



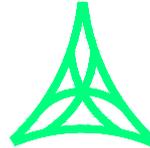
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:



PROGETTAZIONE:



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
 A4 VENEZIA - TRIESTE
 A23 PALMANOVA - UDINE
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)

AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE D'ARTE MINORI

Opera n°29: Sottopasso agricolo
 Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

07.01 . 10

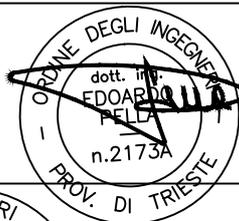
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

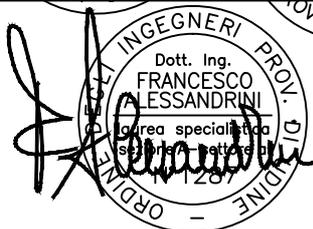
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :

dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:

dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:

dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:
 1207H0701100.doc
 1207H0701100.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N. PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

1. NOTE GENERALI SULLE ANALISI.....	2
1.1. DURABILITÀ	3
1.2. EFFETTI SULLA STRUTTURA	3
1.2.1. CARICHI MOBILI VERTICALI	3
1.2.2. CARICO DA FRENAMENTO.....	4
1.2.3. SPINTA DELLE TERRE	4
1.2.4. AZIONE D'URTO	4
1.2.5. AZIONE SISMICA	5
2. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DELLO SCATOLARE.....	6
2.1. SEZIONE CENTRALE.....	6
2.1.1. RISULTATI DELLE ANALISI	7
2.1.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	8
2.1.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	9
2.1.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	10
2.1.4.1. Urto contro la soletta del sottopasso	10
2.1.4.2. Urto contro le barriere di sicurezza	10
2.1.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	11
2.2. SEZIONE USCITA – PRIMO TRATTO.....	14
2.2.1. RISULTATI DELLE ANALISI	15
2.2.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	16
2.2.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	16
2.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	17
2.2.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	17
2.3. SEZIONE USCITA – SECONDO TRATTO	20
2.3.1. RISULTATI DELLE ANALISI	20
2.3.2. SEZIONI DI VERIFICA	21
2.3.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	22
2.3.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	22
2.3.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	23
3. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO	26
3.1. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 1	26
3.1.1. RISULTATI DELLE ANALISI	26
3.1.2. SEZIONI DI VERIFICA.....	27
3.1.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	28
3.1.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	28
3.1.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	28
3.2. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 2	30
3.2.1. RISULTATI DELLE ANALISI	30
3.2.2. SEZIONI DI VERIFICA	31
3.2.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI.....	32
3.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	32
3.2.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	32

1. NOTE GENERALI SULLE ANALISI

Il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera in esame è stato condotto, in sede di progettazione definitiva, ai sensi del D.M. 16.01.1996 e dell'O.P.C.M. 3274/03 e succ. modif. ed integrazioni.

L'entrata in vigore delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui al D.M. 14.01.2008 ha modificato in parte l'entità dei carichi di progetto, così come la modalità di esecuzione di alcune verifiche di sicurezza.

Nel seguito si evidenziano i principali aspetti interessati da queste modifiche, e come queste incidano su quanto già dimensionato e verificato.

In particolare si assume per gli elementi strutturali in esame:

Vita nominale 50 anni
Classe d'uso IV

Nel seguito sono evidenziati in **rosso** le grandezze modificate rispetto quanto previsto nella relazione di calcolo.

1.1. DURABILITÀ

Al fine di garantire i requisiti di durabilità i materiali previsti dovranno avere le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo delle strutture di fondazione	C25/30	XC2
Calcestruzzo delle elevazioni	C28/35	XC3
Calcestruzzo della soletta di impalcato	C28/35	XC3
Calcestruzzo per cordoli e velette	C32/40	XC4 - XF4
Acciaio da c.a.	B 450 C	

1.2. EFFETTI SULLA STRUTTURA

1.2.1. Carichi mobili verticali

Le azioni previste dal D.M. 14.01.2008 (nel seguito NTC08) sono ragguagliabili ad un sovraccarico uniformemente distribuito su un'impronta di 3.00x2.20m, applicato in sommità al terrapieno, con angolo di diffusione nel terreno di 30°.

La sezione oggetto di analisi interessata da tale azione, è quella rappresentante lo scatolare vero e proprio; il sovraccarico medio che si considerare nel calcolo è:

Opera		29																		
Calcolo sovraccarico medio in sommità del terrapieno																				
Impronta 1																				
Larghezza	B =	3.00	m																	
Lunghezza	L =	2.20	m																	
Angolo diffusione	a =	30	°																	
Altezza rilevato	H =	0.62	m																	
Incr larghezza	b =	0.36	m	nb =	1															
Incr lunghezza	l =	0.36	m	nl =	2															
Larghezza diffusa	B' =	3.36	m																	
Lunghezza diffusa	L' =	2.92	m																	
Carico totale	Q =	600	kN																	
Pressione impronta 1	p =	61.3	kN/mq																	
Impronta 2																				
Larghezza	B =	3.00	m																	
Lunghezza	L =	2.20	m																	
Angolo diffusione	a =	30	°																	
Altezza rilevato	H =	0.62	m																	
Incr larghezza	b =	0.36	m	nb =	2															
Incr lunghezza	l =	0.36	m	nl =	2															
Larghezza diffusa	B' =	3.72	m																	
Lunghezza diffusa	L' =	2.92	m																	
Carico totale	Q =	400	kN																	
Pressione impronta 2	p =	36.9	kN/mq																	
Larghezza totale	LT =	6.36	m	=B ₁ +B ₂ +b ₂																
Pressione media	pm =	60.2	kN/mq																	

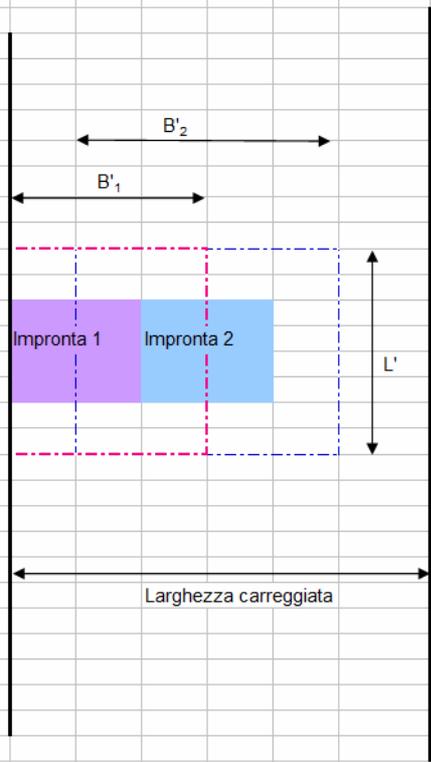


Figura 1: calcolo sovraccarico medio sul terrapieno

1.2.2. Carico da frenamento

L'azione di frenamento è esercitata sul piano stradale, ad almeno 0.60m dall'estradosso della struttura in esame. Considerata la larghezza dell'opera ed il rinterro della stessa, tale azione può essere trascurata in quanto la forza (applicata a livello del piano stradale) è trasferita direttamente al terreno circostante sfruttando la rigidità del materiale costituente il cassonetto stradale.

1.2.3. Spinta delle terre

La spinta delle terre contro i piedritti dello scatolare va calcolata in condizioni "a riposo"; l'altezza minima del terreno di ricoprimento da considerare è pari a 0.62m.

1.2.4. Azione d'urto

Lo scatolare ha altezza netta interna minima di 5.00m: l'azione d'urto da considerare, agente contro la soletta superiore dell'opera, è pari a:

$$FH = 500 \cdot 1.00 \cdot \cos(10^\circ) = 493 \text{ kN}$$

$$FV = 500 \cdot 1.00 \cdot \sin(10^\circ) = 87 \text{ kN}$$

Tale azione va combinata con i carichi variabili amplificati del coefficiente Ψ_{2i} , che nel caso in esame vale 0, e va applicata all'intradosso dell'impalcato.

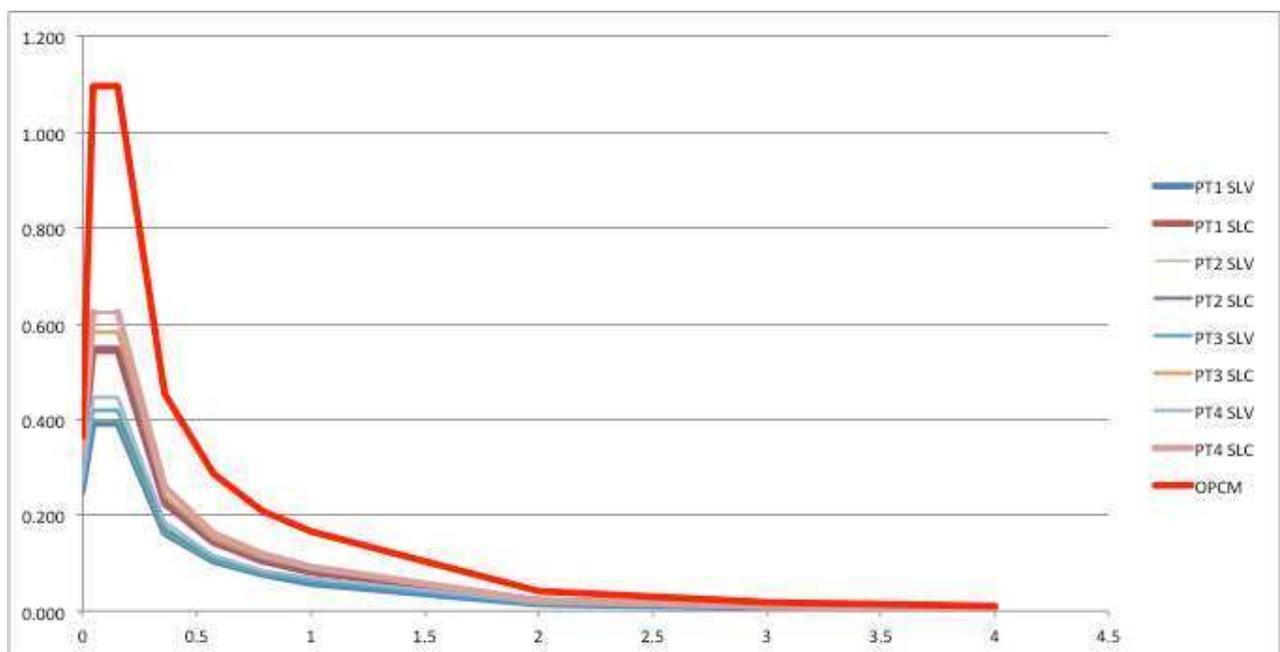
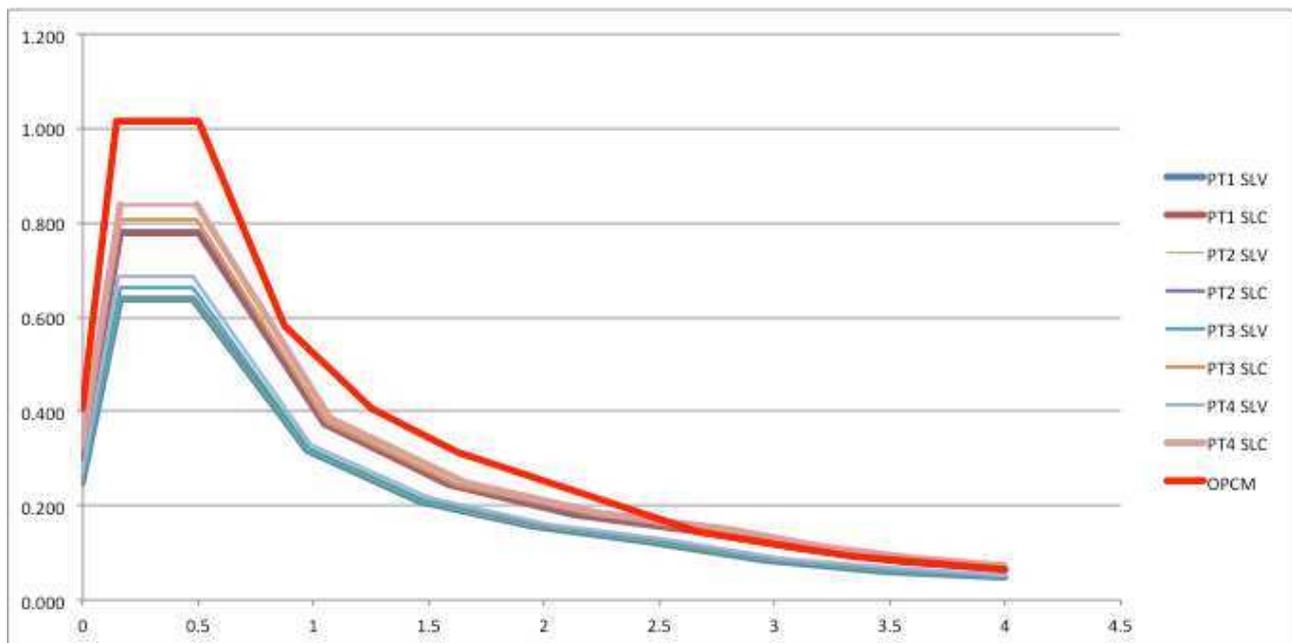
Si deve considerare inoltre l'azione d'urto contro le barriere di sicurezza poste in sommità del cordolo di bordo dello scatolare. La forza (orizzontale) ha intensità di 100 kN, è applicata ad 1.00m dal piano stradale, ad un interasse pari a quello dei montanti (=1.50m nel caso in esame).

1.2.5. Azione sismica

L'azione sismica assunta nella relazione di calcolo è sensibilmente cambiata nel passaggio normativo dalla OPCM 3274/03 alle NTC08.

Assumendo per l'opera in esame una vita nominale di 50 anni, ed una classe d'uso IV, si possono determinare gli spettri di progetto elastico (per $q=1$) relativi a 4 zone poste lungo lo sviluppo della tratta in esame, da Basagliapenta (punto 1) a Udine sud (punto 4), e confrontarli con quello utilizzato per il calcolo del ponte e dei suoi elementi strutturali.

I grafici riportano gli spettri di progetto elastico orizzontale (il primo) e verticale (il secondo) nei punti di controllo, come definiti dalla OPCM 3274/03.



Nel caso in esame, di struttura interrata, si ha una riduzione della pseudoaccelerazione “ a_{max} ” di progetto, che passa da 0.406g a 0.259g.

L'azione sismica è valutata assegnando a β_m il valore 1.00, e calcolando l'incremento di spinta del terreno col metodo di Wood.

2. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DELLO SCATOLARE

Si riporta nel seguito l'aggiornamento dell'analisi delle sezioni dello scatolare, applicando il nuovo set di carichi, e le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

L'analisi è condotta col programma di calcolo SCAT 10.03d, della Aztec Informatica, programma dedicato all'analisi di strutture scatolari interrate; s riporteranno nel seguito i principali dati di input ed output in formato grafico.

2.1. SEZIONE CENTRALE

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	6.00m
altezza netta	5.15m
spessore soletta di fondazione	0.70m
spessore piedritti	0.60m
spessore traverso superiore	0.60m
altezza ricoprimento traverso	0.62m

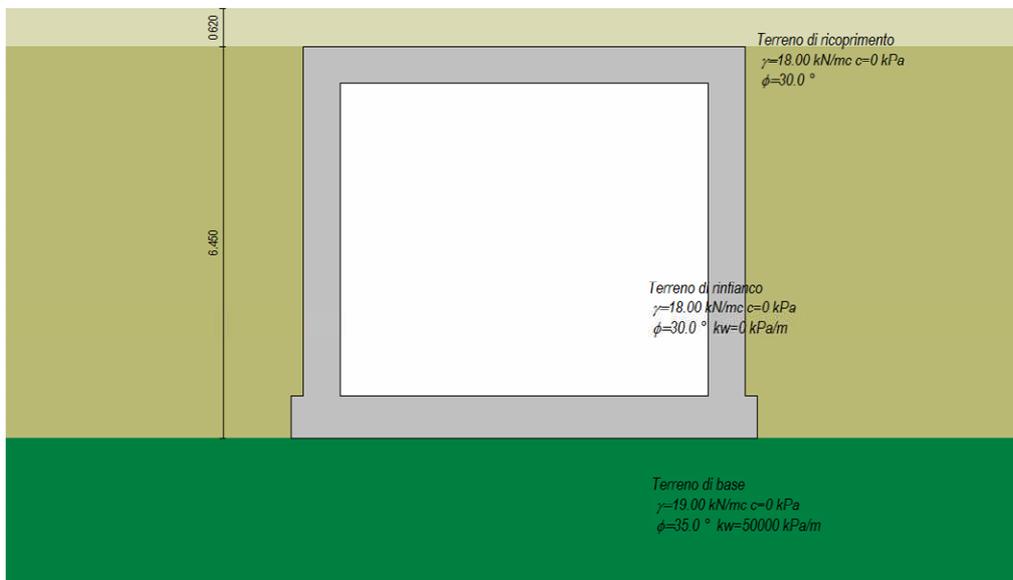


Figura 2: sezione tipo di calcolo

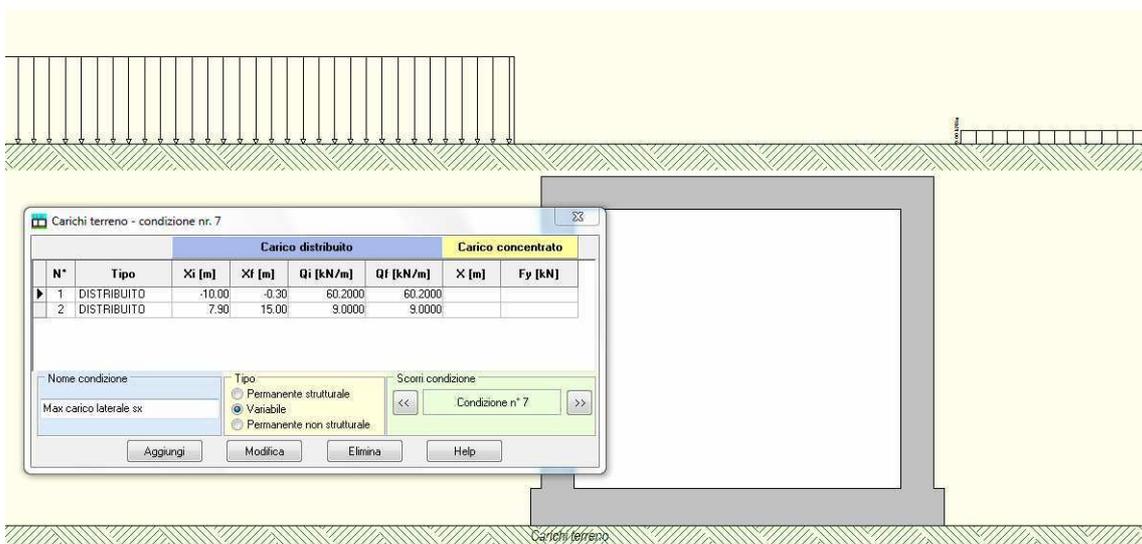


Figura 3: carico accidentale applicato a lato dello scatolare (max carico flessionale sui piedritti)

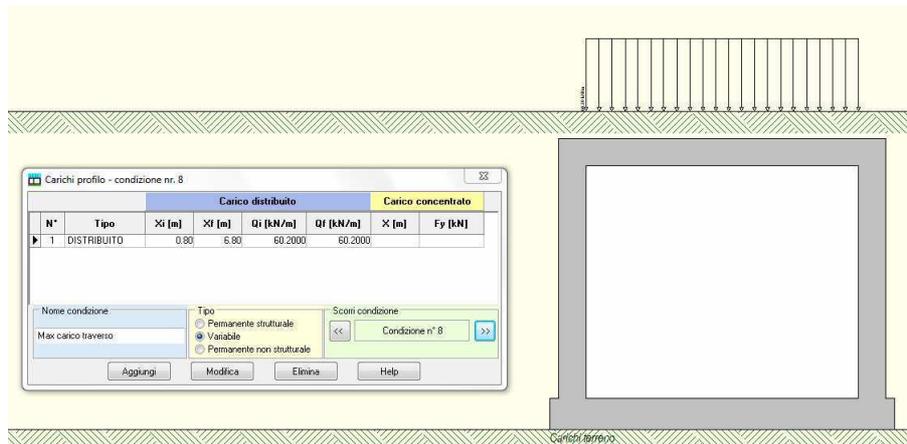


Figura 4: carico accidentale in mezzeria del traverso (max carico flessionale sul traverso)

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 5.1.V delle NTC08.

2.1.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

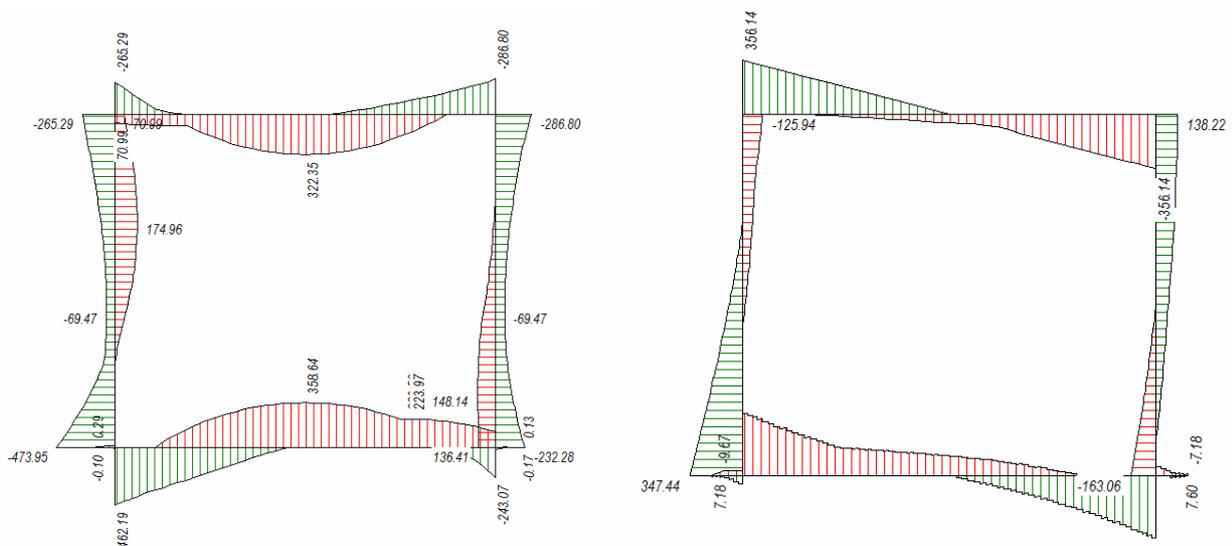


Figura 5: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

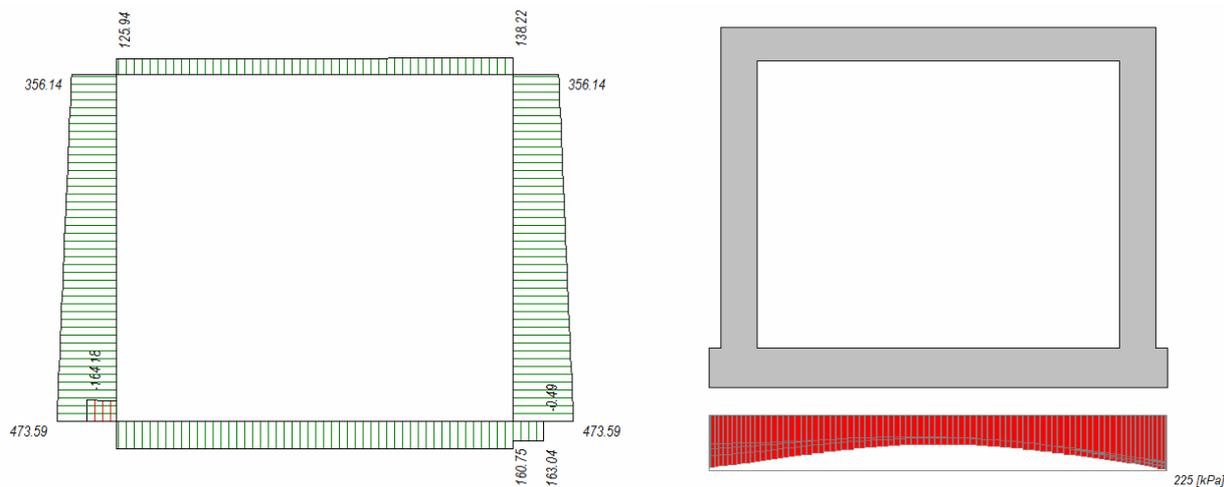


Figura 6: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

2.1.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

S1	sezione di incastro	dim. 1.00x0.70m Asup = $\Phi 20/20$ As,piegati = $\Phi 16/40$ – passo = 500mm - $\alpha = 45^\circ$	Ainf = $\Phi 26/20 + \Phi 16/40$
S2	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.70m Asup = $\Phi 20/20 + \Phi 16/40$	Ainf = $\Phi 26/20$

Elemento: piedritto

S3	sezione di incastro	dim. 1.00x0.60m As,est = $\Phi 20/20 + \Phi 26/20$ As,piegati = $\Phi 16/40$ – passo = 400mm - $\alpha = 45^\circ$	As,int = $\Phi 20/20$
S4	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.60m As,est = $\Phi 26/20$	As,int = $\Phi 20/20$

Elemento: traverso superiore

S5	sezione di incastro	dim. 1.00x0.60m Asup = $\Phi 16/20 + \Phi 20/20$ As,piegati = $\Phi 16/40$ – passo = 400mm - $\alpha = 45^\circ$	Ainf = $\Phi 20/20$
S6	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.60m Asup = $\Phi 20/20$	Ainf = $\Phi 20/20 + \Phi 16/40$

2.1.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Elemento:		Soletta di fondazione							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	S1	120	-132		-2.12	54.64			
	S2	120	115		-1.97	66.22			
SLE - Frequente	S1	150	-227		-3.59	101.40			
	S2	110	228		-3.83	158.80			
SLE - Rara	S1	150	-294		-4.60	137.40			
	S2	137	253		-4.26	172.90			
SLU	S1	185	-462	406			-811	221	445
	S2	145	359				547	221	
Elemento: Piedritto									
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	S3	173	-133		-2.61	47.53			
	S4	131	22		-0.50	1.48			
SLE - Frequente	S3	160	-232		-4.38	96.49			
	S4	110	65		-1.59	49.48			
SLE - Rara	S3	289	-294		-5.66	113.90			
	S4	245	15		-0.55	0.00			
SLU	S3	139	-474	347			-873	207	470
	S4	51	175				339	207	
Elemento: Soletta superiore									
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	S5	57	-81		-1.78	53.25			
	S6	57	62		-1.48	47.15			
SLE - Frequente	S5	67	-168		-3.63	119.30			
	S6	67	195		-4.53	172.60			
SLE - Rara	S5	98	-251		-5.43	178.50			
	S6	98	227		-5.30	196.50			
SLU	S5	135	-287	356			-557	207	470
	S6	95	322				449	207	

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per le sezioni S3/S4/S5/S6
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per le sezioni S3/S4/S5/S6

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "ordinario" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [220, 280] = 220 \text{ MPa}$ per $\Phi=26\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
c.c. q. perm $\sigma_{acc} < \min [200, 240] = 200 \text{ MPa}$ per $\Phi=26\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

2.1.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

Nella combinazione di carico eccezionale di urto di un veicolo contro gli elementi strutturali dell'opera, si possono identificare 2 situazioni:

1. urto contro la soletta superiore del sottopasso
2. urto contro le barriere di sicurezza fissate al cordolo superiore della soletta

2.1.4.1. Urto contro la soletta del sottopasso

L'azione da considerare è costituita da 2 componenti, una verticale e l'altra orizzontale.

La componente orizzontale ha intensità di 493 kN, ed è applicata al solettone di copertura; le sollecitazioni indotte in questo elemento sono di minima entità rispetto le resistenze in gioco: se ne può quindi omettere la verifica esplicita.

La componente verticale ha intensità di 87 kN, è applicata verso l'alto, nel caso peggiore in corrispondenza del bordo esterno della soletta.

Nell'ipotesi di diffusione a 30° dell'effetto di tale azioni, la striscia reagente ha ampiezza di 1.73m (=600*tan(30°)/2); lo schema statico è di trave su 2 appoggi, con luce di calcolo di 6.6m.

$$M_{SD} = 87 * 6.6/4 / 1.73 = 83 \text{ kNm/m} \quad \text{in mezzzeria}$$

Sommando tale effetto allo stato di sollecitazione pre-esistente (valutata nella c.c. quasi permanente), si ha:

$$\begin{aligned} M_{SD,app} &= -81 - 83 = -164 \text{ kNm/m} &< M_{SD,SLU} &= -287 \text{ kNm/m} \\ M_{SD,camp} &= +62 + 83 = +145 \text{ kNm/m} &< M_{SD,SLU} &= +322 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$V_{SD,app} = +86 + 83 = 169 \text{ kN/m} \quad < V_{SD,SLU} = 356 \text{ kN/m}$$

Le verifiche sono quindi soddisfatte.

2.1.4.2. Urto contro le barriere di sicurezza

È interessato da tale azione il cordolo verticale posto all'estremità della soletta superiore; l'altezza massima di tale elemento è di 1.15m, e lo spessore è di 0.70m.

Ipotizzando una diffusione dell'azione d'urto di 45° nel cordolo, e un interasse dei montanti di 1.50m, si ha:

$$L_{diff} = \min [2*H; 1.50] = 1.50\text{m}$$

Le azioni da applicare al cordolo nella c.c. eccezionale sono:

a. spinta del terreno	$S = \frac{1}{2} * 18 * 1.15^2 * 0.5 = 6 \text{ kN/m}$	$z = 0.39\text{m}$
b. spinta del terreno per sovraccarico	$S = (50 * 0.5) * 1.15 = 29 \text{ kN/m}$	$z = 0.58\text{m}$
c. azione d'urto	$S = 100/1.5 = 67 \text{ kN/m}$	$z = 2.05\text{m}$

$$M_{SD,max} = 6 * 0.39 + 29 * 0.58 + 67 * 2.05 = 157 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD,max} = 6 + 29 + 67 = 102 \text{ kN/m}$$

La sezione di incastro è armata con barre $\Phi 16/20$ sul lato esterno, e ($\Phi 16/20 + \Phi 16/40$) sul lato interno; la resistenza è pari a:

$$M_{Rd} \approx 0.9 * 640 * (200/0.2 + 200/0.4) * 450 = 388 \text{ kNm/m} > M_{SD,max}$$

$$V_{Rd} = (1000 * 640) * 0.525 / 1000 = 336 \text{ kN/m} > V_{SD,max}$$

2.1.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è banalmente verificata per la semplice geometria dell'opera, che è completamente interrata.

Allo stesso modo la verifica a scorrimento può considerarsi soddisfatta: nel caso peggiore si ha infatti:

azione orizzontale sollecitante	$F_{SD} = 327 \text{ kN/m}$
azione resistente per attrito	$F_{RD} = 473 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 211 \text{ kN/m}$
resistenza passiva	$F_{RDP} = ((0.62+6.45)/2)*19*3.0*6.45 = 1299 \text{ kN/m}$

Per il soddisfacimento della verifica è necessario utilizzare una parte della spinta passiva disponibile; l'entità di tale grandezza è calcolata come segue:

$$\Delta F = 327*1.1-211 = 149 \text{ kN/m}$$

$$K_{P,eff} = 149*3.00/1299 = 0.343 \quad (\approx 11.5\% \text{ di } K_P)$$

Lo sviluppo di tale azione non dà luogo a significativi spostamenti permanenti della struttura.

La capacità portante della fondazione dello scatolare è valutata nella c.c. allo SLU e SLV, secondo l'Approccio 2.

Le caratteristiche del terreno di fondazione sono quelle definite nella relazione di calcolo, mentre, limitatamente a questa sola verifica, al terreno è associato un angolo di attrito interno di 35°, valore superiore a quello utilizzato per la determinazione delle spinte, ma realistico in relazione alle modalità costruttive del rilevato.

c.c.	A1+M1 + R3			
SLU	V = -402 kN/m	H = 94 kN/m	e = B/6 = 7.6/6 = 1.27m	p _{max} = 215 kPa
SLV	V = -473 kN/m	H = 327 kN/m	e = 1.80m	p _{max} = 192 kPa

Terreno di fondazione								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat	coeff. mat	KN/m ³	m		
φ'	c'	cu	angolo at	coesione	γ	B		
35	0	0	1	1	19	7.6		
0.61087								
tg φ_c	0.7002075		φ_{ca}	35.00 °	c'_{ca}	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Terreno laterale								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat	coeff. mat	KN/m ³	m	m	
φ'	c'	cu	angolo at	coesione	γ	D	L	
35	0	0	1	1	18	7	11.35	
0.61087								
tg φ_c	0.7002075		φ_{ca}	35.00 °	c'_{ca}	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		1189	kN					
Carico orizzontale (H _B)		0	kN	(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0	kN	(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		0	kN					
Eccentricità "e _B "		1.27	m					
Eccentricità "e _L "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B'=	5.060	m	m _B =	1.6917				
L'=	11.350	m	m _L =	1.3083				
A'=	57.431	m ²						
θ =	90	°						
			η =	1.692				
a _{lat} =	9.02	(=e ^{$\pi \tan \theta_{ca}$})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{$\pi \tan \theta_{ca}$})						
			s_c	d_c	i_c	b_c	g_c	z_c
N _{q,lat} =	33.30		1.31	1.55	1.00	1.00	1.00	1.00
N _{q,fond} =	33.30				1.00			
			s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c
N _{c,lat} =	46.12		1.32	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00
N _{c,fond} =	46.12		0.09	0.37	1.00	0.00	0.00	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	33.92		0.82	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	1340	contributo terreno di fondazione						
	8533	contributo terreno laterale						
					γ_R =	2.30		
q _{ult} =	9873	kPa	Capacità portante unitaria di progetto		q _{ud} =	4292	kPa	
Q _{ult} =	566992	kN	Capacità portante di progetto		Q _{ud} =	246518	kN	

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

Terreno di fondazione								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat	coeff. mat	KN/m ³	m		
φ'	c'	cu	angolo at	coesione	γ	B		
35	0	0	1	1	19	7.6		
0.61087								
tg φ_0	0.7002075		$\varphi_0 = 35.00^\circ$		c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Terreno laterale								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat	coeff. mat	KN/m ³	m		
φ'	c'	cu	angolo at	coesione	γ	D		
35	0	0	1	1	18	7		
0.61087								
tg φ_0	0.7002075		$\varphi_0 = 35.00^\circ$		c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		473 kN						
Carico orizzontale (H _B)		327 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0.00 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		327 kN						
Eccentricità "e _B "		1.87 m						
Eccentricità "e _L "		0.00 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	3.860 m		m _B =	1.7462				
L' =	11.350 m		m _L =	1.2538				
A' =	43.811 mq							
$\theta =$	90°							
			$m =$	1.746				
a _{lat} =	9.02	(=e ^{m * tgφ_0})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{m * tgφ_0})						
			s_c	d_c	i_c	b_c	g_c	z_c
N _{q,lat} =	33.30		1.24	1.55	0.13	1.00	1.00	0.63
N _{q,fond} =	33.30				0.13			
			s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c
N _{c,lat} =	46.12		1.25	1.37	0.10	1.00	1.00	0.92
N _{c,fond} =	46.12		0.07	0.37	1.00	0.00	0.00	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	33.92		0.86	1.00	0.04	1.00	1.00	0.63
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	27	contributo terreno di fondazione						
	651	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	678	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	295 kPa	
Q _{ult} =	29713	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	12919 kN	

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

2.2. SEZIONE USCITA – PRIMO TRATTO

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	6.00m
altezza pareti	6.90m
spessore soletta di fondazione	0.70m
spessore piedritti	0.60m

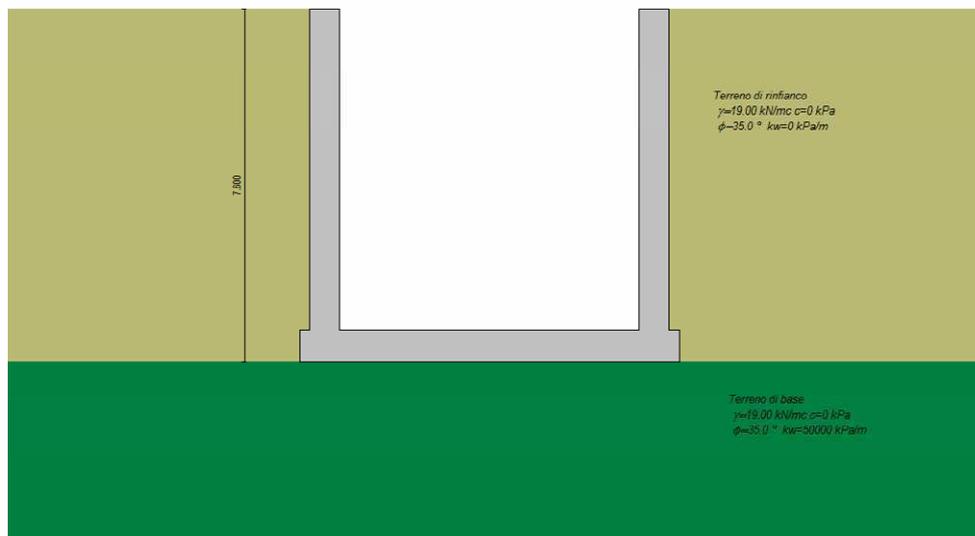


Figura 7: sezione tipo di calcolo

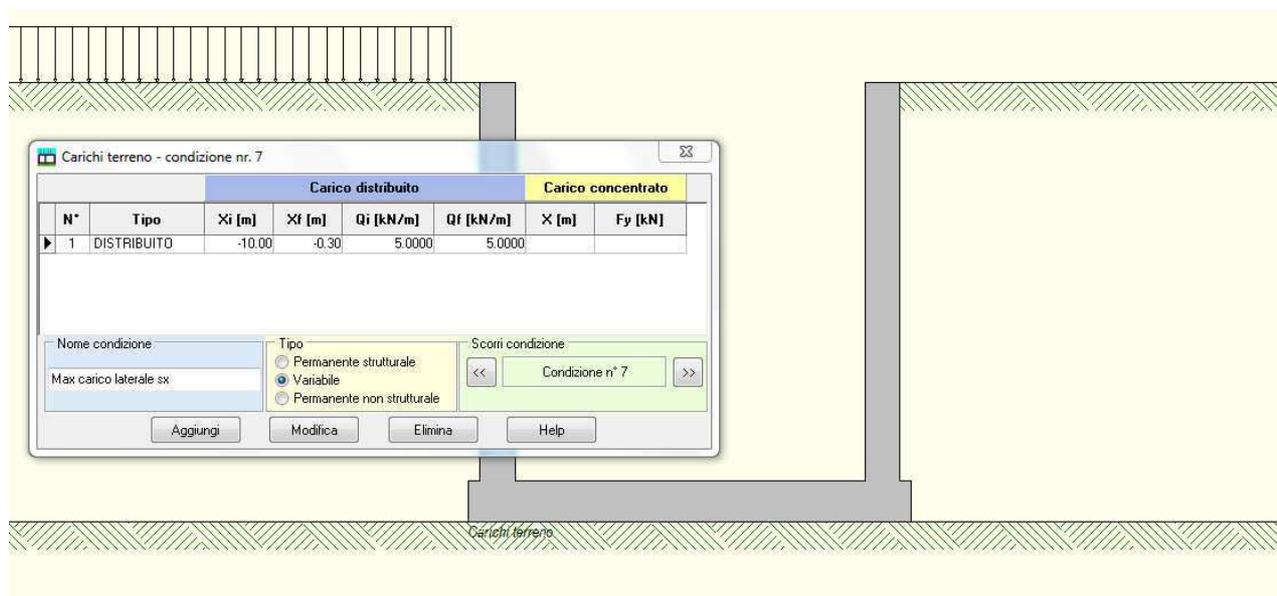


Figura 8: carico accidentale ($q=5 \text{ kPa}$) applicato a lato dello scatolare (max carico flessionale sui piedritti)

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

La spinta del terreno è valutata in condizioni di spinta attiva, e l'incremento sismico di tale carico è calcolato con la relazione di Mononobe/Okabe.

2.2.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

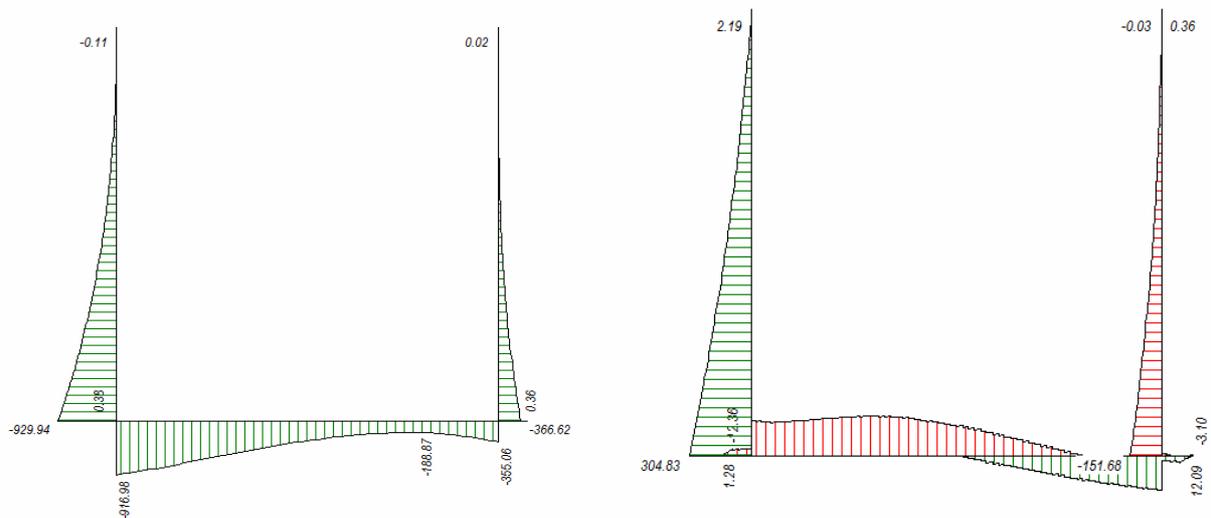


Figura 9: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU.

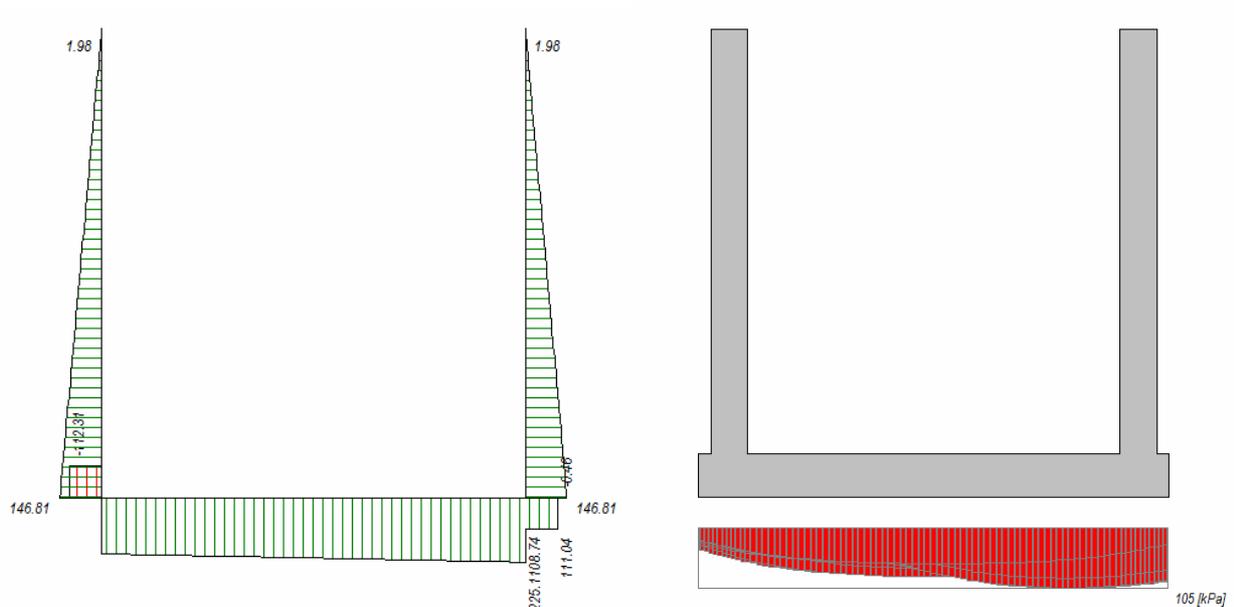


Figura 10: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

2.2.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

S1	sezione di incastro	dim. 1.00x0.70m Asup = $\Phi 20/20$	Ainf = $\Phi 20/20 + \Phi 26/20$
S2	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.70m Asup = $\Phi 20/20$	Ainf = $\Phi 20/20$

Elemento: piedritto

S3	sezione di incastro	dim. 1.00x0.60m As,est = $\Phi 26/20 + \Phi 26/20$	As,int = $\Phi 16/20$
----	---------------------	---	-----------------------

2.2.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Elemento:		Soletta di fondazione							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	S1	112	-263		-3.73	95.77			
	S2	112	-36		-0.69	9.86			
SLE - Frequente	S1	115	-282		-3.99	103.2			
	S2	115	-41		-0.79	13.48			
SLE - Rara	S1	116	-288		-4.08	105.5			
	S2	116	-43		-0.84	15.04			
SLU	S1	195	-917	173			-1056	220	
	S2	210	-328	192			-449	220	
Elemento:		Piedritto							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ_{cls} MPa	σ_{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	S3	109	-271		-4.86	97.91			
SLE - Frequente	S3	109	-291		-5.21	105.8			
SLE - Rara	S3	109	-297		-5.31	108.1			
SLU	S3	123	-930	108			-1054	207	

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per la sezione S3
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per la sezione S3

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "ordinario" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [220, 280] = 220 \text{ MPa}$ per $\Phi=26\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [200, 240] = 200 \text{ MPa}$ per $\Phi=26\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

2.2.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

L'azione d'urto che può interessare la sezione in esame è quella relativa all'urto diretto contro la parete: l'intensità della forza ortogonale alla parete è di 500 kN, applicata 0.50m o 1.25m dal piano viabile. Nel primo caso l'impronta ha altezza di 25cm e larghezza di 150cm, nel secondo altezza di 50cm e larghezza di 150cm.

Nell'ipotesi di assenza di terreno sul retro della parete, e diffusione a 45° degli effetti del carico orizzontale, si ha:

urto di automobile: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*0.5) = 100 \text{ kN/m}$
 $M_{SD} = [250 / (1.50+2*0.5)]*0.5 = 50 \text{ kNm/m}$

urto generico: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*1.25) = 63 \text{ kN/m}$
 $M_{SD} = [250 / (1.50+2*1.25)]*1.25 = 79 \text{ kNm/m}$

La sezione S3 presenta le seguenti resistenze:

$M_{Rd} = +227 \text{ kNm/m} > M_{Sd}$
 $V_{Rd} = 176 \text{ kN/m} > V_{Sd}$

La verifica di resistenza è quindi soddisfatta.

2.2.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è verificata per la semplice geometria dell'opera, che è interrata da entrambi i lati.

La verifica a scorrimento può considerarsi soddisfatta: nel caso peggiore si ha infatti:

azione orizzontale sollecitante $F_{SD} = 223 \text{ kN/m}$
azione resistente per attrito $F_{RD} = 449 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 200 \text{ kN/m}$
resistenza passiva $F_{RDP} = \frac{1}{2} * 19 * 7.6^2 * 3.0 = 1646 \text{ kN/m}$

Per il soddisfacimento della verifica è necessario utilizzare una parte della spinta passiva disponibile; l'entità di tale grandezza è calcolata come segue:

$$\Delta F = 223 * 1.1 - 200 = 23 \text{ kN/m}$$

$$K_{p,eff} = 3 * 23 / 1646 = 0.0419 \quad (\approx 1,4\% \text{ di } K_p)$$

La capacità portante della fondazione dello scatolare è valutata nella c.c. allo SLU e SLV, secondo l'Approccio 2.

c.c.	A1+M1 + R3			
SLU	$V = - \text{kN/m}$	$H = 0 \text{ kN/m}$	$e = B/6 = 7.6/6 = 1.27\text{m}$	$p_{max} = 71 \text{ kPa}$
SLV	$V = -449 \text{ kN/m}$	$H = 223 \text{ kN/m}$	$e = 2.2\text{m}$	$p_{max} = 105 \text{ kPa}$

Terreno di fondazione							
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat	coeff. mat	KN/m ³	m	
φ'	c'	cu	angolo at	coesione	γ	B	
35	0	0	1	1	19	7.6	
0.61087							
tg φ'_d	0.7002075		$\varphi'_{d=}$	35.00 °	$c'_{d=}$	0 kPa	
					c_{ud}	0 kPa	
Terreno laterale							
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat	coeff. mat	KN/m ³	m	m
φ'	c'	cu	angolo at	coesione	γ	D	L
35	0	0	1	1	18	7	11.35
0.61087							
tg φ'_d	0.7002075		$\varphi'_{d=}$	35.00 °	$c'_{d=}$	0 kPa	
					c_{ud}	0 kPa	
Carico verticale (V)		403 kN					
Carico orizzontale (H _B)		11 kN	(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0 kN	(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		11 kN					
Eccentricità "e _B "		1.27 m					
Eccentricità "e _L "		0.00 m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen							
B' =	5.067 m		m _B =	1.6914			
L' =	11.350 m		m _L =	1.3086			
A' =	57.507 mq						
θ =	90 °						
			$m =$	1.691			
a _{lat} =	9.02	(=e ^m tg $\varphi'_{d=}$)					
a _{fond} =	9.02	(=e ^m tg $\varphi'_{d=}$)					
		s_c	d_c	i_c	b_c	g_c	z_c
N _{q,lat} =	33.30	1.31	1.55	0.95	1.00	1.00	1.00
N _{q,fond} =	33.30			0.95			
		s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c
N _{c,lat} =	46.12	1.32	1.37	0.95	1.00	1.00	1.00
N _{c,fond} =	46.12	0.09	0.37	1.00	0.00	0.00	
		s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	33.92	0.82	1.00	0.93	1.00	1.00	1.00
N _{y,fond} =	33.92						
In condizioni drenate:							
L	0	contributo coesivo					
	1245	contributo terreno di fondazione					
	8145	contributo terreno laterale					
					$\gamma_R =$	2.30	
q _{ult} =	9390 kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	4083 kPa	
Q _{ult} =	539990 kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	234778 kN	

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

Terreno di fondazione								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat	coeff. mat	KN/m ³	m		
φ'	c'	cu	angolo at	coesione	γ	B		
35	0	0	1	1	19	7.6		
0.61087								
tg φ_c	0.7002075		φ_{ca}	35.00 °	c'_{ca}	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Terreno laterale								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat	coeff. mat	KN/m ³	m	m	
φ'	c'	cu	angolo at	coesione	γ	D	L	
35	0	0	1	1	18	7	11.35	
0.61087								
tg φ_c	0.7002075		φ_{ca}	35.00 °	c'_{ca}	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		449.00 kN						
Carico orizzontale (H _B)		223.35 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0.00 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		223.35 kN						
Eccentricità "e _B "		2.00 m						
Eccentricità "e _L "		0.00 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	3.600 m		m _B =	1.7592				
L' =	11.350 m		m _L =	1.2408				
A' =	40.860 mq							
θ =	90 °							
			η =	1.759				
a _{lat} =	9.02	(=e ^{$\pi \cdot \tan \theta$})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{$\pi \cdot \tan \theta$})						
			s _c	d _c	i _c	b _c	g _c	z _c
N _{q,lat} =	33.30		1.22	1.55	0.30	1.00	1.00	0.63
N _{q,fond} =	33.30				0.30			
			s _c / s' _c	d _c / d' _c	i _c / i' _c	b _c / b' _c	g _c / g' _c	z _c
N _{c,lat} =	46.12		1.23	1.37	0.28	1.00	1.00	0.92
N _{c,fond} =	46.12		0.06	0.37	1.00	0.00	0.00	
			s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	z _y
N _{y,lat} =	33.92		0.87	1.00	0.15	1.00	1.00	0.63
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	96	contributo terreno di fondazione						
	1493	contributo terreno laterale						
					Y _R =	2.30		
q _{ult} =	1588	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	691 kPa	
Q _{ult} =	64896	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	28216 kN	

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

2.3. SEZIONE USCITA – SECONDO TRATTO

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	6.00m
altezza pareti	4.06m
spessore soletta di fondazione	0.50m
spessore piedritti	0.80m

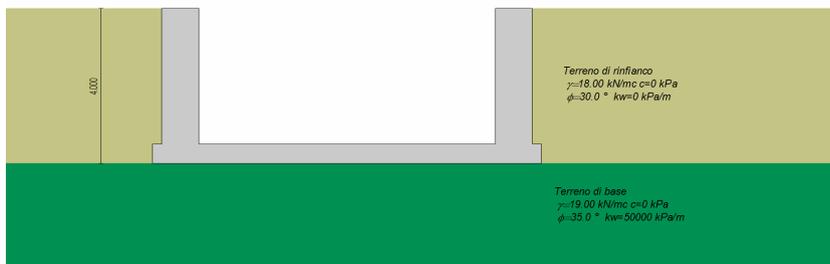


Figura 11: sezione tipo di calcolo

Il carico accidentale ha intensità di 10 kPa, ed è applicato in sommità al terrapieno sostenuto dalle due pareti, in modo analogo a quanto considerato per la sezione precedente.

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

La spinta del terreno è valutata in condizioni di spinta attiva, e l'incremento sismico di tale carico è calcolato con la relazione di Mononobe/Okabe.

2.3.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

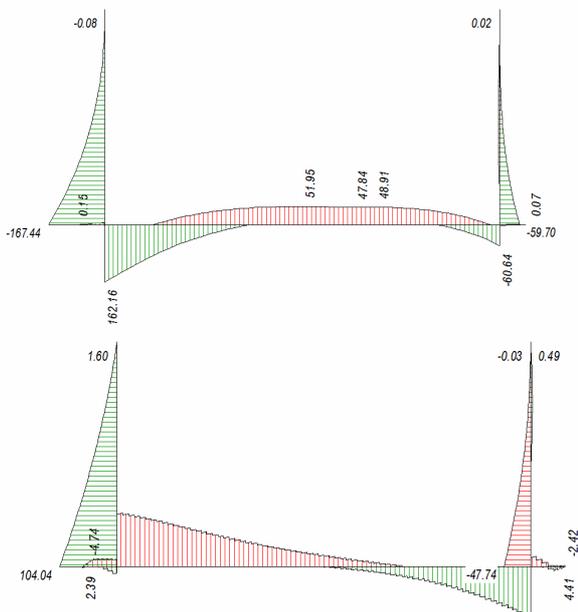


Figura 12: diagramma del momento flettente (sx) e del taglio (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

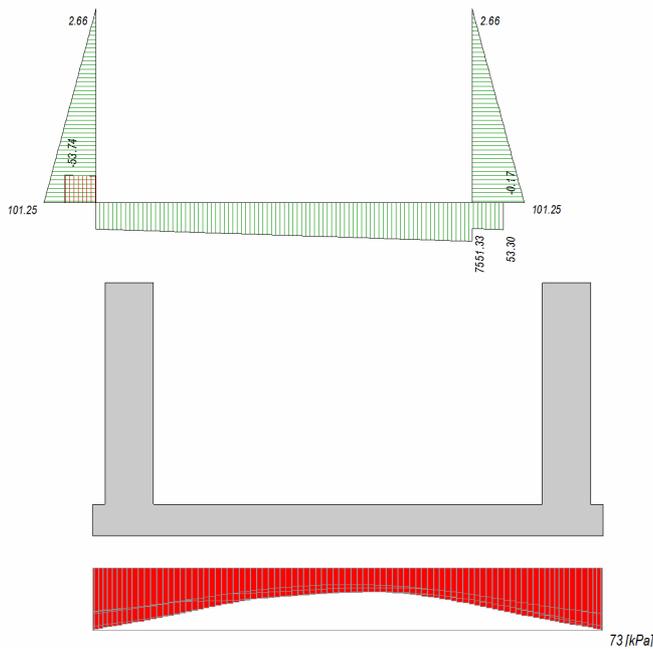


Figura 13: diagramma del carico assiale (sx) e delle pressioni al suolo (dx) della sezione in esame; i risultati sono espressi in [kN/m] e [kN/mq], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

2.3.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

S1	sezione di incastro	dim. 1.00x0.50m Asup = $\Phi 16/20$	Ainf = $\Phi 20/20$
S2	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.50m Asup = $\Phi 16/20$	Ainf = $\Phi 20/20$

Elemento: piedritto

S3	sezione di incastro	dim. 1.00x0.80m As,est = $\Phi 20/20$	As,int = $\Phi 12/20$
----	---------------------	--	-----------------------

2.3.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Verifiche strutturali delle sezioni della struttura di uscita - tratto 2									
Elemento:		Soletta di fondazione							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	S1	30	-38		-1.62	77			
	S2	30	40		-1.49	54			
SLE - Frequente	S1	31	-49		-2.08	103			
	S2	31	38		-1.49	54			
SLE - Rara	S1	31	-52		-2.20	110			
	S2	31	38		-1.42	50			
SLU	S1	45	-162	89			-270.9	169	
	S2	40	52				-181	169	
Elemento:		Piedritto							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	S3	75	-45		-0.77	21			
SLE - Frequente	S3	75	-50		-0.85	25			
SLE - Rara	S3	75	-52		-0.89	27			
SLU	S3	85	-167	104			-479	259	

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per la sezione S3
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per le sezioni S1 ed S2
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per la sezione S3

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "aggressivo" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [222, 240] = 222 \text{ MPa}$ per $\Phi=20\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
 c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [182, 160] = 160 \text{ MPa}$ per $\Phi=20\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

2.3.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

L'azione d'urto che può interessare la sezione in esame è quella relativa all'urto diretto contro la parete: l'intensità della forza ortogonale alla parete è di 500 kN, applicata 0.50m o 1.25m dal piano viabile. Nel primo caso l'impronta ha altezza di 25cm e larghezza di 150cm, nel secondo altezza di 50cm e larghezza di 150cm.

Nell'ipotesi di assenza di terreno sul retro della parete, e diffusione a 45° degli effetti del carico orizzontale, si ha:

urto di automobile: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*0.5) = 100 \text{ kN/m}$
 $M_{SD} = [250 / (1.50+2*0.5)]*0.5 = 50 \text{ kNm/m}$

urto generico: $V_{SD} = 250 / (1.50+2*1.25) = 63 \text{ kN/m}$
 $M_{SD} = [250 / (1.50+2*1.25)]*1.25 = 79 \text{ kNm/m}$

La sezione S3* (spessore minimo 48cm) presenta le seguenti resistenze:

$$M_{Rd} = +245 \text{ kNm/m} > M_{Sd}$$

$$V_{Rd} = 179 \text{ kN/m} > V_{Sd}$$

La verifica di resistenza è quindi soddisfatta.

2.3.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è soddisfatta per la semplice geometria dell'opera, che è interrata da entrambi i lati.

La verifica a scorrimento può considerarsi soddisfatta: nel caso peggiore si ha infatti:

azione orizzontale sollecitante	$F_{SD} = 107 \text{ kN/m}$
azione resistente per attrito	$F_{RD} = 315 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 140 \text{ kN/m}$

$$C.S. = 140/107 = 1.30 > 1.10$$

La capacità portante della fondazione dello scatolare è valutata nella c.c. allo SLU e SLV, secondo l'Approccio 2.

c.c.	A1+M1 + R3			
SLU	$V = -380 \text{ kN/m}$	$H = 0 \text{ kN/m}$	$e = B/6 = 8.00/6 = 1.33\text{m}$	$p_{max} = 72 \text{ kPa}$
SLV	$V = -243 \text{ kN/m}$	$H = 107 \text{ kN/m}$	$e = B/6 = 8.00/6 = 1.33\text{m}$	$p_{max} = 73 \text{ kPa}$

Terreno di fondazione							
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attr	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B	
35	0	0	1	1	19	8	
0.610865							
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0 kPa	
					c_{ud}	0 kPa	
Terreno laterale							
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attr	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L
30	0	0	1	1	18	4	12
0.523599							
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d = 30.00^\circ$		c'_d	0 kPa	
					c_{ud}	0 kPa	
Carico verticale (V)		380 kN					
Carico orizzontale (H _B)		0 kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		0 kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		0 kN					
Eccentricità "e _B "		1.33 m					
Eccentricità "e _L "		0.00 m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen							
B' =	5.333 m	m _B =		1.6923			
L' =	12.000 m	m _L =		1.3077			
A' =	64.000 mq						
$\theta =$	90°						
		→ m =		1.692			
a _{lat} =	6.13	(=e ^{π tg φ_d})					
a _{fond} =	9.02	(=e ^{π tg φ_d})					
		s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,lat} =	18.40	1.31	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
N _{q,fond} =	33.30			1.00			
		s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c
N _{c,lat} =	30.14	1.32	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
N _{c,fond} =	46.12	0.09	0.20	1.00	0.00	0.00	
		s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	15.07	0.82	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N _{y,fond} =	33.92						
In condizioni drenate:							
L	0	contributo coesivo					
	1413	contributo terreno di fondazione					
	2256	contributo terreno laterale					
					$\gamma_R =$	2.30	
q _{ult} =	3669 kPa	Capacità portante unitaria di proge			q _{ud} =	1595 kPa	
Q _{ult} =	234817 kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	102094 kN	

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

Terreno di fondazione								
ang. attrito ϕ'	coesione c'	coes. non dr c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B		
35	0	0	1	1	19	8		
0.61087								
tg ϕ_d	0.70020754		$\phi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Terreno laterale								
ang. attrito ϕ'	coesione c'	coes. non dr c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L	
30	0	0	1	1	18	4	12	
0.5236								
tg ϕ_d	0.57735027		$\phi_d = 30.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		243.00	kN					
Carico orizzontale (H _B)		107.00	kN	(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		0.00	kN	(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		107.00	kN					
Eccentricità "e _B "		1.40	m					
Eccentricità "e _L "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	5.200	m		m _B =	1.6977			
L' =	12.000	m		m _L =	1.3023			
A' =	62.400	mq						
$\theta =$	90	°						
				\longrightarrow	m =	1.698		
a _{lat} =	6.13	(=e ^{π tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{π tg φ_d})						
N _{q,lat} =	18.40		s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,fond} =	33.30		1.30	1.30	0.37	1.00	1.00	0.63
					0.37			
N _{c,lat} =	30.14		s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c
N _{c,fond} =	46.12		1.31	1.20	0.35	1.00	1.00	0.92
			0.09	0.20	1.00	0.00	0.00	
N _{y,lat} =	15.07		s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,fond} =	33.92		0.83	1.00	0.21	1.00	1.00	0.63
In condizioni drenate:								
	0	contributo coesivo						
	182	contributo terreno di fondazione						
	527	contributo terreno laterale						
						$\gamma_R =$	2.30	
q _{ult} =	710	kPa	Capacità portante unitaria di progetto	q _{ud} =	309	kPa		
Q _{ult} =	44296	kN	Capacità portante di progetto	Q _{ud} =	19259	kN		

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo.

3. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO

Si riporta nel seguito l'aggiornamento dell'analisi delle sezioni dei muri di sostegno posti a ridosso del nastro stradale, applicando il nuovo set di carichi, e le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

L'analisi è condotta col programma di calcolo MAX 10.10d, della Aztec Informatica, programma dedicato all'analisi di strutture scatolari interrate; s riporteranno nel seguito i principali dati di input ed output in formato grafico.

3.1. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 1

La sezione di calcolo presenta caratteristiche geometriche variabili, per adattarsi al meglio al piano stradale inclinato. La sezione di calcolo considerata è quella che presenta la massima altezza della parete; le caratteristiche geometriche sono illustrate nella figura seguente.

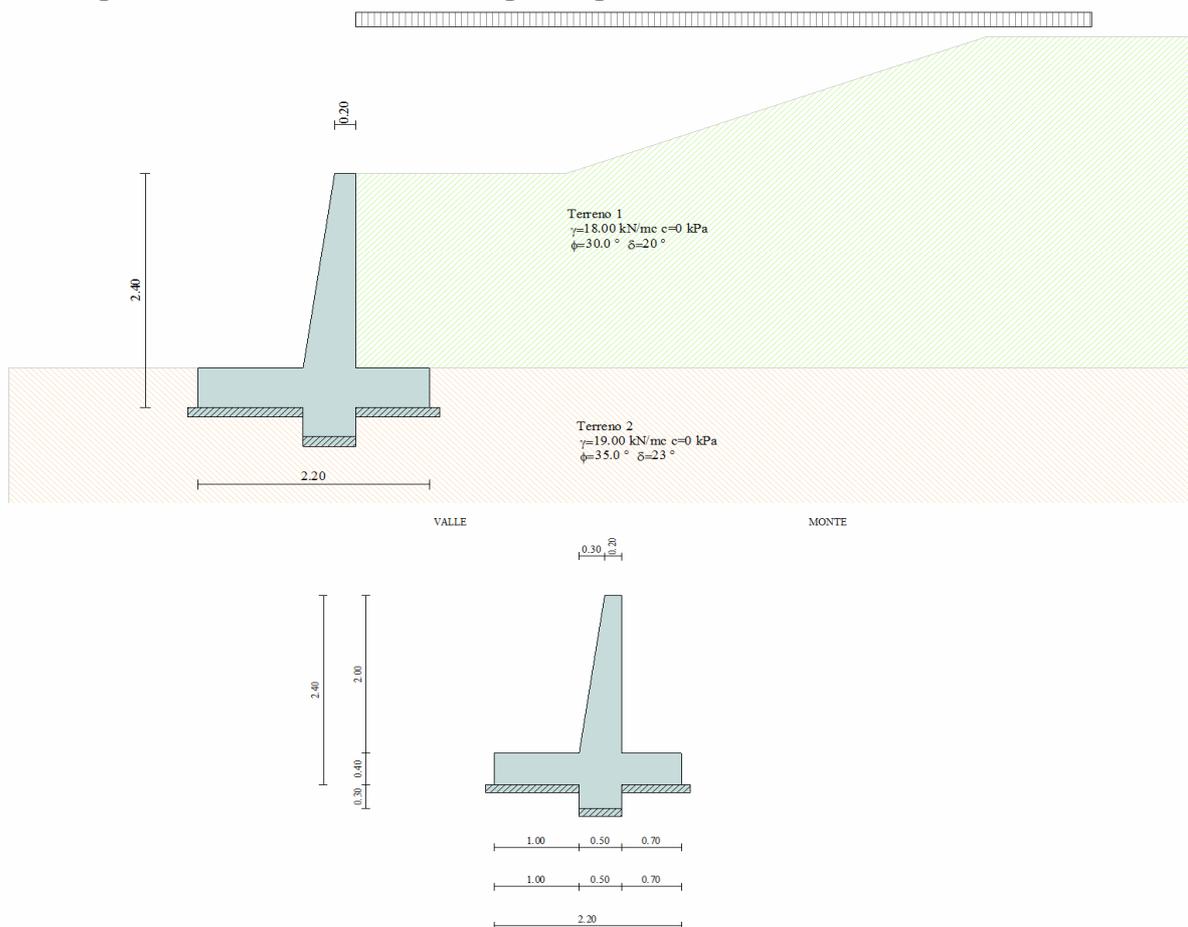


Figura 14: sezione tipo di calcolo

Il carico accidentale ha intensità di 2 kPa (neve), ed è applicato in sommità al terrapieno sostenuto dal muro.

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

La spinta del terreno è valutata in condizioni di spinta attiva, e l'incremento sismico di tale carico è calcolato con la relazione di Mononobe/Okabe.

3.1.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

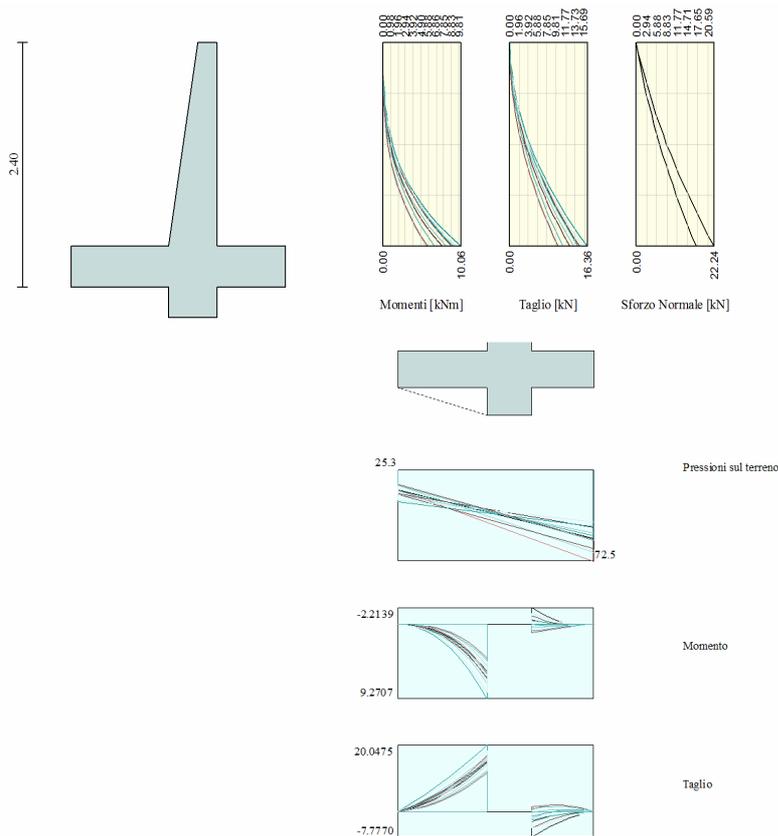


Figura 15: diagramma delle sollecitazioni nella parete e nella soletta di fondazione; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

3.1.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

M1 sezione di incastro dim. 1.00x0.40m
 Asup = $\Phi 12/20$ Ainf = $\Phi 12/20$

Elemento: parete

M2 sezione di incastro dim. 1.00x0.35m
 As,est = $\Phi 16/20$ As,int = $\Phi 12/20$

3.1.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Verifiche strutturali delle sezioni del muro di sostegno - tipo 1									
Elemento:		Soletta di fondazione							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	M1	0	-5		-0.46	28			
SLE - Frequente	M1	0	-5		-0.46	28			
SLE - Rara	M1	0	-5		-0.46	28			
SLU	M1	0	-10	21			-79	139	
Elemento:		Parete							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	M2	-17	-6		-0.52	14			
SLE - Frequente	M2	-17	-6		-0.52	14			
SLE - Rara	M2	-17	-7		-0.61	18			
SLU	M2	-17	-11	16			-112	138	

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per la sezione M1
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per la sezione M2
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per la sezione M1
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per la sezione M2

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "aggressivo" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [240, 240] = 240 \text{ MPa}$ per $\Phi=16\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
 c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [200, 160] = 160 \text{ MPa}$ per $\Phi=16\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

3.1.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

Si possono omettere considerata la destinazione d'uso del sottopasso (pista ciclabile).

3.1.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è verificata in quanto nelle combinazioni di carico "EQU+M2" la risultante cade sempre internamente al sedime della fondazione.

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte									
Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]	
1	A1-M1 - [1]	--	--	1.99	9.99	--	21.5471	0.0000	
2	A1-M1 - [1]	--	--	2.47	9.24	--	21.5471	0.0000	
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.15	9.27	--	21.5471	0.0000	
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.31	9.97	--	21.5471	0.0000	
5	A2-M2 - [1]	--	--	1.55	4.40	--	21.5444	0.0000	
6	EQU - [1]	--	5.57	--	--	--	23.8397	0.0000	
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.38	21.5444	0.0000	
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.77	7.20	--	14.8313	3.9390	
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.73	7.58	--	14.8313	2.8560	
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.14	2.59	--	18.9321	6.3758	
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.11	2.70	--	18.9321	5.0757	
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	4.20	--	--	--	18.9321	5.0757	
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	4.87	--	--	--	18.9321	6.3758	
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.28	18.9321	6.3758	
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.27	18.9321	5.0757	
16	SLEQ - [1]	--	--	2.71	12.96	--	14.8313	0.0000	
17	SLEF - [1]	--	--	2.67	12.79	--	15.1330	0.0000	
18	SLER - [1]	--	--	2.52	12.13	--	16.3419	0.0000	

La verifica a scorrimento è soddisfatta, in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore a 1.10. Tale risultato è ottenuto trascurando il contributo della resistenza passiva di valle.

La capacità portante della fondazione è calcolata automaticamente dal programma di calcolo, per ogni combinazione di carico, col metodo di Hansen; in condizioni sismiche il coefficiente N_{γ} è moltiplicato per un fattore riduttivo pari a 0.65.

La stabilità globale del sistema, valutata col il metodo di Fellenius (che considera delle superfici di scivolamento circolari), porta ad avere un coefficiente di sicurezza di 1.27.

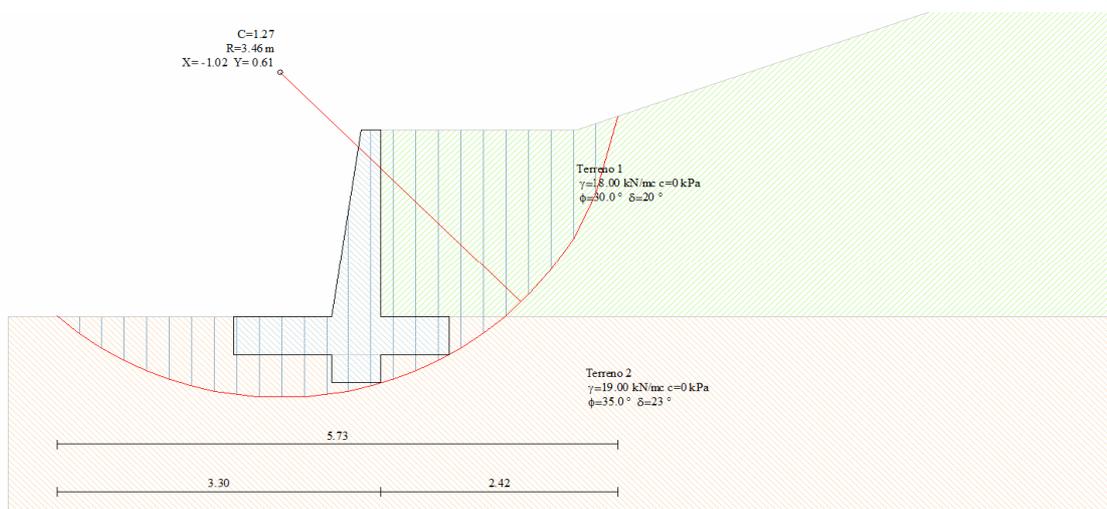


Figura 16: cerchio di scivolamento critico

3.2. MURO LATERALE DELLA TRINCEA – TIPO 2

La sezione di calcolo presenta caratteristiche geometriche variabili, per adattarsi al meglio al piano stradale inclinato. La sezione di calcolo considerata è quella che presenta la massima altezza della parete; le caratteristiche geometriche sono illustrate nella figura seguente.

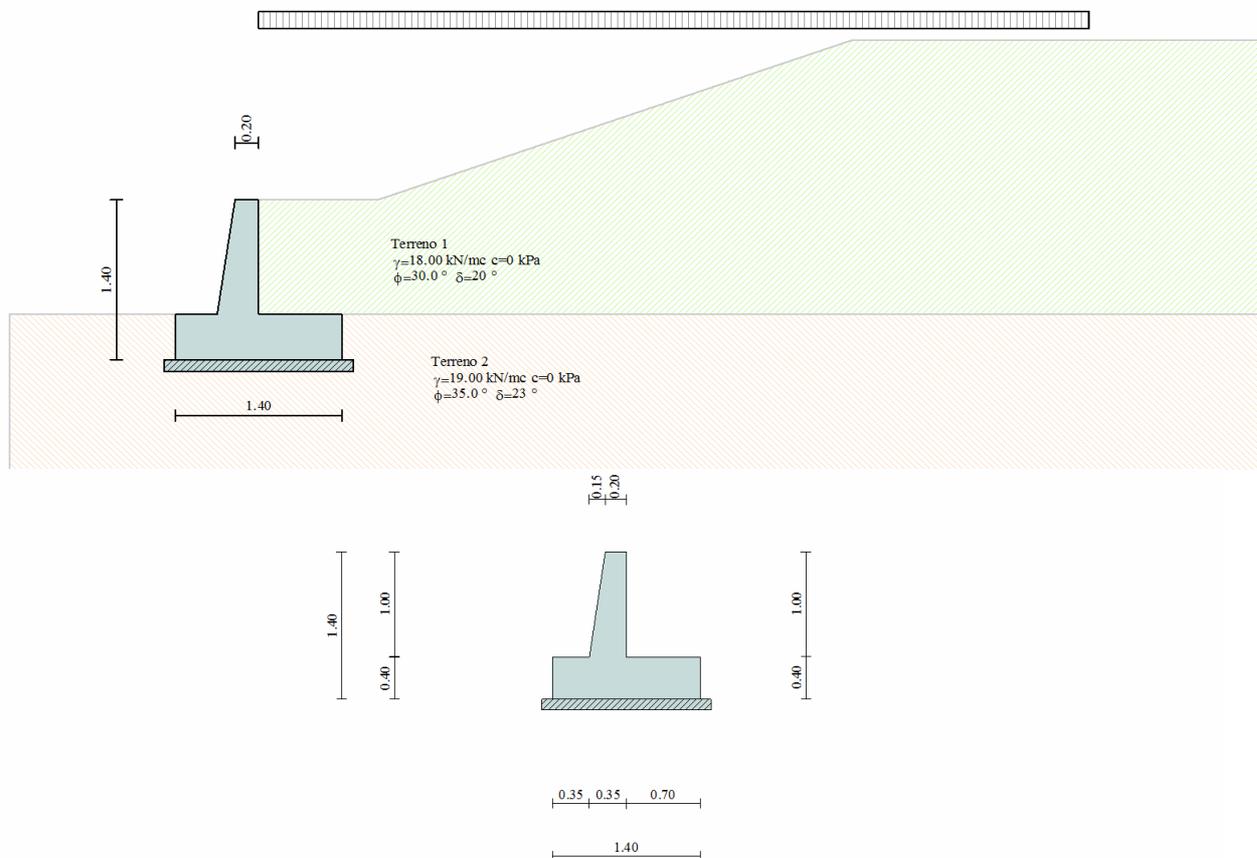


Figura 17: sezione tipo di calcolo

Il carico accidentale ha intensità di 2 kPa (neve), ed è applicato in sommità al terrapieno sostenuto dal muro.

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 1, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

La spinta del terreno è valutata in condizioni di spinta attiva, e l'incremento sismico di tale carico è calcolato con la relazione di Mononobe/Okabe.

3.2.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

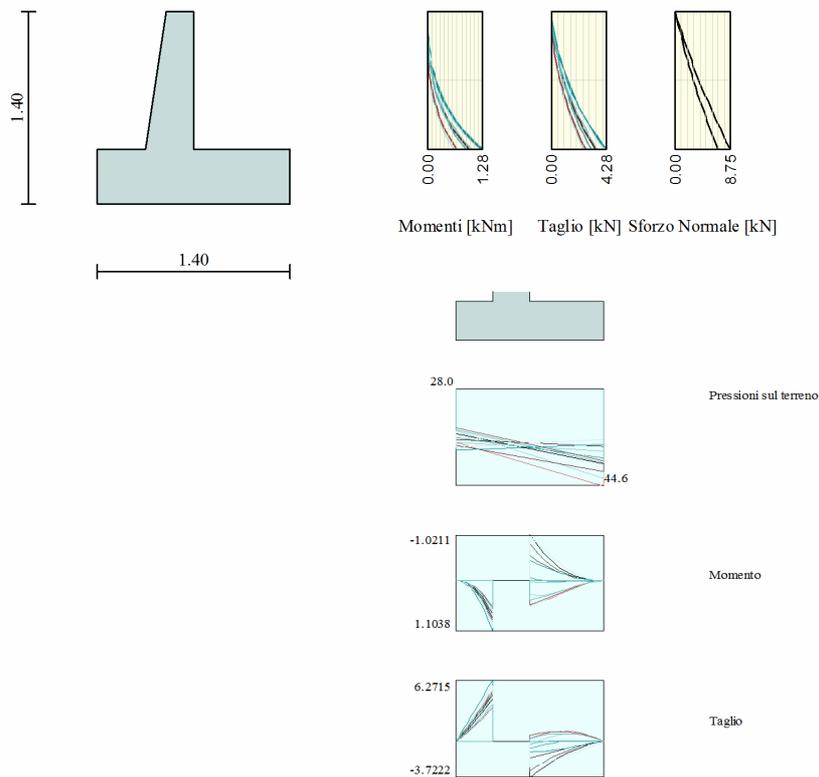


Figura 18: diagramma delle sollecitazioni nella parete e nella soletta di fondazione; i risultati sono espressi in [kNm/m] e [kN/m], e fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di carico allo SLU

3.2.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

Elemento: soletta di fondazione

M1 sezione di incastro dim. 1.00x0.30m
 $A_{sup} = \Phi 12/20$ $A_{inf} = \Phi 12/20$

Elemento: parete

M2 sezione di incastro dim. 1.00x0.25m
 $A_{s,est} = \Phi 12/20$ $A_{s,int} = \Phi 8/20$

3.2.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Verifiche strutturali delle sezioni del muro di sostegno - tipo 2									
Elemento:		Soletta di fondazione							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	M1	0	-1		-0.10	8			
SLE - Frequente	M1	0	-1		-0.10	8			
SLE - Rara	M1	0	-1		-0.10	8			
SLU	M1	0	2	7			79	111	
Elemento:		Parete							
Combinazione di carico	Sezione	N _{SD} kN/m	M _{SD} kNm/m	V _{SD} kN/m	σ _{cls} MPa	σ _{acc} MPa	M _{RD} kNm/m	V _{Rd} kN/m	V _{Rsd} kN/m
SLE - Q. Permanente	M2	-6	-1		-0.27	9			
SLE - Frequente	M2	-6	-1		-0.27	9			
SLE - Rara	M2	-6	-1		-0.27	9			
SLU	M2	-6	-2	5			-44	99	

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

c.c. rara $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$ per la sezione M1
 $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ per la sezione M2
 $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

c.c. q. perm. $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$ per la sezione M1
 $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ per la sezione M2

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "aggressivo" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [280, 240] = 240 \text{ MPa}$ per $\Phi=12\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$
 c.c. q.perm $\sigma_{acc} < \min [240, 160] = 160 \text{ MPa}$ per $\Phi=12\text{mm}$ e $s=200\text{mm}$

3.2.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

Si possono omettere considerata la destinazione d'uso del sottopasso (pista ciclabile).

3.2.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è verificata in quanto nelle combinazioni di carico "EQU+M2" la risultante cade sempre internamente al sedime della fondazione.

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte								
Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	A1-M1 - [1]	--	--	2.07	11.76	--	8.9062	0.0000
2	A1-M1 - [1]	--	--	2.58	10.75	--	8.9062	0.0000
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.26	11.00	--	8.9062	0.0000
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.38	11.51	--	8.9062	0.0000
5	A2-M2 - [1]	--	--	1.52	5.14	--	9.2827	0.0000
6	EQU - [1]	--	6.12	--	--	--	10.3040	0.0000
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.68	9.2827	0.0000
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.74	9.03	--	5.6968	1.7750
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.69	9.50	--	5.6968	1.3642
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.06	3.15	--	7.5551	3.0174
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.02	3.21	--	7.5551	2.5282
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	4.39	--	--	--	7.5551	2.5282
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	5.16	--	--	--	7.5551	3.0174
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.54	7.5551	3.0174
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.52	7.5551	2.5282
16	SLEQ - [1]	--	--	2.97	15.86	--	5.6968	0.0000
17	SLEF - [1]	--	--	2.89	15.51	--	5.8968	0.0000
18	SLEF - [1]	--	--	2.64	14.21	--	6.6971	0.0000

La verifica a scorrimento è soddisfatta, in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore a 1.00. Tale risultato è ottenuto considerando il contributo della resistenza passiva di valle, nella misura del 10%: ciò garantisce che non vi siano spostamenti permanenti significativi a seguito dell'attivazione di questa spinta.

La capacità portante della fondazione è calcolata automaticamente dal programma di calcolo, per ogni combinazione di carico, col metodo di Hansen; in condizioni sismiche il coefficiente N_γ è moltiplicato per un fattore riduttivo pari a 0.65.

La stabilità globale del sistema, valutata col il metodo di Fellenius (che considera delle superfici di scivolamento circolari), porta ad avere un coefficiente di sicurezza di 1.27.

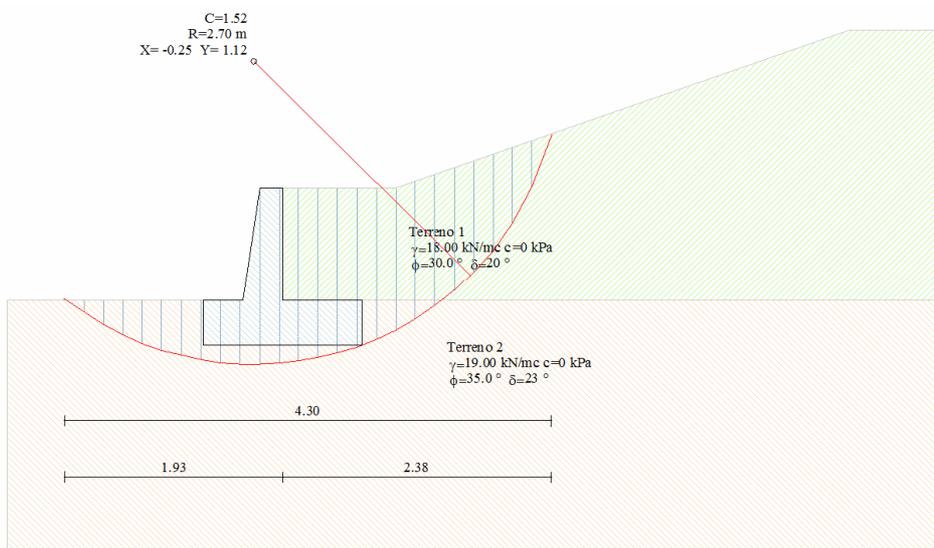


Figura 19: cerchio di scivolamento critico