



CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'
Servizio Programmazione e Coordinamento Viabilità
Ufficio Lavori Pubblici

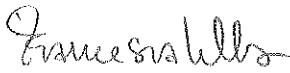


C.C. 30/17-PG

OGGETTO:

S.P. 55 DI MONEGLIA, SP 60 DI MASSO e SP 68 DEL FACCIU' - Lavori di sistemazione, consolidamento del corpo stradale e delle delimitazioni marginali, disciplinamento delle acque a tratti saltuari nel Comune di Moneglia.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

REDATTO DA:	PROGETTISTI: 	ALLEGATO 6	
		TAVOLA N°	
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE (in caso di professionista esterno)	IL RESPONSABILE D'UFFICIO: (Ing. Stefano Belfiore) 	SCALA	
	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: (Ing. Stefano Belfiore) 	DATA 20 SET. 2018	
CONTROLLATO	DATA 12 SET. 2018	AGGIORNATO	DATA
APPROVATO	DATA 12 SET. 2018	AGGIORNATO	DATA

INDICE

A. RELAZIONE ILLUSTRATIVA
B. NORMATIVE DI RIFERIMENTO
C. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI
D. ANALISI DEI CARICHI
E. VERIFICA STRUTTURE

A. RELAZIONE ILLUSTRATIVA

L'intervento in progetto costituisce opera di sistemazione e consolidamento del corpo stradale e delle delimitazioni marginali sulle strade provinciali SP 55, SP 60 e SP 68 in Comune di Moneglia.

Si prevede la realizzazione di cordoli in calcestruzzo armato semplici, sulla SP 68 su micropali di consolidamento. A seguito della realizzazione dei nuovi manufatti saranno posizionate le nuove protezioni marginali di adeguata classe di contenimento.

Il calcolo delle opere di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo dei parametri sismici
- Calcolo della spinta del terreno
- Calcolo del carico limite del terreno di fondazione
- Calcolo delle azioni agenti sulla struttura
- Analisi delle diverse combinazioni di calcolo
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della sezione in c.a.

Le strutture oggetto della presente relazione sono state progettate per resistere agli effetti delle accelerazioni sismiche desunte dal reticolo dei parametri sismici dell'Allegato B al Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2008 (NTC 2008), come richiesto ai sensi della Legge Reg. Liguria n° 63 del 28.12.2009.

B. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

- Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 17 Gennaio 2018)

C. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai Par. 11.2 e 11.3 delle NTC2018. Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza R_k per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo γ :

$$R_d = R_k / \gamma$$

Nell'esecuzione dell'opera in epigrafe è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

INERTI: sabbia lavata e ben granata granulometria mm. 0-2
 ghiaietto vagliato granulometria mm. 2-5
FERRO: tipo B450C

I conglomerati cementizi saranno approvvigionati preconfezionati da centrale di betonaggio.

Per la realizzazione delle strutture in c.a. verranno forniti calcestruzzi delle seguenti caratteristiche:

– resistenza caratteristica a compressione del conglomerato:

C25/30 R_{ck}= kg/cmq 300 (per opere in elevazione e cordoli in c.a.)

R_{ck}= kg/cmq 250 (per opere di fondazione e ripristini delle murature)

- categoria di consistenza S4
- dimensione massima dell'aggregato 30 mm
- classe di esposizione XC2
- copri ferro 4 cm
- ferro come da calcoli e disegni esecutivi.

Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume.

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

D. ANALISI DEI CARICHI

Carichi Permanenti

Di seguito vengono definiti i principali carichi permanenti, nei capitoli a seguire per ogni elemento strutturale oggetto di verifica saranno dettagliati i carichi permanenti strutturali e permanenti non strutturali.

- Calcestruzzo 25.00 kN/mc
- Acciaio 78.50 kN/mc

Carichi permanenti strutturali:

Peso proprio della struttura (G1)

Carichi permanenti portati computamente definiti (G2):

Conglomerato bituminoso (18 kN/mc)

Barriera di sicurezza: (0.035 kN/ml)

Altri carichi permanenti (G3):

Spinta della terra

Carico accidentale:

dal capitolo 5 del DM 14 gennaio 2018, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 8 del 20 febbraio 2018 si deducono i carichi variabili da applicare alla struttura a progetto.

Azioni Variabili da Traffico

5.1.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello

spartitraffico centrale, ove rilevante.

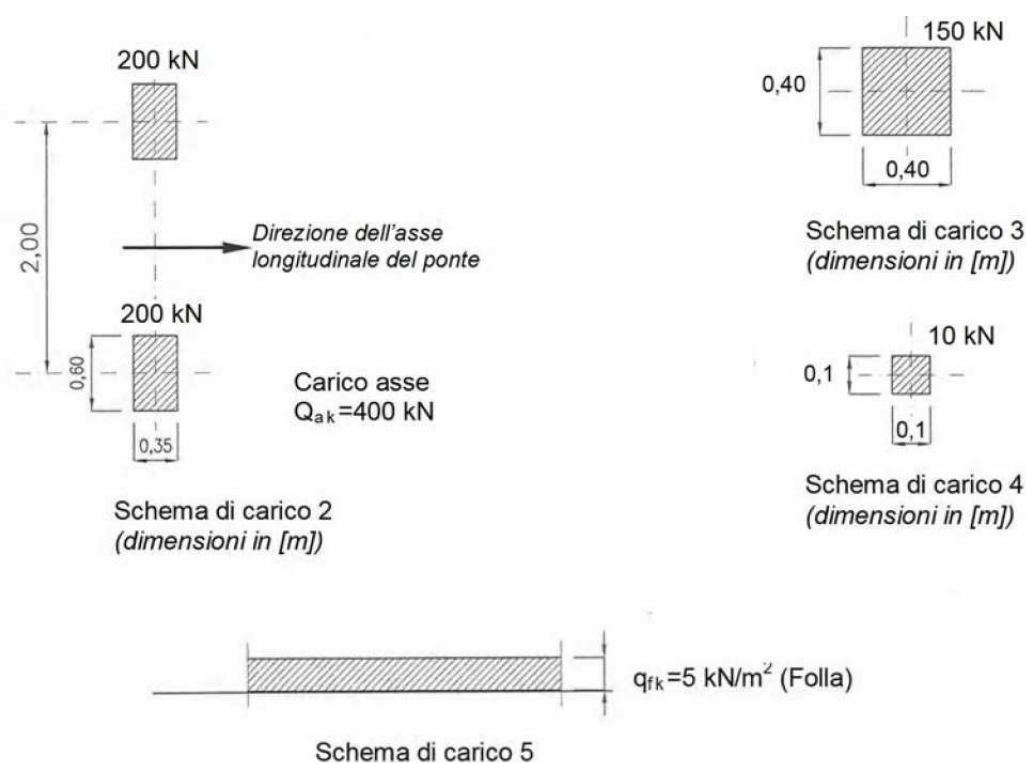


Figura 5.1.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

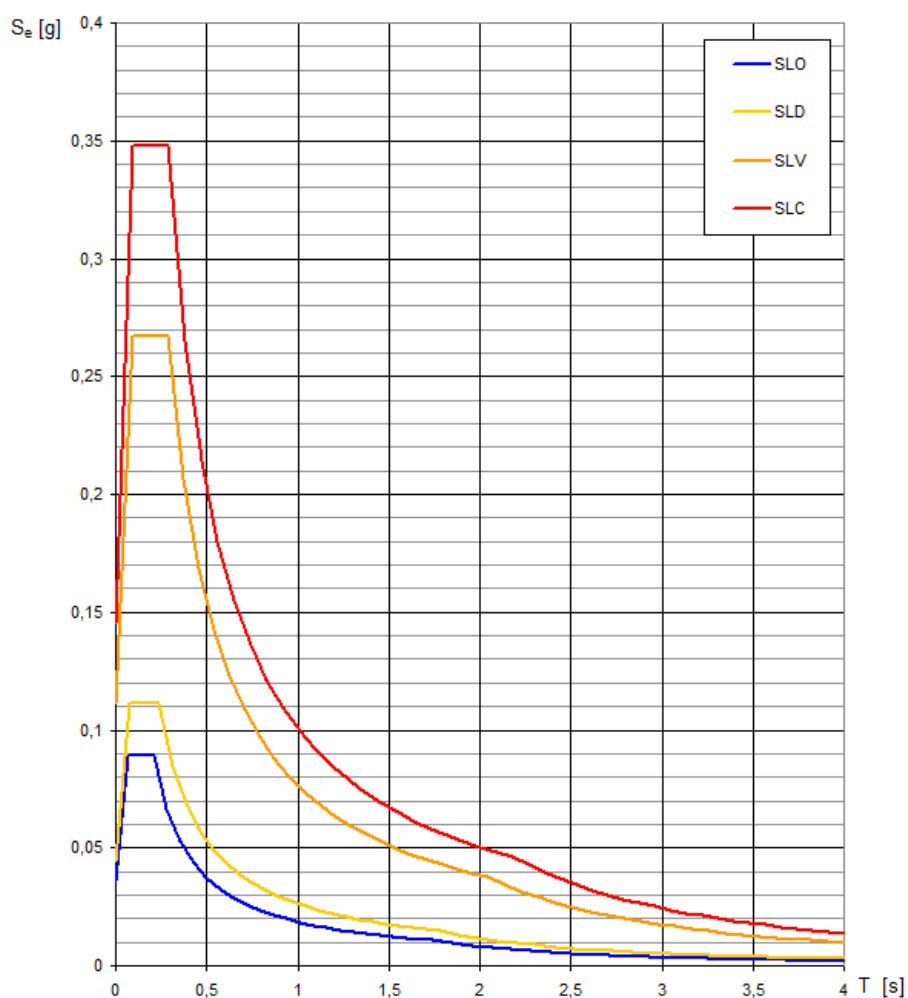
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Calcolo dei parametri sismici

Il progetto in esame riguarda interventi di consolidamento del corpo stradale sulla SP 55, SP 60 e SP 68 in Comune di Moneglia, caratterizzato da un valore massimo di $a/g = 0.145$ (SLC),

Si impone una **classe d'uso 2**, una **vita nominale della struttura di 50 anni**, un **sottosuolo di categoria A** e **categoria topografica T2**.

Si ottengono i seguenti parametri sismici:

Comune di Moneglia:**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite**

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,036	2,518	0,209
SLD	50	0,044	2,518	0,238
SLV	475	0,111	2,401	0,287
SLC	975	0,145	2,395	0,290

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Spinta in presenza di sisma

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

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

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

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

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

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

Carico limite in fondazione

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

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

In questa espressione

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

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

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

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

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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

Fattori di profondità

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

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

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

Fattori di inclinazione

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

$$i_c = i_q = (1 - \frac{\theta}{90})^2$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta}{\phi})^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica a ribaltamento

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

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia dell'opera di sostegno e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il

peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro è positivo, ribaltante se è negativo. L'angolo di attrito terra-muro è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

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

Verifica a scorrimento

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

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

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

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

Verifica al carico limite

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

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Combinazioni di carico (N.T.C. 2008)*Simbologia adottata*

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni staticheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0,90	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,10	1,35	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,35	1,15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE**Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO***Verifica**Coefficienti parziali*

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0,70$ $\Psi_1 = 0,50$ $\Psi_2 = 0,20$

Geometria dell'opera di sostegnoDescrizione: **cordolo marginale SEMPLICE in c.a.****Elevazione**

Altezza del bauletto per allogg. barriera 0,10 [m]

Spessore in sommità 0,55 [m]

Fondazione

Lunghezza totale fondazione 1,30 [m]

Inclinazione piano di posa della fondazione 0,00 [°]

Spessore fondazione 0,60 [m]

Spessore magrone 0,15 [m]

Materiali utilizzati per la struttura**Calcestruzzo**

Peso specifico 2500,0 [kg/mc]

Classe di Resistenza C25/30

AcciaioTipo B450C

Descrizione terreni**Simbologia adottata****Descrizione** Descrizione terreno γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc] γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc] ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°] δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°] c Coesione espressa in [kg/mq] c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm²]**Descrizione****- terreno di riporto per rilevato** γ

1800

 ϕ

35,00

 δ

25,00

 c

0,000

(terreno di riporto per rilevato come da caratterizzazione geotecnica effettuata in base ad esperienze analoghe in interventi simili nella stessa zona)

Coeff. Di spinta:

	M1	M2
k_{ae}	0,348	0,395
k_{pe}	5,552	4,530

Carico ammissibile in fondazione:

	M1+R1	M2+R2	M1+R3
σ_{amm} [kg/cm ²]	36,06	4,58	15,68

Descrizione delle AZIONI

1. Carichi permanenti

Si considerano tra i carichi permanenti il peso proprio degli elementi strutturali (G1), il peso della barriera marginale sul cordolo e il peso dello strato di conglomerato bituminoso di ripristino che grava sulla struttura (G2:carichi permanenti portati computamente definiti) e la spinta della terra sulla struttura(G3).

Il braccio delle forze è misurato dal punto di rotazione del cordolo, ossia l'estremo di valle della fondazione.

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
G1	2087,50	0,625	0,323
G2	143,00	0,748	0,655
G3 (M1) verticale	57,32	1,300	
G3 (M1) orizzontale	132,89		0,230
G3 (M2) verticale	65,04	1,300	
G3 (M2) orizzontale	150,77		0,230

2. Carichi variabili

Si considerano i carichi variabili da traffico secondo due differenti ipotesi di carico:

- 2.1. In assenza di urto. Considero lo **schema di carico 1** (NTC2018) che grava per metà sulla struttura in c.a a 30 cm dal bordo interno della barriera di protezione, e per metà sul corpo stradale, a distanza di 2,85 m dal carico sulla struttura, quindi ininfluente. Complessivamente:

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]
Q11	2352,39	0,85

- 2.2 In presenza di urto.

- 2.2.1 Per le verifiche che trattano l'equilibrio della struttura come corpo rigido (EQU), si ipotizza un unico sistema solidale cordolo+barriera e si ritiene che la lunghezza di manufatto collaborante sia pari alla lunghezza del cordolo oggetto di ricostruzione (50,00 ml). Considerando un mezzo di massa pari a 30,00 t che impatta ad una velocità di 30 km/h si ottiene la forza di impatto sul cordolo (Fu1). Nell'ipotesi di barriera indeformabile si ritiene che il veicolo nell'urto si mantenga sul cordolo e si considera lo **schema di carico 2** come indicato dalla NTC 2018.

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Fu1	892,27		-1,680
Q12	815,49	0,850	

2.2.2 Per la verifica locale della sezione in c.a. si considera la forza massima che un piantone può trasmettere alla struttura a cui è ancorato, cioè quella forza che porta alla plasticizzazione la sezione in acciaio. La lunghezza di struttura collaborante è assunta pari a 2 volte la distanza del piantone dal ciglio esterno del cordolo. Per il calcolo si è preso in esame una barriera di modello H2BP-Bz il cui piantone ha sezione a C 120x80x6 in acciaio 420 MC S 275 JR. In questa ipotesi di carico si adotta lo **schema di carico 4** (NTC 2018) che prevede l'applicazione di un carico isolato di 10 kN con impronta quadrata di lato 10 cm sul cordolo su cui è installata la barriera.

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Fu2	1887,23		-1,680
Q13	679,58	0,30	

3. Azione Sismica

Descrizione	Valore [kg/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Q6v	323,42		0,340
Q6o	161,71	0,630	

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1: combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)

Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)

Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 2 : combinazione caratteristica (SLE irreversibile)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)

Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)

Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 3 combinazione frequente (SLE reversibile)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)

Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)

Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 4 combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)

Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)

Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 5 combinazione sismica (SLU)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)

Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)

Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Combinazione n° 6 Combinazione eccezionale (SLU)

$$G_1 + G_2 + A_d + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Verifica al Ribaltamento (EQU +M2)

Verifica allo Scorrimento sul piano di posa (GEO) (A2+M2+R2)

Verifica allo schiacciamento (GEO) (A2+M2+R2)

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}
1	combinazione fondamentale SLU	5,91	35,83	11,92
2	combinazione caratteristica	11,96	102,30	12,82
3	combinazione frequente	10,45	87,68	14,68
4	combinazione quasi permanente	5,91	78,90	16,08
5	combinazione sismica	1,88	10,88	15,41
6	combinazione eccezionale	1,25	1,25	6,33

CONSIDERAZIONI SULLA SCELTA DELLA PROTEZIONE MARGINALE

La SP 55 di Moneglia, la SP 60 di Masso, la SP 68 del Facciù presentano le caratteristiche tecniche di un'arteria di penetrazione montana che, con un elevato grado di tortuosità.

Sono strade provinciali ex statale appartenente alla classe "strada locale (F)" secondo la classificazione del D.Lgs 285/92.

Dal punto di vista del traffico, il TGM risulta <1000 veicoli/gg (Tipo I secondo il DM 223/92) e sulla SP 60 di Masso è vigente una limitazione di transito ai veicoli di massa superiore a 14t e sulla SP 68 del Facciù una limitazione di transito ai veicoli di massa superiore a 8t.

Quanto sopra implica che la velocità di percorrenza media stimata che è possibile sviluppare sul tracciato è quantificabile in **40 km/h** (classe di appartenenza 1: V<50 km/h).

I tratti di arterie su cui sono previsti gli interventi sono localizzati nel Comune di Moneglia, si prevede di ripristinare e sistemare il ciglio stradale e adeguare le delimitazioni marginali; la lunghezza di intervento complessiva risulta pari a 420 ml e rappresenta una porzione di tracciato che va dal 1,70% al 3,30% e rappresenta circa il 0,037% della lunghezza totale delle strade provinciali.

La strada in oggetto non rientra nel campo di applicazione del DM 223/1992 e s.m.i. in quanto si tratta di una strada provinciale con velocità di progetto < 70 km/h. Il progetto inoltre non riguarda interventi specifici di adeguamento dei soli dispositivi di ritenuta.

DATE LE CARATTERISTICHE DEL TERRITORIO, LIMITATA SEZIONE STRADALE E CURVE A RAGGIO LIMITATO, SI RITIENE TUTTAVIA NECESSARIO PROCEDERE AD UNA VALUTAZIONE DEL PIÙ IDONEO DISPOSITIVO DI PROTEZIONE DA INSTALLARE SUL CORDOLO DI C.A. DI NUOVA REALIZZAZIONE CON RIFERIMENTO ALLE NORME VIGENTI.

La presenza sulle strade provinciali di varie tipologie di delimitazioni marginali anche di origine vetusta (ringhiere, muretti, ecc.) comporta oggi, la sostituzione con elementi di diversa natura rispetto all'esistente. Questo deriva spesso da motivi di tipo gestionale, date le disponibilità e la reperibilità dei materiali sul mercato unitamente all'esigenza di garantire un adeguato livello di sicurezza, condizione di cui all'art. 13 del D.Lgs. del 30/04/1992 n. 285.

Dall'analisi delle caratteristiche del tracciato stradale e delle caratteristiche del traffico che lo attraversa sia per quanto riguarda le tipologie dei veicoli che, soprattutto, per le velocità di percorrenza si è calcolato il livello di contenimento necessario nelle reali condizioni di traffico sul tratto della SP 55, ove non è vigente alcuna limitazione di traffico, prevedendo due situazioni:

- l'urto di più elevato livello di rischio con un veicolo di massa 30 t ad una velocità di 40 km/h e un angolo di impatto di 20°. Il livello di contenimento richiesto è pari a 217 kJ ottenibile con un dispositivo di **classe H2**;

- l'urto nella situazione di rischio più probabile con un mezzo leggero (1,5 t) ad una velocità di percorrenza ammissibile di 70 km/h e un angolo di impatto di 20°. Il livello di contenimento richiesto è pari a 33 kJ ottenibile con un dispositivo di **classe N1**;

Quindi per uniformità si prevede di installare barriere omologate di tipo H2 su tutti gli interventi, in particolare si sceglieranno tipologie di altezza e ingombro limitato per non limitare ulteriormente la visibilità in curva.