

REGIONE DEL VENETO



VIABILITA' S.R.L.



PROVINCIA DI VICENZA



SS.PP. varie. Manutenzione straordinaria e adeguamento dispositivi di ritenuta stradali. Aree Nord-Est della Provincia di Vicenza

PROGETTO ESECUTIVO

oggetto

Relazione di Calcolo

Amministratore Unico
di VI.abilità S.R.L.
Dott.ssa Cinzia Giaretta

Il Direttore Generale
Dott. Ing. Fabio Zeni

Progettazione:

Ing. Andrea DEMOZZI

Collaboratori:

Direzione Lavori

Ing. Andrea DEMOZZI

Responsabile dei Lavori (D.Lgs. 81/08)

Ing. Stefano MOTTIN

Coordinatore per la progettaz. (D.Lgs. 81/08)

Ing. Francesco FIA

Coordinatore per l'esecuzione (D.Lgs. 81/08)

Ing. Francesco FIA

C

data

Agosto 2018

aggiornamento/i data e numero

scala/e

commessa

7/2018

codice elaborato

eseguito

controllato

VI. abilità S.R.L.
VI. L.L. Zamenhof, 829
36100 - Vicenza - Italy

Tel. +39 0444 385711
Fax +39 0444 385799
E-mail info@vi-abilita.it
Web site www.vi-abilita.it

Capitale sociale: 5.050.000,00 euro
Partita IVA: 02828200241
Registro Imprese di Vicenza: 02828200241
R.E.A. di Vicenza: n. 285329

QUESTO DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTREMENTI PUBBLICATO IN TUTTO O IN PARTE SENZA IL CONSENSO SCRITTO DI VIABILITA' S.R.L.
(Legge 22.04.1941, n. 633 - art. 2875 e segg. C.C.)

INDICE

INTRODUZIONE.....	2
Descrizione dell'opera.....	2
Riferimenti normativi.....	3
IPOTESI DELLE AZIONI TRASMESSE DALLA BARRIERA	5
Dimensionamento del cordolo di testa	7
CONFRONTO TRA SPINTA DEL TERRENO E URTO SULLA BARRIERA.....	11
Muri a gravità.....	13
Muri in cemento armato.....	13
CONCLUSIONI.....	14

INTRODUZIONE

La presente relazione costituisce la relazione di calcolo delle strutture, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica, così come previsto al cap. 10.1 del DM 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni", inerente i lavori di manutenzione straordinaria e rifacimento dei dispositivi di sicurezza stradale sulle seguenti infrastrutture:

- SP 64 "Fiorentini" dal km 4+000 al km 6+200
- SP 71 "Ramenston" dal km 5+240 al km 5+400
- SP 72 "Fratellanza" dal km 5+000 al km 6+500

Descrizione dell'opera

Come si evince dalla pubblicazione del Ministero "Costi sociali dell'incidentalità stradale", la sicurezza stradale ed il relativo costo sociale legato all'incidentalità costituiscono ancora, in Italia, problemi di grandi dimensioni.

L'Italia presenta, infatti, tassi di mortalità (numero di vittime per milione di abitanti) quasi doppi rispetto a quelli dei Paesi europei con i migliori livelli di sicurezza.

Il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha pertanto elaborato (sulla base dei risultati raggiunti negli ultimi anni e delle indicazioni della Commissione Europea) il PNSS Orizzonte 2020, al fine di individuare e proporre nuovi strumenti e strategie per conseguire l'obiettivo generale di dimezzare il numero dei decessi sulle strade al 2020 rispetto al totale dei decessi registrato nel 2010.

L'approccio del PNSS Orizzonte 2020 prende a riferimento sia quanto realizzato in Italia con il PNSS 2001-2010, sia le più importanti esperienze condotte a livello internazionale, in Europa e al di fuori di essa.

In tale contesto si inserisce la presente iniziativa di VI.ABILITA' Srl, che ha trovato accesso al Piano dei finanziamenti ai sensi del D.M. n. 49 del 16/02/2018 presso il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti (Dipartimento per le infrastrutture, i sistemi informativi e statistici - Direzione generale per le strade e autostrade e per la vigilanza e la sicurezza nelle infrastrutture stradali), per iniziare ad adeguare i dispositivi di ritenuta sulle strade di propria competenza.

Con Determinazione n. 41 prot. 6689 del 01/06/2018, perciò, il Direttore Generale di VI.ABILITA' Srl, dott. Ing. Fabio Zeni, ha affidato al Raggruppamento Temporaneo fra Professionisti ing. Andrea Demozzi di Trento e ing. Francesco Fia di Dro (TN) i servizi attinenti all'architettura e all'ingegneria relativi ai lavori per la realizzazione di quanto in oggetto.

Riferimenti normativi

L'evoluzione dei flussi di traffico e la conseguente evoluzione normativa relativamente alle barriere stradali di sicurezza rendono necessario adeguare dette barriere con tipologie più moderne, rispondenti ai nuovi criteri di progetto e verifica.

Infatti, le norme più recenti (D.M. 223 del 1992 e successive modifiche o integrazioni, tra cui il D.M. 21 giugno 2004) hanno modificato radicalmente geometrie e strutture dei guard-rail.

Prima del D.M. 223/92 le norme definivano solo caratteristiche "geometriche" dei sistemi di sicurezza in acciaio.

In particolare:

a) la Nota Ministeriale del 30.07.1966 determinava delle caratteristiche dimensionali

- altezza del bordo inferiore del nastro da terra > 25 cm
- altezza dell'asse-nastro da terra > 40 e < 50 cm
- altezza del bordo superiore del nastro da terra > 60 cm
- altezza del nastro > 30 cm

b) la Circolare del Ministero LL.PP. n. 2337/87 determinava delle caratteristiche di qualità e dimensionali

- acciaio di qualità > Fe 360, zincato a caldo con una quantità di zinco > 300g/mq
- nastro: spessore minimo 3 mm, altezza > 300 mm, sviluppo > 475 mm
- paletti: spessore minimo 5 mm, lunghezza 1,65m per centrale e 1,95m per laterale
- bordo superiore nastro h > 70cm

Secondo l'approccio "prestazionale" introdotto dal D.M. 223/92, invece, la barriera deve verificare i seguenti obiettivi, calcolati mediante software di simulazione numerica e certificati mediante crash-test da eseguirsi presso laboratori autorizzati:

- adeguatezza strutturale della barriera, senza distacco di elementi
- contenimento del veicolo, senza ribaltamento a scavalcamento
- sicurezza per gli occupanti del veicolo
- adeguata traiettoria di rinvio del veicolo dopo l'impatto
- spostamento trasversale totale della barriera da valutare in base alla destinazione

Dal gennaio 2013 in Italia è obbligatorio l'utilizzo di barriere stradali di sicurezza marcate CE ai sensi della Direttiva sui Prodotti da Costruzione (Direttiva 89/106/CEE) e del relativo Decreto attuativo (DPR 21 Aprile 1993 n. 246), e quindi testate e certificate secondo tale approccio prestazionale.

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare alle seguenti norme:

- Legge 05/11/1971, n.1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 02/02/74, n.64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Decreto Ministeriale del 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni" (di seguito NTC18).

- Decreto ministeriale 65 del 07/03/2017, "Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni"

Inoltre si sono tenute presenti le seguenti referenze tecniche:

- Decreto Ministeriale del 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni" (di seguito NTC08) e relative "Istruzioni per l'applicazione" ovvero Circolare ministeriale 617 del 2/2/2009 (di seguito CNTC08) ove non in contrasto con le NTC18
- Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo" Norma UNI EN 1992 (di seguito EC2)
- Eurocodice 8: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica". Norma UNI EN 1998 (di seguito EC8)

Preme ricordare che le NTC2018 al paragrafo 3.6 affermano che le azioni eccezionali vanno combinate con le altre azioni mediante l'espressione di combinazione eccezionale, di cui al paragrafo 2.5.3:

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

Dove ψ_{2i} di categoria F e G (0.6 o 0.3).

Al paragrafo 3.6.3.2 si legge che le azioni dovute agli urti devono essere applicate agli elementi strutturali per i quali gli effetti sono di categoria II o III. Successivamente (par. 3.6.3.3.2) si trova che le azioni da considerare nelle verifiche locali di impalcato dovranno essere definite in accordo con lo schema di carico 2 di cui al paragrafo 5.1.3.3.3. In particolare, per l'urto di veicolo in svio, le azioni potranno essere valutate dal progettista in base a risultanze sperimentali ottenute nel corso di crash test su barriere di medesima classe e tipologia.

IPOTESI DELLE AZIONI TRASMESSE DALLA BARRIERA

Sui muri di sostegno vengono installate barriere di sicurezza di classe H2, i cui montanti tipicamente sono realizzati mediante profilati **C 120x80x6mm**, di acciaio S275, posti ad interasse di 2,00 m.

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i montanti della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo trasmesso dalla base di un montante al cordolo in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_p = f_y W_p$$

essendo: f_y = tensione di snervamento

W_p = $2 S_x$ = modulo di resistenza plastico

S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_p , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0,05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

Nell'allegato 8 del D.M. 09.01.1996 (controlli su acciaio da costruzione) è riportata la formula per il calcolo del valore caratteristico:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio

s = scarto quadratico medio

k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali (tabulato nel prospetto I)

per $n = \infty$ $k = 1.64$

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k \cdot s = f_k + 2 k \cdot s$$

Quindi per calcolare f'_k a partire da f_k , è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 2.3 (verifica periodica) dello stesso allegato si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento s/f_m sia minore del 7% per acciaio S355 e dell'8% per il S275 e il 235.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s/f_m \quad s = p \cdot f_m$$

$$f'_k = f_m - k \cdot s = f_k - k \cdot p \cdot f_m = f_m(1 - k \cdot p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - kp}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k \cdot s = f_m + k \cdot p \cdot f_m = f_m(1 + k \cdot p)$$

$$f'_k = f_k \frac{1 + kp}{1 - kp}$$

Con $k = 1,64$ ($n = \infty$) e $p = 0,08$ (**S275**) risulta pertanto:

$$k \cdot p = 1,64 \times 0,08 = 0,1312$$

$$f_m = f_k / (1 - 0,1312) = 1,15 f_k$$

$$f'_k = f_k (1 + 0,1312) / (1 - 0,1312) = 1,30 f_k$$

Per l'acciaio S275 con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

- valore medio $f_{ym} = 1,15 \times 275 = 316,25 \text{ N/mm}^2$
- frattile 0.95 $f'_{yk} = 1,30 \times 275 = 357,50 \text{ N/mm}^2$

Per il montante **C 120x80x6mm**, avente modulo di resistenza plastico $W_p = 2 \times 34,8 = 69,6 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_p = 357,50 \times 69,6 \times 10^3 = 24,9 \times 10^6 \text{ N mm} = \mathbf{24,9 \text{ kNm}}$$

Considerando che la forza d'urto agisca a 0.60 m dall'estradosso del cordolo e che il momento M_p si raggiunga a 5 cm da tale superficie (nel caso di paletto inghisato nel cordolo), la forza orizzontale massima su un paletto vale:

$$H_p = 24,9 / 0,65 = \mathbf{38,45 \text{ kN}}$$

Essendo l'interasse dei montanti $i = 2,0$ metri si ricava una forza distribuita pari a:

$$H_{urto} = 38,45 / 2,0 = \mathbf{19,23 \text{ kN/m}}$$
 applicata a 0,60 m dalla pavimentazione.

Per valutare la forza massima totale che può essere applicata ad un muro è necessario formulare un'ipotesi sul numero massimo di montanti che si possono plasticizzare contemporaneamente quando un veicolo urta contro la barriera.

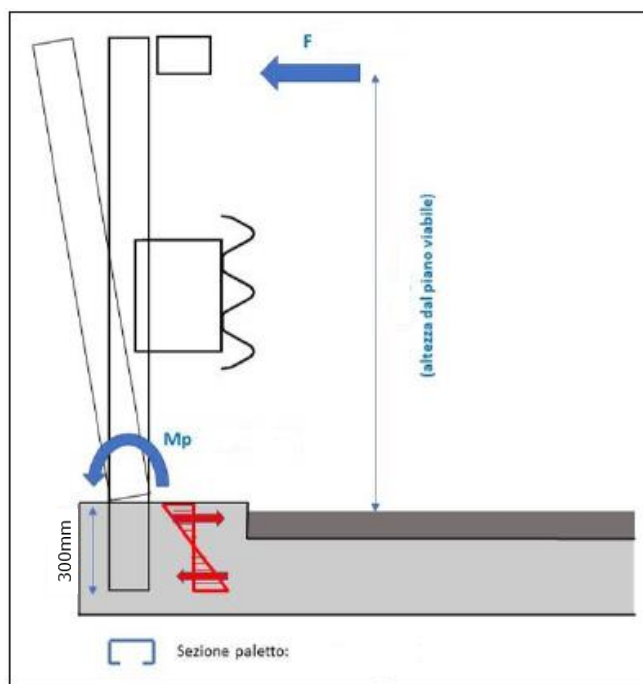
Dai crash-tests eseguiti e dalle simulazioni al computer si è constatato che vi è una fase in cui il veicolo urtante si dispone in direzione parallela alla barriera spostando la lama verso l'esterno per un tratto di poco superiore alla lunghezza del mezzo: si può quindi considerare che si plasticizzino contemporaneamente tutti i montanti corrispondenti alla lunghezza del mezzo più due paletti all'esterno.

Essendo la lunghezza massima di un pullman 11,90 m, il numero massimo di montanti che si plasticizzano contemporaneamente si può ritenere: $11,90 / 2,00 + 2 \cong 8$ su una lunghezza di $8 \times 2,0 = 16,0 \text{ m}$.

Con queste ipotesi la forza totale risulta quindi: $H_{tot} = 8 \times 38,45 = 307,60 \text{ kN}$.

Dimensionamento del cordolo di testa

Secondo le indicazioni fornite nei paragrafi precedenti, l'urto di un veicolo in svio trasmette le forze al cordolo secondo il seguente schema:



La forza dell'urto si trasmette come taglio puro al cordolo, che vale $V = 19.23 \text{ kN/m}$

Il momento di plasticizzazione si trasmette come torsione, e vale $M_T = 24,9 \text{ kNm}$

a) geometria:

h_{tot} = altezza del cordolo	500,00 mm
b = base della trave	500,00 mm
R_{ck} 35 classe di resistenza del calcestruzzo	$f_{\text{cd}} = 16,46 \text{ N/mm}^2$
$f_{\text{cd}} = 13,17$	$f_{\text{ctm}} = 2,83 \text{ N/mm}^2$

b) dimensionamento dell'armatura longitudinale per flessione:

acciaio:	$f_{\text{yd}} = 391,30 \text{ N/mm}^2$
A_s = area di acciaio al lembo teso necessaria all'equilibrio =	1.987,75 mm²
N = numero di ferri	2 -
ϕ = diametro dei ferri	16 mm

d = altezza utile ($=h_{\text{tot}} - c$)	450,00 mm
c = copriferro	50,00 mm
x = posizione dell'asse neutro	116,67 mm
z = braccio della coppia interna	394,17 mm
β_A = coefficiente di riempimento (par-rettang)	0,81 -
β_g = "baricentro" dello stress-block	0,41 -

γ_m = coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	1,50 -
γ_m = coefficiente di sicurezza dell'acciaio	1,15 -
C = forza totale di compressione = $\beta_A f_{cd} \times b$	777.813,75 N
T = forza totale di trazione = $A_s f_{yd}$	157.273,04 N
M_{rd} = momento resistente della sezione, lato cls	306.588.253,13 N*mm
M_{rd} = momento resistente della sezione, lato acciaio	61.991.791,30 N*mm

$M_{res,sez}$ = MOMENTO RESISTENTE A FLESSIONE DELLA SEZIONE DEL CORD	61,99 kNm
---	-----------

c) dimensionamento della staffatura per taglio:

$\alpha_c = 1$ per elementi non soggetti a carichi assiali

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) \cdot \sin\alpha \quad V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$$

$V_{Rcd} =$	666,70 kN
$V_{Rsd} =$	71,66 kN
$A_{res,traz}$ = area resistente a trazione	47.250,00 mm ²
$E_{cls} =$	32.588,11 N/mm ²
$J_{sez} =$	5.208.333.333,33 mm ⁴
α = inclinazione delle staffe con l'asse della trave	90 °
ϑ = inclinazione delle bielle compresse del cls	45 °
$\cotg \alpha =$	0,00 -
$\cotg \vartheta =$	1,00 -
A_{sw} = area di acciaio delle staffe	226,08 mm ²
n = numero dei bracci delle staffe	2 -
ϕ = diametro delle staffe	12 mm
passo = passo delle staffe	500 mm

$V_{res,sez}$ = TAGLIO RESISTENTE DELLA SEZIONE	71,66 kNm
---	-----------

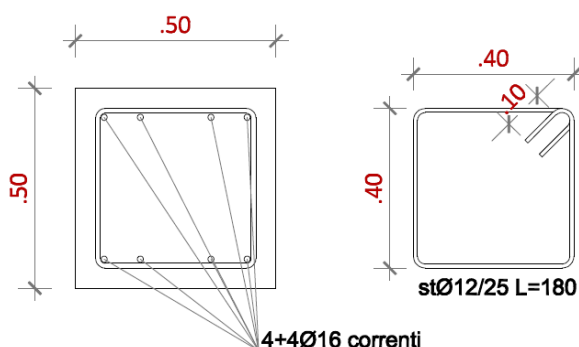
d) dimensionamento dell'armatura per torsione:

$T_{res,cls}$ = mom. torcente resistente lato cls	$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \cotg\theta / (1 + \cotg^2\theta)$	2.518,64 kNm
A =		180.000,00 mm ²
t =		1.700,00 mm
f'_{cd} = resistenza ridotta del cls d'anima (=0,5*f _{cd})		8,23 N/mm ²
$T_{res,st}$ = momento torcente per staffe	$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta$	63,70 kNm
A_s = aresa staffe per torsione		226,08 mm ²
n = numero dei bracci delle staffe		2 -
ϕ = diametro delle staffe		12 mm
passo = passo delle staffe		500 mm

$T_{res, long}$ = momento torcente per ferri long	$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$	66,61 kNm
A_l = area ferri longitudinali per torsione		803,84 mm ²
n = numero ferri longitudinali		4 -
ϕ = diametro ferri longitudinali		16 mm
u_m = perimetro del nucleo resistente		1.700,00

$T_{res, sez}$ = MOMENTO TORCENTE RESISTENTE DELLA SEZIONE	63,70 kNm
--	-----------

Il cordolo verrà dunque armato come indicato nello schema che segue:



Inoltre, per assicurare il corretto funzionamento dei meccanismi resistenti, si dovrà predisporre la seguente armatura di corredo:

- connettori alla sottostruttura esistente: 1 Ø20/25 L=165cm

Il momento di plasticizzazione viene trasferito al cordolo che a sua volta trasmette il congruente sistema di forze alla sottostruttura esistente. In questo modo la superficie longitudinale di separazione tra cordolo e muro sottostante viene intesa come sezione di calcestruzzo sollecitata a flessione dove la componente di compressione viene trasmessa tramite contatto e la parte di trazione viene assorbita dalle barre inghisate.

CONNETTORI

M_{pl} = momento di plasticizzazione del paletto	24,90 kNm
b = base della sezione (pari all'interasse dei montanti)	2000 mm
h = altezza della sezione (pari alla profondità del cordolo)	500 mm
N = numero di connettori	6 -
ϕ = diametro dei connettori	20 mm
d = altezza utile ($=h_{tot} - c$)	450,00 mm
c = copriferro	50,00 mm
x = posizione dell'asse neutro	116,67 mm
z = braccio della coppia interna	392,17 mm
β_A = coefficiente di riempimento (par-rettang)	0,81 -
β_g = "baricentro" dello stress-block	0,41 -
γ_m = coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	1,50 -

γ_m = coefficiente di sicurezza dell'acciaio	1,15 -
C = forza totale di compressione = $\beta_A f_{cd} \times b$	3.111.255,00 N
T = forza totale di trazione = $A_s f_{yd}$	737.217,39 N
M_{rd} = momento resistente della sezione, lato cls	1.220.130.502,50 N*mm
M_{rd} = momento resistente della sezione, lato acciaio	289.112.086,96 N*mm

$M_{res, sez}$ = MOMENTO FLETTENTE DELLA SEZIONE	289,11 kNm
--	------------

$T_{soll, conn}$ = FORZA DI TRAZIONE SU UN CONNETTORE	10,58 kN
---	----------

La forza di trazione a cui è sollecitato un connettore è dunque 10,58 kN. Si rimanda per le opportune considerazioni di merito, alla relazione che descrive le prove di estrazione effettuate a campione sulle sottostrutture esistenti.

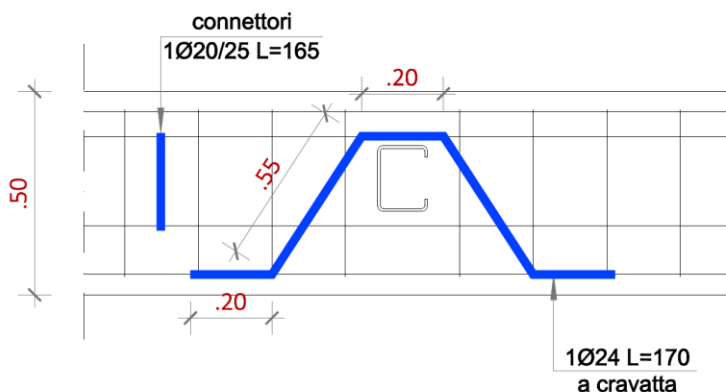
- ferri a cravatta: 1 ϕ 24 ogni montante L=170cm

Il momento di plasticizzazione viene trasferito al cordolo mediante come coppia di forze: la componente a trazione viene assorbita da un ferro d'armatura disposto a cravatta attorno al paletto montante. In questo modo la sollecitazione flessionale viene trasferita dapprima come azione tagliante, quindi come trazione:

CRAVATTA

M_{pl} =	momento di plasticizzazione del paletto	24,90 kNm
H =	profondità di inghisaggio del montante	300 mm
T =	forza di trazione sulla cravatta generata in fase di urto	124,50 kNm
<i>NB: è dimezzata perché sono 2 le sezioni di barra tese</i>		
ϕ_{traz} =	diametro necessario	22 mm
V =	forza di taglio sulla cravatta	249
ϕ_{taglio} =	diametro necessario	24 mm

ϕ =	diametro risultante	24 mm
----------	---------------------	-------



CONFRONTO TRA SPINTA DEL TERRENO E URTO SULLA BARRIERA

I problemi che devono essere affrontati per valutare gli effetti dell'installazione di una barriera sicurvia sulla sommità di un muro di sostegno sono molteplici, in quanto non riguardano semplicemente il collegamento tra la nuova struttura (barriera sicurvia e cordolo) e la sottostante muratura, ma l'equilibrio del muro nel suo complesso, sottoposto alle sollecitazioni conseguenti all'urto del veicolo in svio.

In questa sede si può presumere che i muri di sostegno esistenti siano stati dimensionati in base alla spinta attiva del terreno, considerando probabilmente inoltre la presenza di un sovraccarico stradale uniformemente ripartito, ma ignorando le azioni trasmesse dalla barriera di sicurezza nel caso dell'urto di un veicolo contro di essa.

Installando ora la nuova barriera ad alto livello di contenimento si rende necessaria una verifica dei muri anche nella fase d'urto: affinché la barriera possa assorbire l'energia cinetica di un veicolo pesante in svio è necessario che i piantoni possano subire elevate deformazioni plastiche e quindi che i muri possano resistere alle azioni trasmesse dai piantoni in questa fase.

In considerazione dell'eccezionalità dell'evento, della sua breve durata e del suo carattere dinamico si potrebbe inoltre ritenere sufficiente un coefficiente di sicurezza minore rispetto all'usuale 1.5 come suggerito dall'attuale stato normativo.

Affrontando il problema della verifica dei muri di sostegno nella fase d'urto sulla barriera di sicurezza si pone un'importante questione preliminare: se le sollecitazioni massime indotte dall'urto debbano essere sommate a quelle dovute alla spinta del terreno o se invece possano essere considerate alternative ad esse.

In mancanza di risultati sperimentali la risposta a tale quesito appare problematica. Si può in generale ritenere che il materiale che costituisce i rilevati, costruiti decenni fa e quindi ben assestati, possieda una coesione apparente a breve termine. Si può quindi ipotizzare che, nel breve intervallo di tempo durante il quale avviene l'urto e si sviluppa la plasticizzazione dei piantoni, il muro si distacchi dal terreno quel tanto che basta a far sì che venga meno l'azione del terrapieno retrostante. In queste condizioni sommare le sollecitazioni massime dovute all'urto sulla barriera con quelle dovute alla spinta del terreno su tutta l'altezza del muro può apparire eccessivamente prudente. È necessario altresì osservare che l'ipotesi di spinta nulla non terrebbe conto del permanere di una spinta nella parte più bassa, meno deformata, del muro, ma si può ritenere che questa azione avrebbe un limitato effetto sul momento alla base e la sua omissione nel calcolo potrebbe essere ritenuta coperta dal coefficiente di sicurezza.

In quest'ottica, rimandando il giudizio sulla validità dell'ipotesi di alternatività delle azioni d'urto e di spinta ai singoli casi che dovranno essere esaminati, si sono eseguiti dei confronti tra le sollecitazioni dovute alla spinta del terreno, calcolate in determinate ipotesi, e quelle indotte dall'urto per diverse altezze del muro.

Dal confronto eseguito emerge che, dal punto di vista teorico e con le ipotesi assunte, per muri progettati con sovraccarico di 10 kN/m^2 :

- per altezza maggiore a 4,25 m il momento massimo indotto dall'urto del veicolo in svio è *inferiore* a quello dovuto alla spinta del terreno e del sovraccarico;
- per altezza maggiore a 1,50 m la forza d'urto del veicolo in svio è *inferiore* a quella dovuta alla spinta del terreno e del sovraccarico.

Ne consegue che, sotto le azioni trasmesse dalla barriera nella fase d'urto, *nell'ipotesi che non agisca contemporaneamente la spinta del terreno*:

- i muri di altezza $\geq 4,25 \text{ m}$ circa non presentano in generale problemi di *stabilità globale*;
- per i muri di altezza $\geq 1,50 \text{ m}$ circa la verifica a slittamento è soddisfatta.

Con sovraccarico nullo tali profondità di equivalenza aumentano rispettivamente a 5,0 m circa e a 2,20 m circa. Va comunque tenuto presente che il confronto è stato eseguito con riferimento alla massima azione locale possibile dell'urto, corrispondente alla forza di plasticizzazione di un piantone pari a 38,45 kN che, dato l'interasse di 2,00, corrisponde a una sollecitazione di 19,23 kN/m: tale valore si può ritenere un limite superiore.

Più realisticamente si può assumere che, su un tratto di muro di sufficiente lunghezza, l'azione globale (agente su 16,0 m avendo ipotizzato che nell'urto siano coinvolti n° 8 montanti) si distribuisca su una lunghezza maggiore, anche se questa considerazione si può ritenere valida più per le verifiche di stabilità globali del muro che non per le verifiche delle sezioni nella parte più alta, che devono essere in grado di sopportare l'azione locale.

Fatta comunque questa assunzione, si può considerare un tratto di muro tra due giunti o un tratto validamente collegato da un cordolo in testa, come un unico corpo rigido sottoposto alla forza d'urto globale di un veicolo e nel contempo al momento stabilizzante dovuto al peso totale del veicolo urtante.

In precedenza si è ipotizzato che, nel caso del veicolo in svio, si plasticizzino contemporaneamente n° 8 montanti su una lunghezza di 16,0 m e che pertanto la forza totale valga: $H_{\text{tot}} = 8 \times 38,45 = 307,60 \text{ kN}$.

Assumendo il peso del mezzo in 130 kN (peso del pullman nel crash test di verifica) e considerando che nella fase critica il veicolo sia sollevato sulla fila esterna di ruote e che, per la geometria della struttura cordolo – barriera sicurvia tale fila sia situata a 65 cm dal paramento esterno del muro, il momento stabilizzante globale risulta:

$$M_{\text{stv}} = 130 \times 0,65 = 84,5 \text{ kNm}$$

Indicando con m_{stm} il momento stabilizzante per unità di lunghezza dovuto al peso del muro, per un muro di lunghezza L il momento stabilizzante complessivo M_{st} vale: $M_{\text{st}} = m_{\text{stm}} \cdot L + M_{\text{stv}}$

Detto M_{rib} il momento ribaltante cui è sottoposto il muro, deve risultare: $M_{\text{st}} = m_{\text{stm}} \cdot L + M_{\text{stv}} \geq \gamma \cdot M_{\text{rib}}$ con γ = coefficiente di sicurezza.

da cui si ottiene la lunghezza minima del muro:

$$L \geq \frac{\gamma M_{rib} - M_{stv}}{m_{stm}}$$

Per quanto concerne il valore da assegnare al coefficiente di sicurezza γ (con il valore $\gamma = 1$ si ha la condizione teorica di ribaltamento) si ritiene accettabile un valore di 1,2 in considerazione dell'eccezionalità dell'evento e della corretta valutazione delle azioni che è stata operata (frattile di ordine 0,95 – quindi probabilità del 5% per l'intensità dell'urto di essere maggiorata).

Scopo delle verifiche è infatti di accertare che la probabilità che i montanti si plasticizzino prima che il muro collassi per perdita di equilibrio sia sufficientemente elevata.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche eseguite.

Muri a gravità

Per i muri a gravità la verifica al ribaltamento viene effettuata in corrispondenza alla sezione d'attacco tra muro e fondazione, *sempre nell'ipotesi che nella fase d'urto non agisca anche la spinta del terreno*. Dalle verifiche emerge che:

- i muri di altezza < 2,0 m circa risultano comunque inadeguati a resistere alla forza massima d'urto sulla barriera, dato che la lunghezza di muratura che dovrebbe collaborare alla forza d'urto appare eccessiva;
- i muri di altezza compresa tra 2,0 m e 3,5 m circa possono teoricamente resistere se di sufficiente lunghezza;
- per i muri di altezza > 3,5 m circa il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è maggiore di 1,2 per qualunque lunghezza, in quanto la lunghezza minima teorica occorrente per l'equilibrio risulta minore della lunghezza del tratto plasticizzato della barriera, ipotizzato in 16,0 m.

Muri in cemento armato

Per i muri in cemento armato la verifica al ribaltamento viene effettuata in corrispondenza sul piano d'imposta della fondazione, essendo la continuità strutturale tra muro e fondazione garantita dall'armatura presente. Si considera pertanto che all'equilibrio complessivo contribuiscano il peso proprio della struttura e del terrapieno, *sempre nell'ipotesi che nella fase d'urto non agisca anche la spinta del terreno*. Dalle verifiche emerge che:

- i muri di altezza < 3,0 m circa possono teoricamente resistere se di sufficiente lunghezza;
- per i muri di altezza > 3,0 m circa il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è maggiore di 1,2 per qualunque lunghezza, in quanto la lunghezza minima teorica occorrente per l'equilibrio risulta minore della lunghezza del tratto plasticizzato della barriera, ipotizzato in 16,0 m.

CONCLUSIONI

Si osserva che le verifiche fin qui condotte hanno riguardato la sicurezza al ribaltamento alla base del muro in elevazione per i muri a gravità e sul piano d'imposta della fondazione per i muri in cemento armato. *Questa verifica è necessaria ma non sufficiente* per ritenere la struttura nel suo complesso idonea a resistere alle sollecitazioni indotte dal veicolo in svio, in quanto è necessario estendere tali verifiche fino a indagare la capacità resistente delle sezioni della parte in elevazione delle murature, a diverse altezze. La presente relazione, perciò, considera la verifica globale del sistema; si ritiene opportuno verificare caso per caso i muri di sostegno su cui si intende intervenire anche nelle sezioni a diverse altezze della parte in elevazione.

Per quanto si può fin d'ora intuire, la parte sommitale di tutti i muri risulta del tutto inadeguata a sopportare l'azione dell'urto e pertanto dovrà essere demolita e ricostruita in cemento armato, mediante formazione di un cordolo ancorato al muro sottostante.

Per i muri a gravità l'ancoraggio avverrà mediante la formazione di fori nella muratura, l'infissione di barre e il successivo riempimento con malta cementizia espansiva.

Per i muri in cemento armato invece l'ancoraggio avverrà usufruendo dell'armatura esistente, previa demolizione della parte sommitale.

Si dovrà valutare di volta in volta se l'armatura presente sia sufficiente per resistere alle sollecitazioni indotte dall'urto, ed eventualmente provvedere alla sua integrazione o all'ancoraggio nella muratura sottostante analogamente a quanto previsto per i muri a gravità.

Pur non disponendo di schemi di dimensionamento univoci cui fare riferimento, a quanto si è potuto appurare i muri di sostegno in cemento armato realizzati finora dalla Provincia Autonoma di Bolzano dispongono di un'armatura adeguata per resistere alle sollecitazioni conseguenti all'urto del veicolo in svio, tenuto conto anche dell'eccezionalità dell'evento e della scarsa probabilità che l'intensità assunta per la sollecitazione in fase di calcolo possa essere superata.

Appaiono invece più problematiche in generale le condizioni di stabilità per i muri più bassi o di lunghezza insufficiente, per i quali le condizioni di equilibrio potrebbero essere raggiunte solo considerando collaboranti tratti di muratura troppo estesi: per garantire condizioni di equilibrio globali per la struttura sarà necessario ricorrere all'impiego di micropali o tiranti, da ancorare al cordolo in testa al muro, allo scopo di assorbire la spinta in eccesso dovuta all'urto del veicolo in svio, per la quale i muri stessi non risultano verificati.

Trento, agosto 2018

Il tecnico incaricato
ing. Andrea Demozzi

Ha collaborato
ing. Francesco Fia