.00	7.70	7.70	255172.87	-66953.81	68.73
11	2.75	100.00	60.00	7.70	7.70	132791.06	-48678.47	32.19
12	3.03	100.00	60.00	7.70	7.70	72348.39	-34774.61	15.94
13	3.30	100.00	60.00	7.70	7.70	46597.42	-28173.39	9.41
14	3.58	100.00	60.00	7.70	7.70	33661.22	-24857.21	6.28
15	3.85	100.00	60.00	7.70	7.70	25930.86	-22875.55	4.49
16	4.13	100.00	60.00	15.39	7.70	40369.72	-41814.11	6.52
17	4.40	100.00	60.00	15.39	7.70	33480.67	-40152.37	5.07
18	4.68	100.00	60.00	15.39	7.70	28349.40	-38914.64	4.04
19	4.95	100.00	60.00	15.39	7.70	24395.81	-37960.98	3.29
20	5.23	100.00	60.00	15.39	7.70	21268.19	-37206.55	2.71
21	5.50	100.00	60.00	15.39	7.70	18741.77	-36597.14	2.27

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 6

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	0.00	100.00	30.00	7.70	0.00	0.00	0.00	1000.00
2	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	26.18
3	0.45	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	26.18
4	0.93	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	13.02
5	1.42	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	8.69
6	1.90	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	-9726.90	11.74
7	2.38	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	60.84
8	2.87	100.00	30.00	7.70	10.05	0.00	7512.57	4.32
9	3.35	100.00	30.00	17.75	10.05	0.00	16798.51	4.18
10	3.83	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	3.70
11	4.32	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	2.44
12	4.80	100.00	30.00	27.80	10.05	0.00	25734.94	1.74

1. Dimensionamento pozzetti della fognatura.

Per determinare le sollecitazioni agenti sui pozzetti si analizza la struttura suddivisa a pareti e si verifica il suo comportamento a piastra, ridistribuendo i carichi agenti secondo l'aliquota stabilita con la formula di Grashof approssimata.

La stessa analisi sarà effettuata per la soletta di fondazione e per quella di copertura. Per il terreno è stato utilizzato il modello di Winkler che equipara il terreno ad un letto di molle indipendenti ed è sufficientemente affidabile per edifici ordinari.

	dimensioni			s	y	z	P. PROPRIO	σ max	N	
	(m)	(m)	(m)	(m)			(kN)	(kN)	(N/mm ²)	
Pozzetto A	1,52	1,90	6,98	0,16	99,45%	0,55%	248,26	248	0,086	OK
Pozzetto A1	1,52	1,90	6,51	0,16	99,28%	0,72%	231,55	232	0,080	OK
Pozzetto B	1,52	2,05	6,35	0,16	98,93%	1,07%	235,76	236	0,076	OK
Pozzetto D	1,52	2,09	5,94	0,16	98,49%	1,51%	223,01	223	0,070	OK
Pozzetto D1	1,52	1,90	5,50	0,16	98,60%	1,40%	195,62	196	0,068	OK
Pozzetto D2	1,52	1,90	5,22	0,16 0,16	70,94% 98,28%	29,06% 1,72%	185,66	186	0,064	OK
Pozzetto E	1,52	2,00	5,00	0,16	97,50%	2,50%	183,04	183	0,060	OK
Pozzetto F	1,52	3,08	4,95	0,16	86,96%	13,04%	236,81	237	0,051	OK
Pozzetto G	1,52	3,06	2,47	0,16	29,80%	70,20%	117,65	118	0,025	OK
Pozzetto G1	1,52	1,90	1,91	0,16	50,52%	49,48%	67,93	68	0,024	OK

	dimensioni (m) (m) (m)			spessore (m)	y	z	SPINTA (kN/m)	Sy (kN/m)	Sz (kN/m)
Pozzetto A	1,52	1,90	6,98	0,16	99,45%	0,55%	122,13	121,46	0,67
				0,18	70,94%	29,06%			
				0,16	70,94%	29,06%			
Pozzetto A1	1,52	1,90	6,51	0,16	99,28%	0,72%	106,23	105,47	0,77
				0,18	70,94%	29,06%			
				0,16	70,94%	29,06%			
Pozzetto B	1,52	2,05	6,35	0,16	98,93%	1,07%	101,07	99,99	1,09
				0,18	76,79%	23,21%			
				0,16	76,79%	23,21%			
Pozzetto D	1,52	2,09	5,94	0,16	98,49%	1,51%	88,44	87,11	1,34
				0,18	78,14%	21,86%			
				0,16	78,14%	21,86%			
Pozzetto D1	1,52	1,90	5,50	0,16	98,60%	1,40%	75,83	74,76	1,06
				0,18	70,94%	29,06%			
				0,16	70,94%	29,06%			
Pozzetto D2	1,52	1,90	5,22	0,16	98,28%	1,72%	68,30	67,12	1,18
				0,18	70,94%	29,06%			
				0,16	70,94%	29,06%			
Pozzetto E	1,52	2,00	5,00	0,16	97,50%	2,50%	62,67	61,10	1,56
				0,18	74,98%	25,02%			
				0,16	74,98%	25,02%			
Pozzetto F	1,52	3,08	4,95	0,16	86,96%	13,04%	61,42	53,41	8,01
				0,18	94,40%	5,60%			
				0,16	94,40%	5,60%			
Pozzetto G	1,52	3,06	2,47	0,16	29,80%	70,20%	15,29	4,56	10,74
				0,18	94,26%	5,74%			
				0,16	94,26%	5,74%			
Pozzetto G1	1,52	1,90	1,91	0,16	50,52%	49,48%	9,14	4,62	4,52
				0,18	70,94%	29,06%			
				0,16	70,94%	29,06%			

	My (kNm)	Mz (kNm)		Mmax (Nm)	d (mm)	b (mm)	r	
Pozzetto A	36,54	2,71	parete	36539	130	1000	0,68	Rck30
	27,89	11,42	fondazione	27886	150	1000	0,90	Rck30
	20,22	10,35	soletta	20219	130	1000	0,91	Rck30
Pozzetto A1	31,73	2,70	parete	31728	130	1000	0,73	Rck30
	26,01	10,65	fondazione	26009	150	1000	0,93	Rck30
	20,22	10,35	soletta	20219	130	1000	0,91	Rck30
Pozzetto B	35,02	3,65	parete	35017	130	1000	0,69	Rck30
	30,93	9,35	fondazione	30928	150	1000	0,85	Rck30
	21,89	8,92	soletta	21885	130	1000	0,88	Rck30
Pozzetto D	31,71	3,93	parete	31708	130	1000	0,73	Rck30
	30,35	8,49	fondazione	30350	150	1000	0,86	Rck30
	22,27	8,57	soletta	22270	130	1000	0,87	Rck30
Pozzetto D1	22,49	2,68	parete	22491	130	1000	0,87	Rck30
	21,97	9,00	fondazione	21973	150	1000	1,01	Rck30
	20,22	10,35	soletta	20219	130	1000	0,91	Rck30
Pozzetto D2	20,19	2,68	parete	20193	130	1000	0,91	Rck30
	20,85	8,54	fondazione	20855	150	1000	1,04	Rck30
	20,22	10,35	soletta	20219	130	1000	0,91	Rck30
Pozzetto E	20,37	3,26	parete	20367	130	1000	0,91	Rck30
	22,88	7,63	fondazione	22875	150	1000	0,99	Rck30
	21,37	9,38	soletta	21370	130	1000	0,89	Rck30
Pozzetto F	42,22	16,35	parete	42225	130	1000	0,63	Rck30
	57,38	3,40	fondazione	57377	150	1000	0,63	Rck30
	26,90	3,23	soletta	26904	130	1000	0,79	Rck30
Pozzetto G	3,56	5,46	parete	5458	130	1000	1,76	Rck30
	28,28	1,72	fondazione	28279	150	1000	0,89	Rck30
	26,86	3,29	soletta	26864	130	1000	0,79	Rck30
Pozzetto G1	1,39	1,38	parete	1390	130	1000	3,49	Rck30
	7,63	3,13	fondazione	7631	150	1000	1,72	Rck30
	20,22	10,35	soletta	20219	130	1000	0,91	Rck30

	My (kNm)	Mz (kNm)		Mmax (Nm)	As (mmq)					
Pozzetto A	36,54	2,71	parete	36539	835	5	φ	16	1005	OK
	27,89	11,42	fondazione	27886	552	5	φ	12	565	OK
	20,22	10,35	soletta	20219	462	5	φ	12	565	OK
Pozzetto A1	31,73	2,70	parete	31728	725	5	φ	14	770	OK
	26,01	10,65	fondazione	26009	515	5	φ	12	565	OK
	20,22	10,35	soletta	20219	462	5	φ	12	565	OK
Pozzetto B	35,02	3,65	parete	35017	800	5	φ	16	1005	OK
	30,93	9,35	fondazione	30928	613	5	φ	14	770	OK
	21,89	8,92	soletta	21885	500	5	φ	12	565	OK
Pozzetto D	31,71	3,93	parete	31708	725	5	φ	14	770	OK
	30,35	8,49	fondazione	30350	601	5	φ	14	770	OK
	22,27	8,57	soletta	22270	509	5	φ	12	565	OK
Pozzetto D1	22,49	2,68	parete	22491	514	5	φ	12	565	OK
	21,97	9,00	fondazione	21973	435	5	φ	12	565	OK
	20,22	10,35	soletta	20219	462	5	φ	12	565	OK
Pozzetto D2	20,19	2,68	parete	20193	461	5	φ	12	565	OK
	20,85	8,54	fondazione	20855	413	5	φ	12	565	OK
	20,22	10,35	soletta	20219	462	5	φ	12	565	OK
Pozzetto E	20,37	3,26	parete	20367	465	5	φ	12	565	OK
	22,88	7,63	fondazione	22875	453	5	φ	12	565	OK
	21,37	9,38	soletta	21370	488	5	φ	12	565	OK
Pozzetto F	42,22	16,35	parete	42225	965	5	φ	16	1005	OK
	57,38	3,40	fondazione	57377	1136	6	φ	16	1206	OK
	26,90	3,23	soletta	26904	615	5	φ	14	770	OK
Pozzetto G	3,56	5,46	parete	5458	125	5	φ	8	251	OK
	28,28	1,72	fondazione	28279	560	5	φ	14	770	OK
	26,86	3,29	soletta	26864	614	5	φ	14	770	OK
Pozzetto G1	1,39	1,38	parete	1390	32	5	φ	8	251	OK
	7,63	3,13	fondazione	7631	151	5	φ	8	251	OK
	20,22	10,35	soletta	20219	462	5	φ	12	565	OK

2. Dimensionamento tubazioni della fognatura.

La tubazione utilizzata per realizzare il tratto di fognatura interrato è in calcestruzzo vibro compresso armato con Classe di resistenza a rottura ≥ 135 kN/m.

Assumendo quindi il comportamento rigido, si verifica la stabilità della tubazione se:

$$Q_t < K Q / \mu$$

Dove:

- Q_t = carico esterno totale di schiacciamento
- K = coefficiente di posa pari a 2,0
- Q = carico di rottura per schiacciamento
- μ = coefficiente di sicurezza allo schiacciamento pari a 1,5

	d_e (m)	d_i (m)	area (mq)	(m)	spessore (m)	P. PROPRIO (kN/m)	Q (kN/m)	K ____	Qr (kN/m)	
Pozzetto A	1,36	1,20	0,32	6,98	0,16	10,46	175,62	2	180,00	OK
Pozzetto A1	1,36	1,20	0,32	6,51	0,16	10,46	163,79	2	180,00	OK
Pozzetto B	1,36	1,20	0,32	6,35	0,16	10,46	159,77	2	180,00	OK
Pozzetto D	1,36	1,20	0,32	5,94	0,16	10,46	149,45	2	180,00	OK
Pozzetto D1	1,36	1,20	0,32	5,50	0,16	10,46	138,38	2	180,00	OK
Pozzetto D2	1,36	1,20	0,32	5,22	0,16	10,46	131,34	2	180,00	OK
Pozzetto E	1,36	1,20	0,32	5,00	0,16	10,46	125,80	2	180,00	OK
Pozzetto F	1,36	1,20	0,32	4,95	0,16	10,46	124,54	2	180,00	OK
Pozzetto G	1,36	1,20	0,32	2,47	0,16	10,46	62,15	2	180,00	OK
Pozzetto G1	1,36	1,20	0,32	1,91	0,16	10,46	48,06	2	180,00	OK