



CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'

Servizio Infrastrutture e Mobilità
Ufficio Lavori Pubblici

C.C. 15/23_MIT - SP 73 DEL FAIALLO

OGGETTO:

SP dell'ufficio Viabilità ponente – Interventi di miglioramento delle condizioni di sicurezza dell'infrastruttura stradale mediante manutenzione straordinaria dei dispositivi di ritenuta per l'utenza stradale (Comuni vari)

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

REDATTO DA: Ing. Chiara Pitruzzelli	PROGETTISTI: Ing. Chiara Pitruzzelli	ALLEGATO	
		TAVOLA N° 4	
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE (in caso di professionista esterno)	IL RESPONSABILE D'UFFICIO: Ing. Francesca Villa		SCALA
	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Francesca Villa		DATA
CONTROLLATO	DATA	AGGIORNATO	DATA
APPROVATO	DATA	AGGIORNATO	DATA

RELAZIONE DI CALCOLO

Indice

1. Relazione illustrativa	2
2. Normativa di riferimento	2
3. CORDOLO SEMPLICE	4
3.1. Materiali utilizzati	4
3.2. Stratigrafia	4
3.3. Analisi dei carichi	5
3.3.1. Carichi permanenti	5
3.3.2. Carichi variabili	5
3.3.3. Azione sismica	7
3.3.4. Spinta del terreno	7
3.4. Combinazioni di carico	9
3.5. Verifica della struttura	11
3.5.1. Verifica a scorrimento	11
3.5.2. Verifica al carico limite	11
3.5.3. Verifica a ribaltamento	12
3.5.4. Verifica alla stabilità globale	13
3.5.5. Risultati verifiche geotecniche	13
3.5.6. Verifica della sezione in c.a.	15
4. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018	19
ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI	20
ALLEGATO 2 - RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA	24

1. Relazione illustrativa

L'intervento a progetto è relativo agli interventi di miglioramento delle condizioni di sicurezza dell'infrastruttura stradale mediante manutenzione straordinaria dei dispositivi di ritenuta per l'utenza stradale lungo la **SP 73 del Faiallo**.

È prevista la costruzione di **un nuovo cordolo barriera di sicurezza di valle al km.1+130 nel comune di Mele**.

La sezione tipo del cordolo semplice viene di seguito riportata:

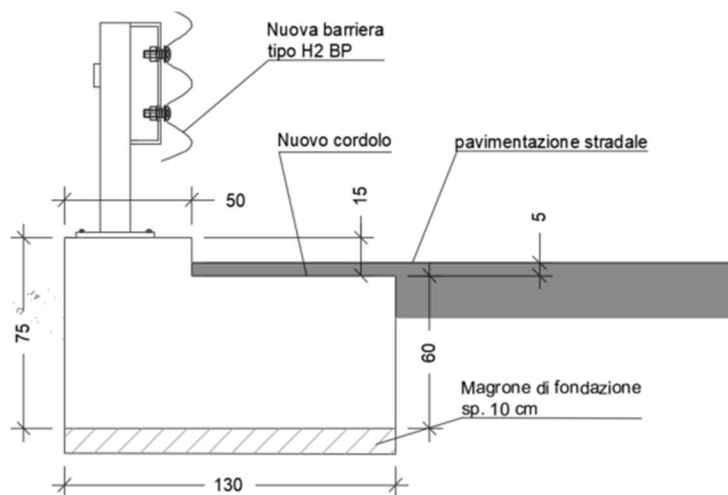


Figura 1- Particolare del cordolo di valle al km. 1+130 della SP73 del Faiallo

La struttura a progetto è stata studiata come opera di sostegno, per cui sono state seguite 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.

2. Normativa di riferimento

- 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 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
 - Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

3. CORDOLO SEMPLICE

3.1. Materiali utilizzati

Saranno impiegati calcestruzzo e acciaio in accordo con quanto indicato nelle NTC2018.

Calcestruzzo armato

Si prevede l'impiego di calcestruzzo C25/30, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Classe di esposizione XC2 UNI EN 206-1 e classe di consistenza S4.

Acciaio in barre

Per le armature si prevede l'impiego di un acciaio in barre del tipo B450C, come definito nelle NTC2018, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

Per maggiori dettagli sui materiali utilizzati per il ripristino strutturale delle superfici in c.a ed in muratura, si rimanda all'**Allegato 1 "Relazione illustrativa sui materiali"**.

3.2. Stratigrafia

Il cordolo sarà realizzato all'interno del rilevato stradale, così caratterizzato:

Rilevato stradale:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

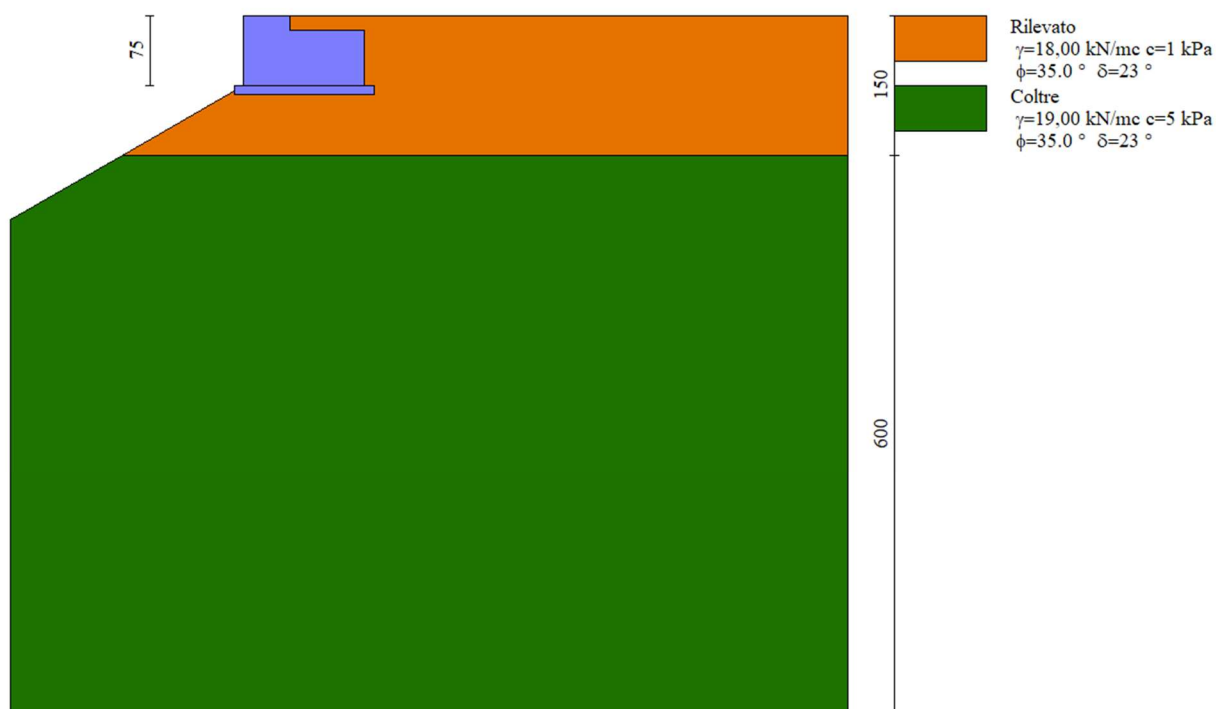
Coltre detritica alluvionale:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

Stratigrafia impiegata



3.3. Analisi dei carichi

Si riportano di seguito i carichi considerati nella progettazione della struttura.

3.3.1. 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.

Carichi permanenti strutturali (G1)

Peso proprio della struttura (G1) (p cls: 25 kN/mc):

computato da software di calcolo

Spinta del terreno:

computata dal software di calcolo

Carichi permanenti portati compiutamente definiti (G2):

Barriera di sicurezza:

0.35 kN/m

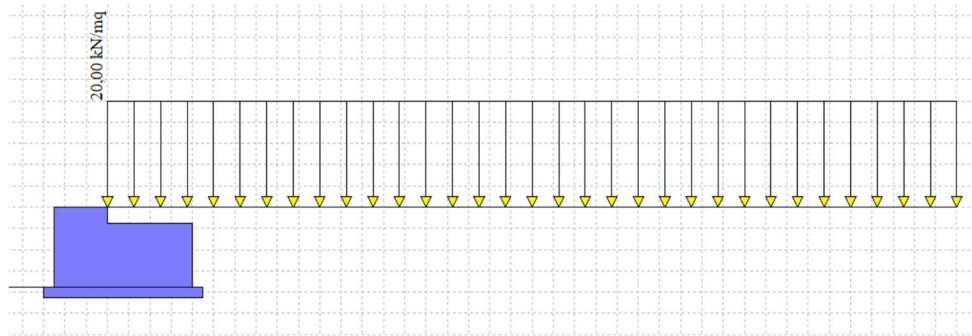
3.3.2. Carichi variabili

Sono state prese in considerazione due condizioni di carico:

Condizione 1- Carico uniformemente distribuito

Si considera un carico distribuito uniformemente sul terreno a tergo del cordolo, in assenza di urto:

$$q_1 = 20 \text{ kN/m}^2$$



Tipologia carico considerata: accidentale.

Condizione 2 – Urto

Si considera l'azione derivante dall'urto di un mezzo di massa pari a 30 ton che impatta sulla barriera di protezione alla velocità di 35 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile; la forza dell'urto è valutabile secondo la formula sotto riportata:

$$F = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b \cdot (\cos \alpha - 1) + Sb]}$$

$$F = 155.66 \text{ kN}$$

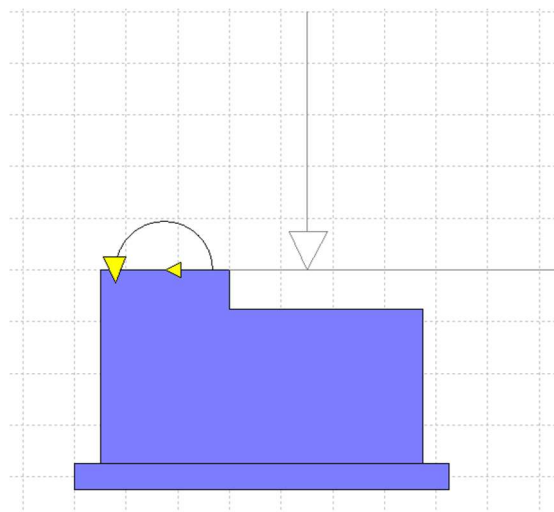
Si considera l'azione agente sul sistema rigido barriera+cordolo di lunghezza pari a 13 m, per cui per ogni metro lineare di struttura, ipotizzando che l'azione dell'urto sia posta ad un'altezza pari a 0.50 m dal piano viario, si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{urto} = 11.97 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 5.99 \text{ kNm/m}$$

In questa condizione di carico si considera la presenza di un carico derivante dallo schema di carico 2 (un asse pari a 400 kN), ipotizzata distribuita per una lunghezza pari a 13 m, posto una distanza di 0.30 m dalla testa del cordolo:

$$F_{sc2} = \frac{400}{13} = 30.76 \text{ kN/m}$$



Si pone in evidenza che l'azione dell'urto è studiata come azione eccezionale.

3.3.3. Azione sismica

Si riportano di seguito i parametri sismici impiegati:

Comune	Mele
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Latitudine	44.446501
Longitudine	8.748988
Indice punti di interpolazione	16693 - 16694 - 16472 - 16471
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.604	0.267
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.062	0.027
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.557	2.531
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.290	0.200
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	3.370	1.685
Ultimo - Ribaltamento	0.570	5.055	2.527
Esercizio	0.470	1.842	0.921

3.3.4. Spinta del terreno

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 γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi 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 incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di sisma

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

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

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

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

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

3.4. Combinazioni di carico

In accordo con quanto indicato dalla NTC2018 sono state studiate le combinazioni di carico, di seguito riportate.

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.50	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP Barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

3.5. Verifica della struttura

Si riportano di seguito le verifiche eseguite sulle opere a progetto.

3.5.1. 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 cordolo 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

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

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_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

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

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

3.5.2. Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal cordolo 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:

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

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
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

3.5.3. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare la struttura (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il cordolo (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 .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

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

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

3.5.4. Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso struttura+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del cordolo. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del cordolo. Il numero di strisce è pari a 25.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

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

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

3.5.5. Risultati verifiche geotecniche

Si riportano di seguito i coefficienti di sicurezza ottenuti, per ciascuna tipologia di cordolo.

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{SUPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		3.827		7.293			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.900		4.141			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	4.043		12.168			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	4.024		12.571			
5 - STR (A1-M1-R3)		4.346		6.885			
6 - STR (A1-M1-R3)		3.875		7.210			
7 - STR (A1-M1-R3)		4.298		6.963			
8 - STR (A1-M1-R3)		2.137		4.158			
9 - STR (A1-M1-R3)		1.922		4.168			
10 - STR (A1-M1-R3)		2.115		4.139			
11 - GEO (A2-M2-R2)					1.132		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.281		
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.476		
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.477		
15 - EQU (A1-M1-R3)			19.879				
16 - EQU (A1-M1-R3)			2.866				
17 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		15.005				
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		11.145				
19 - ECC		1.992	3.356	4.067	1.471		

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	22,47	0,00	0,00	--	--	22,47	5,87	3.827
2 - STR (A1-M1-R3)	24,47	0,00	0,00	--	--	24,47	12,88	1.900
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	15,85	0,00	0,00	--	--	15,85	3,92	4.043
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	15,35	0,00	0,00	--	--	15,35	3,82	4.024
5 - STR (A1-M1-R3)	25,52	0,00	0,00	--	--	25,52	5,87	4.346
6 - STR (A1-M1-R3)	22,75	0,00	0,00	--	--	22,75	5,87	3.875
7 - STR (A1-M1-R3)	25,24	0,00	0,00	--	--	25,24	5,87	4.298
8 - STR (A1-M1-R3)	27,51	0,00	0,00	--	--	27,51	12,88	2.137
9 - STR (A1-M1-R3)	24,75	0,00	0,00	--	--	24,75	12,88	1.922
10 - STR (A1-M1-R3)	27,23	0,00	0,00	--	--	27,23	12,88	2.115
19 - ECC	28,83	0,00	0,00	--	--	28,83	14,47	1.992

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	50,59	368,96	263,54	7.293
2 - STR (A1-M1-R3)	55,21	228,63	163,31	4.141
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	35,25	428,90	357,41	12.168
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	34,09	428,48	357,07	12.571
5 - STR (A1-M1-R3)	57,65	396,95	283,54	6.885
6 - STR (A1-M1-R3)	51,24	369,44	263,89	7.210
7 - STR (A1-M1-R3)	57,01	396,91	283,51	6.963
8 - STR (A1-M1-R3)	62,27	258,94	184,96	4.158
9 - STR (A1-M1-R3)	55,86	232,81	166,29	4.168
10 - STR (A1-M1-R3)	61,62	255,08	182,20	4.139
19 - ECC	65,32	265,67	189,76	4.067

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
r	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_\gamma$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	46.124 33.296 37.152	0.858 0.858 0.657	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.719	1.000
2	46.124 33.296 37.152	0.730 0.730 0.391	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.674	1.000
3	46.124 33.296 37.152	0.864 0.864 0.670	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.822	1.000
4	46.124 33.296 37.152	0.863 0.863 0.668	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.823	1.000
5	46.124 33.296 37.152	0.875 0.875 0.695	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.738	1.000

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
6	46.124	0.860	1.000	--	--	--	--	--	--	0.716	1.000
	33.296	0.860	1.000	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.661	1.000	--	--	--	--	--	--		
7	46.124	0.874	1.000	--	--	--	--	--	--	0.741	1.000
	33.296	0.874	1.000	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.692	1.000	--	--	--	--	--	--		
8	46.124	0.757	1.000	--	--	--	--	--	--	0.692	1.000
	33.296	0.757	1.000	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.444	1.000	--	--	--	--	--	--		
9	46.124	0.732	1.000	--	--	--	--	--	--	0.679	1.000
	33.296	0.732	1.000	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.396	1.000	--	--	--	--	--	--		
10	46.124	0.755	1.000	--	--	--	--	--	--	0.687	1.000
	33.296	0.755	1.000	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.439	1.000	--	--	--	--	--	--		
19	46.124	0.742	1.000	--	--	--	--	--	--	0.750	1.000
	33.296	0.742	1.000	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.414	1.000	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
2	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
3	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
4	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
5	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
6	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
7	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
8	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
9	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
10	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3
19	0,00	1,30	1,25	18,40	35,00	3

Verifica a ribaltamento

n° Indice combinazione
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
15 - EQU (A1-M1-R3)	40,11	2,02	19.879
16 - EQU (A1-M1-R3)	43,41	15,15	2.866
17 - EQU (A1-M1-R3) H + V	26,07	1,74	15.005
18 - EQU (A1-M1-R3) H - V	25,38	2,28	11.145
19 - ECC	52,90	15,76	3.356

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Simbologia adottata

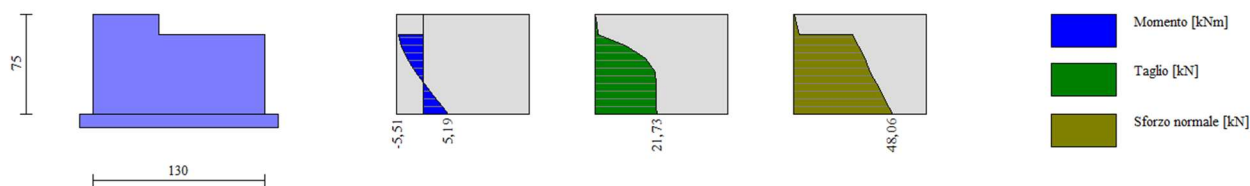
Ic Indice/Tipo combinazione
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1,50; 2,50	3,99	1.132
12 - GEO (A2-M2-R2)	-3,00; 2,00	4,70	1.281
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,50; 2,50	3,99	1.476
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,50; 2,50	3,99	1.477
19 - ECC	-2,50; 2,00	4,31	1.471

3.5.6. Verifica della sezione in c.a.

Si riportano di seguito le verifiche strutturali del cordolo, tale elemento è soggetto ad azioni di torsione, taglio verticale e orizzontale.

Si verifica la sezione alla base del paramento, considerato l'involuppo delle sollecitazioni:



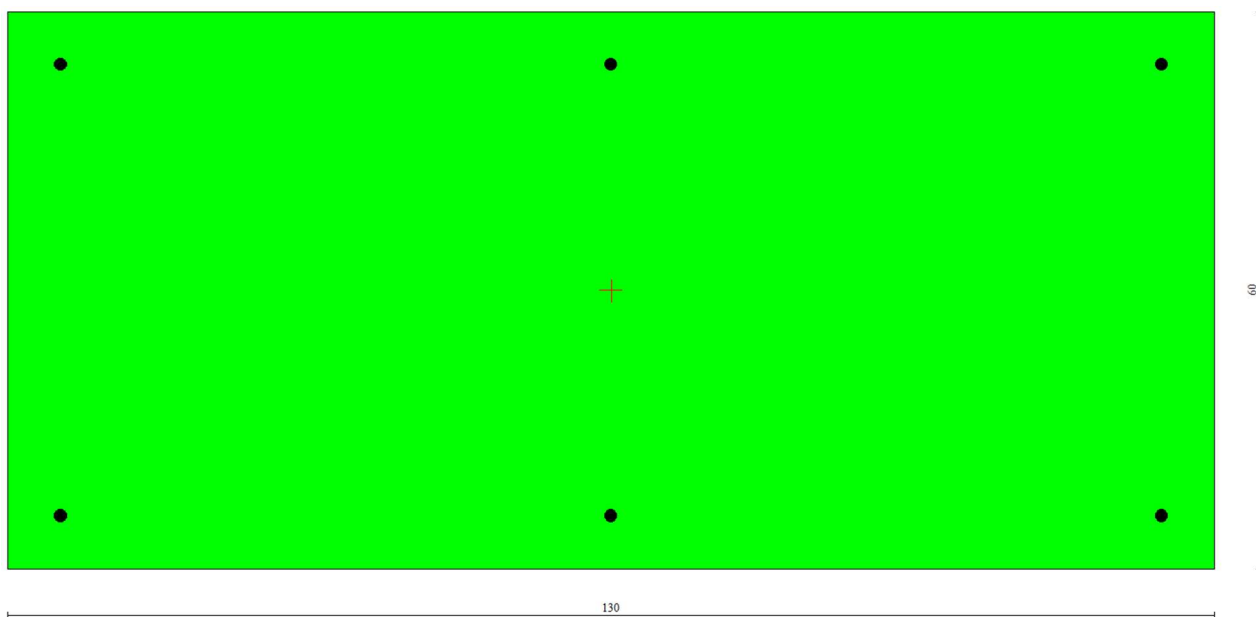
La sezione è quindi verificata come sezione di dimensioni 130x60 cm soggetta alle seguenti azioni:

Momento torcente: $M_T = 5.20 \text{ kNm}$

Taglio verticale: $V_y = 48.06 \text{ kN}$

Taglio orizzontale: $V_x = 21.73 \text{ kN}$

Si riporta la verifica della sezione eseguita con l'ausilio del software SAX, così modellata, a favore di sicurezza:



Sezione: 130x60 cm

Ferri longitudinali: 6Φ14

Staffe a taglio: Φ14/50

Staffe a torsione: Φ14/50

Totale staffe: Φ14/25

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglienti

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a *taglio trazione* si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (ctg \theta + ctg \alpha) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a *taglio compressione* si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{(ctg \theta + ctg \alpha)}{(1 + ctg^2 \theta)}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd} = 0,5 f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$TRd \geq TEd$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$TRcd = 2 A t f'_{cd} \frac{ctg \theta}{1 + ctg^2 \theta}$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico.

Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A \frac{A_s}{s} f_{yd} ctg \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \frac{\sum A_l}{u_m} f_{yd} / ctg \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

La resistenza alla torsione della trave e la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

Risultati taglio

Simbologia adottata

N°	indice della combinazione
Dir	Direzione di azione del taglio
V_{Rd}	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
V_{Rcd}	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
V_{Rsd}	resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]
nb	Numero bracci staffe

Diametro e passo staffe, riportate nell'ultima colonna, sono i più cautelativi ottenuti dalla verifica a taglio nelle due direzioni.

N°	Dir	T	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}	nb	Diametro e passo staffe
1	X	21,7300	--	1984,2187	271,0648	2	$\phi 14,00 - 50,00$ [cm]
1	Y	48,0600	--	1891,6219	119,2685	2	$\phi 14,00 - 50,00$ [cm]

Inviluppo verifiche a taglio

Simbologia adottata

Dir.	Direzione di verifica
Ved	Taglio agente espresso in [kN]
VRd	Taglio resistente espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza
Comb.	Combinazione critica

Sezione n° 1 - sezione

Dir.	Ved	VRd	FS	Comb.
X	21,73	271,06	12.474	1
Y	48,06	119,27	2.482	1

Risultati momento torcente

Si ha:

$$t = 20.53 \text{ cm}$$

$$A = 4321.33 \text{ cm}^2$$

$$u_m = 297.89 \text{ cm}$$

Da cui:

$$T_{Rcd} = 625.7854 \text{ kNm}$$

$$T_{Rsd} = 104.07 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 139.74 \text{ kNm}$$

Quindi:

$$T_{Rd} = 104.07 \text{ kNm}$$

La sezione è pertanto verificata.

4. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	15.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Licenza	AIU5927W1

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI

CALCESTRUZZO ARMATO

Tutti i materiali da adoperare dovranno essere di ottima qualità e dovranno essere messi in opera con ogni cura.

Le strutture in fondazione si considerano in classe di esposizione XC2; per il calcestruzzo impiegato nei getti si pre-scrive un diametro massimo dell'inerte pari a 32 mm, e una classe di consistenza S4.

Per la realizzazione delle strutture in c.a. i **calcestruzzi** forniti dovranno avere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione del conglomerato, classe C 25/30: 300 kg/cm²;
- Classe di esposizione ambientale: XC2;
- Categoria di consistenza: S4;
- Dimensione massima dell'aggregato: 22,4 mm.

I conglomerati cementizi saranno approvvigionati preconfezionati da centrale betonaggio, e dovranno essere qualificati con gli studi preliminari e gli estremi del pro-duttore; inoltre saranno verificati in cantiere mediante prelievi.

Controllo di accettazione (D.M. 17/01/2018 § 11.2.5 Tab. 11.2.I): tipo A

Tab. 11.2.I

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 s$ (N° prelievi ≥ 15)
Ove: R_{cm28} = resistenza media dei prelievi (N/mm ²); $R_{c,min}$ = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm ²); s = scarto quadratico medio	

Per quanto riguarda la **composizione del calcestruzzo** dovranno essere usati:

- LEGANTI, AGGREGATI ED INERTI

Leganti per il calcestruzzo: devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità e rispondenti alla norma armonizzata UNI EN 197, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n. 595.

Aggregati per il calcestruzzo: rispondenti alle prescrizioni di cui alla UNI EN 12620 e per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Inerti naturali o di frantumazione: costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose o argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche;

Ghiaia o pietrisco: di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche della carpenteria, del getto ed all'ingombro delle armature metalliche;

Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume.

- ACQUA

Acqua: (conforme alle Norme UNI EN 1008/2003) limpida, priva di sali in percentuali dannose, non aggressiva e in

quantità strettamente necessaria;

- **ADDITIVI**

Additivi: devono essere conformi alla Norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali, che nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori adotterà le previste procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle NTC2018.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV. I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Tabella C4.1.IV - Copriferrì minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11 delle NTC2018.

L'acciaio in barre deve rispettare le seguenti caratteristiche:

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{y nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
	$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	
	per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	
	per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	

Dovranno, preventivamente, essere forniti i certificati del produttore e/o del centro di trasformazione e successivamente essere prelevati dei campioni per valutare la loro rispondenza alle qualità richieste.

VALORI DI CALCOLO

Si riportano di seguito i valori caratteristici e di calcolo delle resistenze impiegati.

Calcestruzzo C25/30

Calcestruzzo	C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25 N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30 N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85 -
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50 -
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17 N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00 N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476 N/mm ²

Acciaio B450C

Acciaio	B450C		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

CARATTERISTICHE DELLE OPERE STRUTTURALI

Si definisce la vita nominale dell'opera strutturale pari a **50 anni**.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Inoltre le strutture oggetto di intervento vengono classificate in classe d'uso II ai sensi del p.to 2.4.2. del DM gennaio 2018.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

ALLEGATO 2 - RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA

Allo stato attuale le strade presentano delimitazioni marginali vetuste o danneggiate, pertanto si prevede l'installazione o la sostituzione, ove già presente, di nuovi sistemi di ritenuta, al fine di migliorare le condizioni di sicurezza della strada.

Riferimenti normativi:

- D.M. 18 febbraio 1992 n. 223 – Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza.
- Circolare 9 giugno 1995, n. 2595 – Barriere stradali di sicurezza. Decreto ministeriale 18 febbraio 1992, n. 223.
- D.M. 15 ottobre 1996 – Aggiornamento del decreto ministeriale 18 febbraio, n.223, recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione, e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza.
- D.M. 3 giugno 1998 – ulteriore aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e delle prescrizioni tecniche per le prove ai fini dell'omologazione.
- D. M. 11 giugno 1999 – Integrazioni e modificazioni al decreto ministeriale 3 giugno 1998, recante: "Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza".
- D.M. 21 giugno 2004, n. 2367 – Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e le prescrizioni tecniche per le prove delle barriere di sicurezza stradale.
- Direttiva 25 agosto 2004, n. 3065 – Criteri di progettazione, installazione, verifica, e manutenzione dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali.
- Circolare 21 Luglio 2010 n° 62032 - Uniforme applicazione delle norme in materia di progettazione, omologazione e impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali.
- DM 28.06.2011 (Gun. 233 del 06.10.2011) – Disposizioni sull'uso e l'installazione dei dispositivi di ritenuta stradale.
- D. Lgs. n. 285/92 e s.m.i. – Nuovo codice della Strada.
- D.P.R. n. 495/92 e s.m.i. – Regolamento di esecuzione e di attuazione del Nuovo Codice della Strada.
- D.M. 5 novembre 2001, n. 6792. – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade.
- D.M. 1° Aprile 2019 n. 114 - Dispositivi stradali di sicurezza per i motociclisti (DSM)
- Norme Europee UNI EN1317-1,2,3,4,5, UNI 10809:1999, UNI CEN/TS 1317-8

Secondo quanto indicato del DM 223/92 e s.m.i le zone da proteggere devono riguardare almeno:

- I margini di tutte le opere d'arte all'aperto quali ponti, viadotti, ponticelli, sovrappassi e muri di sostegno della carreggiata, indipendente dalla loro estensione longitudinale e dall'altezza del piano di campagna;
- Lo spartitraffico, ove presente;
- Il margine laterale stradale delle sezioni in rilevato dove il dislivello tra il colmo dell'arginello ed il piano campagna è maggiore o uguale a 1m; la protezione è necessaria per tutte le scarpate aventi pendenza maggiore o uguale a 2/3. Nei casi in cui la pendenza della scarpata sia inferiore a 2/3, la necessità di protezione dipende dalla combinazione della pendenza e dell'altezza della scarpata, tenendo conto delle situazioni di potenziale pericolosità a valle della scarpata
- Gli ostacoli fissi (frontali o laterali) che potrebbero costituire un pericolo per gli utenti della strada in caso di urto, quali pile di ponti, rocce affioranti, opere di drenaggio non attraversabili, alberature, pali di illuminazione e supporti per la segnaletica non cedevoli, corsi d'acqua, ecc, ed i manufatti, quali edifici pubblici o privati, scuole, ospedali ecc, che in caso di fuoriuscita o urto dei veicoli potrebbero subire dei danni comportando quindi pericolo anche per i non utenti della strada.

Si sottolinea inoltre, come riportato dalla Circolare n.62032 del 21/07/2010, che gli interventi di manutenzione straordinaria finalizzati all'adeguamento dei dispositivi di ritenuta a più elevati standard di sicurezza non possono essere ritenuti "ripristini di danni localizzati" e rientrano, pertanto, nel campo di applicazione della norma, indipendentemente dalla loro estensione.

Secondo quanto indicato dal DM 223/92 e s.m.i è necessario il progetto esecutivo della barriera nei seguenti casi:

- costruzione di nuovi tronchi stradali urbani ed extraurbani con velocità di progetto maggiore o uguale a 70 km/ora;

- adeguamento di tratti significativi di tronchi stradali esistenti (con velocità di progetto maggiore o uguale a 70 km/ora);
- ricostruzione e riqualificazione di parapetti di ponti e viadotti (la norma specifica che tali opere devono avere una luce maggiore di 10 m).

La scelta dei dispositivi di ritenuta deve avvenire tenendo dell'ubicazione, delle caratteristiche geometriche e di traffico dell'infrastruttura, secondo le seguenti tabelle di indicazione per la definizione del tipo di traffico e del tipo di barriera longitudinale:

Tipo di traffico	TGM	% Veicoli con massa >3,5 t
I	≤1000	Qualsiasi
I	>1000	≤ 5
II	>1000	5 < n ≤ 15
III	>1000	> 15

Tipo di strada	Tipo di traffico	Barriere spartitraffico	Barriere bordo laterale	Barriere bordo ponte ⁽¹⁾
Autostrade (A) e strade extraurbane principali(B)	I	H2	H1	H2
	II	H3	H2	H3
	III	H3-H4 ⁽²⁾	H2-H3 ⁽²⁾	H3-H4 ⁽²⁾
Strade extraurbane secondarie(C) e Strade urbane di scorrimento (D)	I	H1	N2	H2
	II	H2	H1	H2
	III	H2	H2	H3
Strade urbane di quartiere (E) e strade locali(F).	I	N2	N1	H2
	II	H1	N2	H2
	III	H1	H1	H2

(1) Per ponti o viadotti si intendono opere di luce superiore a 10 metri; per luci minori sono equiparate al bordo laterale (2) La scelta tra le due classi sarà determinata dal progettista

La norma specifica che la destinazione “Barriere bordo ponte” si riferisce solo ad opere di luce superiore ai 10 m; per luci minori sono equiparate al bordo laterale, indipendente dalla loro altezza sul piano campagna. I muri di sostegno sono da equiparare al bordo laterale, indipendentemente dall'altezza sul piano campagna e dalla loro estensione. Prescrive inoltre che i muri e le opere d'arte (quali cordoli), indipendentemente dall'altezza sul piano campagna e dalla loro estensione, siano protetti da barriere di classe non inferiore ad H2.

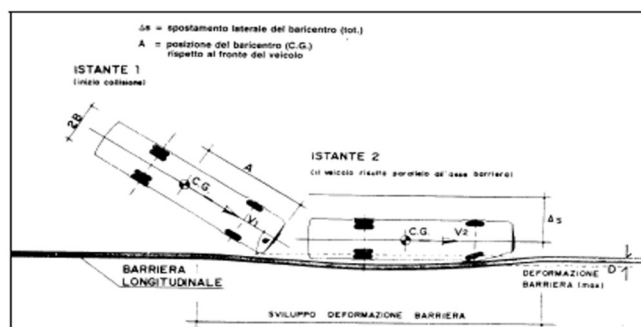
Per quanto concerne la lunghezza del tratto, nel progettare l'installazione dei dispositivi sui muri di sostegno posti a lato della carreggiata, si è stabilito che se la lunghezza del tratto e del cordolo di supporto risulta superiore alla lunghezza minima di installazione (variabile a seconda del certificato di omologazione), l'installazione della barriera avverrà normalmente per tutto lo sviluppo previsto. In caso la lunghezza del tratto del cordolo di supporto sia inferiore alla lunghezza minima di installazione e risulti impossibile procedere all'estensione dell'installazione fino al raggiungimento della lunghezza minima per ragioni morfologiche e geometriche, si provvederà ad una valutazione del tratto minimo necessario ad assorbire le azioni dell'urto più probabile (si vedano le valutazioni statiche sotto riportate) e, in fase esecutiva si provvederà, se compatibile con i vincoli geometrici e morfologici del sito di intervento, ad ancorare convenientemente le estremità della barriera ai manufatti esistenti.

La SP 8 è una strada provinciale appartenente alla classe “strada locale (F)”, con TGM inferiore a 1000 veicoli al giorno, senza particolari limitazioni.

Dato che le nuove barriere di protezione saranno installate su cordoli, e visto quanto indicato dalla norma, verranno installate barriere di tipo **H2 Bordo Ponte** in corrispondenza dei ponti e H2 Bordo Laterale nei tratti rimanenti. Tali tipologie sono in grado di mantenere un adeguato livello di sicurezza nelle condizioni di rischio più probabile e di rischio maggiore, come di seguito riportato.

La forza dell'urto di un veicolo contro una barriera è valutabile secondo la formula sotto riportata:

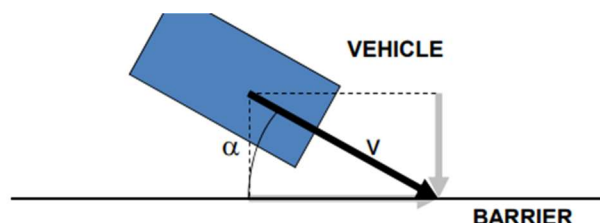
$$F = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b \cdot (\cos \alpha - 1) + s]}$$



Modello di funzionamento del binomio veicolo-barriera durante l'urto

Il corrispondente livello di contenimento della barriera è così valutabile:

$$L_c = \frac{1}{2} M (v \cdot \sin \alpha)^2$$



Per la valutazione dell'urto nella situazione di **rischio più probabile** si è considerata l'azione derivante dall'urto di un mezzo leggero (1,50 ton) ad una velocità di percorrenza ammissibile di 40 km/h e un angolo di impatto pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile. In queste condizioni la forza d'urto sulla barriera stimata è pari a:

$$F = 21,06 \text{ kN}$$

Il livello di contenimento è pari a

$$L_c = 11 \text{ kJ}$$

garantito dal dispositivo di **classe H2**.

Per la valutazione dell'urto nella situazione di **rischio maggiore** si è considerata l'azione derivante dall'urto di un mezzo pesante (30 ton) ad una velocità di 35 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile. In queste condizioni la forza d'urto sulla barriera stimata è pari a:

$$F = 155,66 \text{ kN}$$

Il livello di contenimento è pari a

$$L_c = 166 \text{ kJ}$$

ottenibile con un dispositivo di **classe H2**.

Si considera che tale azione sia posta ad un'altezza pari a 0,50 m da piano viario e che agisca sul sistema rigido cordolo+barriera per uno sviluppo di 13 m, pertanto per ogni metro lineare di struttura si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{urto} = 11,97 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 5,99 \text{ kNm/m}$$

Come dimostrato nella relazione di calcolo la struttura dei cordoli a progetto sono in grado di resistere a tali azioni.