

**STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"**  
 Adeguamento della piattaforma stradale e messa in  
 sicurezza dal km 56+000 al km 64+000  
 Stralcio 1 (pk 0+000 – 1+900)

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **RM180**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)  
 PROGIN S.p.A.  
 S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

*Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)*  
*Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799*

PROGETTISTA FIRMATARIO:

*Dott. Ing. Lorenzo INFANTE (Progin S.p.A.)*  
*Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno n. 3446*

RESPONSABILE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE:

*Dott. Arch. Salvatore SCOPETTA (Progin S.p.A.)*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)*  
*Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)*

VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

Dott. Ing. Paolo NARDOCCI

PROTOCOLLO

DATA

\_\_\_\_ 202\_

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:  
 Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

MANDANTI:



Direttore Tecnico:  
 Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



**PROGETTO INFRASTRUTTURA – OPERE D'ARTE MINORI**

Relazione di calcolo cordolo spartitraffico

CODICE PROGETTO

D P R M 3 6 8 E 2 3

NOME FILE

T01OM00STRRE04A

REVISIONE

SCALA:

CODICE  
 ELAB.

T 0 1 O M 0 0 S T R R E 0 4

A

-

A	Prima emissione	04-2024	M. Boccardi	P. Valente	L. Infante
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>2</b>
3.1	Calcestruzzo per cordoli .....	2
<b>4</b>	<b>CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE</b> .....	<b>3</b>
4.1	Verifiche Strutturali SLU .....	3
4.1.1	Pressoflessione .....	3
4.1.2	Taglio.....	4
4.2	Verifiche strutturali SLE .....	6
4.2.1	Stato limite di limitazione delle tensioni .....	6
4.2.2	Stato limite di fessurazione.....	6
<b>5</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI</b> .....	<b>8</b>
5.1	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali.....	8
5.2	Azione eccezionale dovuta all'urto dell'autoveicolo in fase di svio.....	8
5.3	Combinazioni di carico .....	9
<b>6</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE DEL CORDOLO</b> .....	<b>9</b>
6.1.1	Armatura cordolo.....	9
6.1.2	Verifiche allo SLU.....	9
6.1.3	Verifiche locali della mensola per azioni d'urto.....	11

## 1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici del Progetto esecutivo “Strada Statale 4 via Salaria: adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza dal km 56+000 al km 64+000”, è prevista la realizzazione delle opere di sostegno necessarie al potenziamento della strada statale S.S.4 “Via Salaria” mediante l’adeguamento della piattaforma esistente ad una piattaforma assimilabile, per caratteristiche tecniche, alla cat. B. In particolare, nel presente documento è affrontato il dimensionamento del cordolo per la corretta installazione dello spartitraffico.

## 2 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l’elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell’ambito del presente documento.

- D.M. 17/01/2018 (NTC18): “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21/01/2019, n.7 CSLLP
- Norma Europea UNI ENV 1990: “Eurocodice 0 – Basi di calcolo”;
- Norma Europea UNI ENV 1991: “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture”;
- Norma Europea UNI ENV 1992: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- Norma Europea UNI ENV 1997: “Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica”;
- Norma Europea UNI EN 1198: “Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”.

## 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

### 3.1 Calcestruzzo per cordoli

Di seguito sono illustrati i materiali di calcestruzzo e acciaio, insieme alla classe di esposizione, relativamente all’opera oggetto della presente relazione:

<i>Valutazione della classe di calcestruzzo</i>	
Classe di Esposizione	Resistenza Minima
XC4-XD3	$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$

<i>Riepilogo dei dati del calcestruzzo</i>			
<i>Tipologia di calcestruzzo</i>		<b>C35/45</b>	
<i>Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni</i>	$R_{ck}$	45.00	MPa
<i>Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni</i>	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	37.35	MPa
<i>Valore medio della resistenza cilindrica</i>	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.35	MPa
<i>Resistenza di calcolo breve durata</i>	$f_{cd} \text{ (Breve Durata)} = f_{ck} / 1.5$	24.90	MPa

Riepilogo dei dati del calcestruzzo			
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lunga Durata)} = 0,85 f_{cd}$	21.17	MPa
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	3.35	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2.35	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	4.02	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / 1.5$	1.56	MPa
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3}$	34625	MPa

Riepilogo dei dati delle armature ordinarie			
Tipologia di Acciaio		<b>B450C</b>	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450	MPa
Tensione caratteristica di calcolo	$f_{yd}$	391.30	MPa
Modulo Elastico	$E_s$	210000	MPa

## 4 CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE

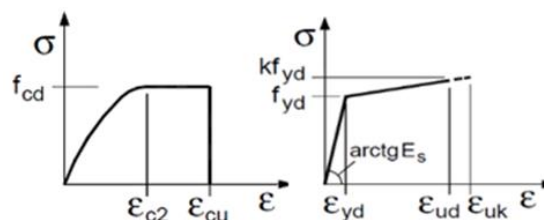
### 4.1 Verifiche Strutturali SLU

Le verifiche strutturali allo SLU (Stato Limite Ultimo) sono quelle che riguardano l'attingimento della resistenza degli elementi strutturali. Esse sono:

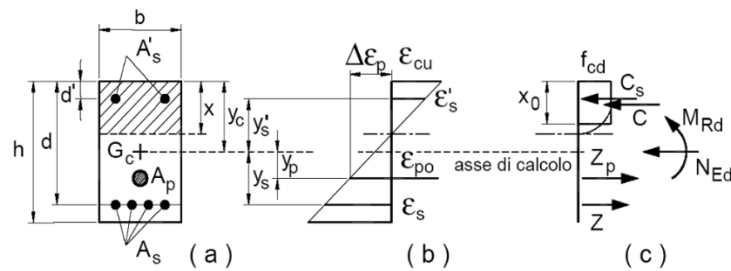
- Verifica a pressoflessione
- Verifica a taglio

#### 4.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC 2018, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi calcestruzzo e acciaio



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione della generica sezione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{rd} = M_{rd}(N_{ed}) \geq M_{ed}$$

- $M_{rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente soggetto a  $N_{ed}$
- $N_{ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione (sforzo normale)
- $M_{ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione

#### 4.1.2 Taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

$$v_{min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d}$$

Dove:

- $d$  è l'altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore
- $b_w$  pari a 1000mm è la larghezza utile della sezione ai fini del taglio

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$ , secondo le seguenti formule:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg\theta^2}$$

Essendo:

$$1 \leq ctg \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC 2018, considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq ctg \theta \leq 2,5 \quad \rightarrow \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle ( $\theta$ ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$cot\theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} \quad \omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}} \quad v = \frac{f'_{cd}}{f_{cd}} = 0,5$$

Dove:

- $\theta^*$  angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)
- $f_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
- $f_{cd}$  resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima
- $\omega_{sw}$  percentuale meccanica di armatura trasversale
- $A_c$  coefficiente maggiorativo (pari ad 1 per membrane non compresse, pari a  $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$  per valori di  $\sigma_{cp}$  compresi tra lo 0% ed il 25% di  $f_{cd}$ , pari ad 1,25 per valori compresi tra il 25% ed il 50% di  $f_{cd}$ , pari a 2,5(1- $\sigma_{cp}/f_{cd}$ ) per valori compresi tra il 50% ed il 100% di  $f_{cd}$ )

Inoltre si precisa che se  $ctg\theta^*$  è compresa tra 1,0 e 2,5 è possibile valutare il taglio resistente in modo tale da eguagliare il taglio resistente lato compressione con il taglio resistente lato trazione. Nel caso di  $ctg\theta^*$  maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature valutabile con  $ctg\theta$  pari a 2,5. Infine nel caso in cui  $ctg\theta^*$  risulta minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse di calcestruzzo ed il taglio coincide con il massimo valore resistente sopportabile dal calcestruzzo valutabile con  $ctg\theta$  pari a 1,0.

## 4.2 Verifiche strutturali SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

### 4.2.1 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche *Rara* e *Quasi Permanente*. I valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo non reagente a trazione adottando come limiti di riferimento quelli di seguito indicati, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente:

Calcestruzzo C35/45			
Combinazione Quasi Permanente	$\sigma_{c,max,Q.P.} = 0,45 f_{cK}$	15.75	MPa
Combinazione Rara	$\sigma_{c,max,R.} = 0,60 f_{cK}$	21.00	MPa

Acciaio B450C			
Combinazione Rara	$\sigma_{f,max} = 0,80 f_{yK}$	360	MPa

### 4.2.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico *Frequente* e combinazione *Quasi Permanente*. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive di tipo XC4-XF1; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV].

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

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente.

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi Permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Risultando i valori di  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  rispettivamente pari a 0,2mm 0,3mm e 0,4mm. Pertanto dovrà risultare nel nostro progetto:

Combinazione	Ap. fessure
Combinazione Quasi permanente	$w \leq w_1 = 0.2\text{mm}$
Combinazione Frequente	$w \leq w_2 = 0.2\text{mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/2019.



## 5 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

### 5.1 Pesì propri e carichi permanenti non strutturali

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici  $\gamma$  come di seguito definiti:

Materiale	Peso nell'unità di volume
Calcestruzzo strutturale	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Terreno di rinterro	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

### 5.2 Azione eccezionale dovuta all'urto dell'autoveicolo in fase di svio

Per l'azione d'urto da considerare sul cordolo si è preso come riferimento il manuale di installazione delle barriere NDBA di sicurezza spartitraffico sul cordolo di Anas S.p.A.

Si dichiarano nel manuale le seguenti sollecitazioni massime sul cordolo:

- Massima sollecitazione assiale = 491 kN
- Massima sollecitazione di taglio = 415 kN.
- Momento Massimo= 179 kN m

L'azione d'urto pertanto corrisponde all'azione di taglio:

- Furto = 415 kN

Il momento torcente indotto sul cordolo invece è pari alla forza d'urto per l'altezza massima della barriera, pari ad 1,12m. Considerando un'interasse delle coppie dei tirafondi pari a 2m ed un'altezza del cordolo di 45cm si è considerata una lunghezza di diffusione dei carichi di 2,90m che ha portato a delle sollecitazioni a metro lineare pari a:

- Qurto = 143,10 kN/m
- Murto = 160,28 kNm/m

Azioni sulla struttura						
$H_{\text{Parap.}}$	$F_{\text{Urto}}$	B	$H_{\text{muro, min}}$	L	$Q_{\text{Urto}}$	$M_{\text{Urto}}$
[m]	[KN]	[m]	[m]	[m]	[KN/m]	[KNm/m]
1.12	415.00	2.00	0.45	2.90	143.10	160.28

### 5.3 Combinazioni di carico

Si riporta nel seguito il riepilogo delle combinazioni di carico esaminate per l'analisi e la verifica del muro di sostegno. In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni con tale simbologia adottata:

- $\gamma$ : Coefficiente di partecipazione della condizione
- $\psi$ : Coefficiente di combinazione della condizione
- Per le combinazioni d'urto il coefficiente di partecipazione dei carichi stradali è pari a zero

#### Combinazione ECC - URTO

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso cordolo	1.00	--	Sfavorevole
Peso rinterro	1.00	--	Sfavorevole
URTO	1.00	1.00	Sfavorevole

## 6 ANALISI E VERIFICHE DEL CORDOLO

### 6.1.1 Armatura cordolo

Di seguito si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di :

Elemento		Armatura a Flessione		Armatura a Taglio	
		Longitudinale	Di parete	Spilli	Staffe
Fondazione	Lato Superiore	6 $\Phi$ 20	2 $\Phi$ 20	-	4 $\Phi$ 16/20
	Lato Inferiore	6 $\Phi$ 20	2 $\Phi$ 20		

### 6.1.2 Verifiche allo SLU

Si riportano i risultati delle verifiche a pressoflessione e taglio. Nelle verifiche è stato considerato un copriferro (distanza tra il bordo e l'asse del ferro longitudinale) pari a 60mm.

Elemento	GEOMETRIA		VERIFICA A PRESSOFLESSIONE						FS	
	b	h	$M_{ed}$ [kNm]	Ferri		As	c	d		$M_{Rd}$ [kNm]
	[mm]	[mm]		n	$\varphi$	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]		
Lato Superiore	450	1000	179.0	4	20	1256.64	60	940	446.0	2.49
Lato Inferiore				4	20	1256.64	60			

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento ad elementi in c.a. armati a taglio:

Armature trasversali				Inclinazione Bielle Compresse		Taglio Compressione		Taglio Trazione		FS
$n_b$	$\emptyset$	p	$A_{sv}$	$\alpha^\circ$	ctg $\theta$	$f_{cd}$ (Mpa)	$V_{Rcd}$ (KN)	$V_{Rsd}$	$V_{rd}$	
		(mm)	(mm <sup>2</sup> )					(KN)		
2	16	200	402.12	90	2.09	18.81	1393.04	1393.05	1393.04	3.36

Si riporta inoltre la verifica a torsione del cordolo considerando l'azione di momento massimo sulla struttura come azione torcente:

VERIFICA A TAGLIO PURO		
RESISTENZA SEZIONI ARMATE A TAGLIO		
<b>RESISTENZA PER ROTTURA ARMATURA A TAGLIO</b>	$V_{Rsd}$ :	1393.00 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot s_{ena}$		
<b>RESISTENZA PER SEZIONI ARMATE A TAGLIO</b>	$V_{Rcd}$ :	1393.00 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot F_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		1393.00 kN

VERIFICA A TORSIONE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI	
Base sezione: b=	450 mm	<b>CALCESTRUZZO</b>	
Altezza sezione: h=	1000 mm	Classe cls	C30/37
Copriferro: c=	60 mm	f <sub>ck</sub>	30.71 MPa
Area sezione trasversale: A <sub>tot</sub> =	450000 mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	17.40 MPa
Perimetro sezione trasversale: P <sub>est</sub> =	2900 mm	γ <sub>c</sub>	1.5
Spessore parete equivalente cava: t=	120 mm		
Area parete equivalente A <sub>k</sub> =	290400 mm <sup>2</sup>		
Perimetro medio area parete: u <sub>k</sub> =	2420 mm		
DATI ARMATURA			
ARMATURA LONGITUDINALE			
Diametro armatura tesa d1:	20 mm	<b>ACCIAIO</b>	
N° barre tese n1:	8	f <sub>yk</sub>	450 MPa
Diametro armatura compressa d2:	20 mm	f <sub>yd</sub>	391.30 MPa
N° barre compresse n2:	8	γ <sub>s</sub>	1.15
ARMATURA TRASVERSALE		AZIONI	
Diametro armatura a taglio (// alla sezione):	16 mm	N <sub>Ed</sub> :	0 kN
Passo armatura a taglio:	200 mm	T:	179 kNm
N° bracci delle staffe:	2	γ <sub>Rd</sub>	1.0
Inclinazione staffe α:	90°	T <sub>Ed</sub> = T*γ <sub>Rd</sub> :	179 kNm
Inclinazione puntone β:	26°		
RESISTENZA A TORSIONE			
<b>RESISTENZA BIELLA DI CLS</b>		T <sub>Rcd</sub> :	236 kNm
$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$			
<b>RESISTENZA ARMATURE TRASVERSALI</b>		T <sub>Rsd</sub> :	956 kNm
$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_c / s) \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta$			
<b>RESISTENZA ARMATURE LONGITUDINALI</b>		T <sub>Rid</sub> :	226 kNm
$T_{Rid} = 2 \cdot A_k \cdot (\sum A_i \cdot f_{yd}) / (u_k \cdot \cot\theta)$			
$T_{Rd} = \min(T_{Rsd}, T_{Rcd}, T_{Rid}) > T_{Ed}$		225.56 kNm	
SEZIONE VERIFICATA			

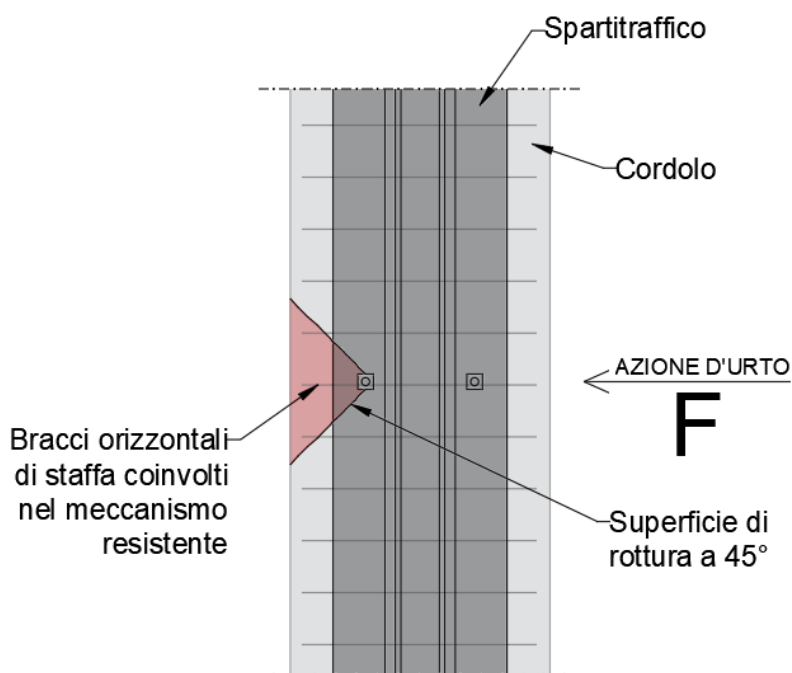
VERIFICA A TAGLIO-TORSIONE			
V <sub>Edv</sub> :		V <sub>Rdv</sub> :	
V <sub>Edo</sub> :	0 kN	V <sub>Rdo</sub> :	1393.00 kN
T <sub>Ed</sub> :	179.00 kNm	T <sub>Rcd</sub> :	235.91 kNm
$V_{Ed} / \sqrt{V_{Rd} + T_{Ed} / T_{Rd}}$		0.76	
SEZIONE VERIFICATA			

### 6.1.3 Verifiche locali del cordolo per azioni d'urto

In questo paragrafo sono riportati i risultati ottenuti dalle verifiche locali dei cordoli che ospitano le barriere di sicurezza. Il cordolo presenta una doppia staffatura di  $\Phi 16/20$  che corrisponde ad avere 2 bracci in direzione orizzontale e 4 in direzione verticale. La funzione di tali staffe è duplice:

- *Equilibrare l'azione orizzontale  $F$*
- *Equilibrare la trazione dei tirafondi della barriera nel meccanismo di pull out*

Per il primo punto il cono di rottura che determina il numero di staffe resistenti si determina secondo quanto riportato nella figura seguente, ipotizzando una diffusione a  $45^\circ$  della sollecitazione agente a partire dalla posizione dei tirafondi tesi. Si considera il tirafondo posizionato a 0,16m dal bordo del cordolo. La forza orizzontale  $F$  è equilibrata dalle barre  $\Phi 16/20$  che sono sempre presenti all'interno del cono di rottura evidenziato nella seguente figura.



*Cono di diffusione verifica staffe orizzontali*

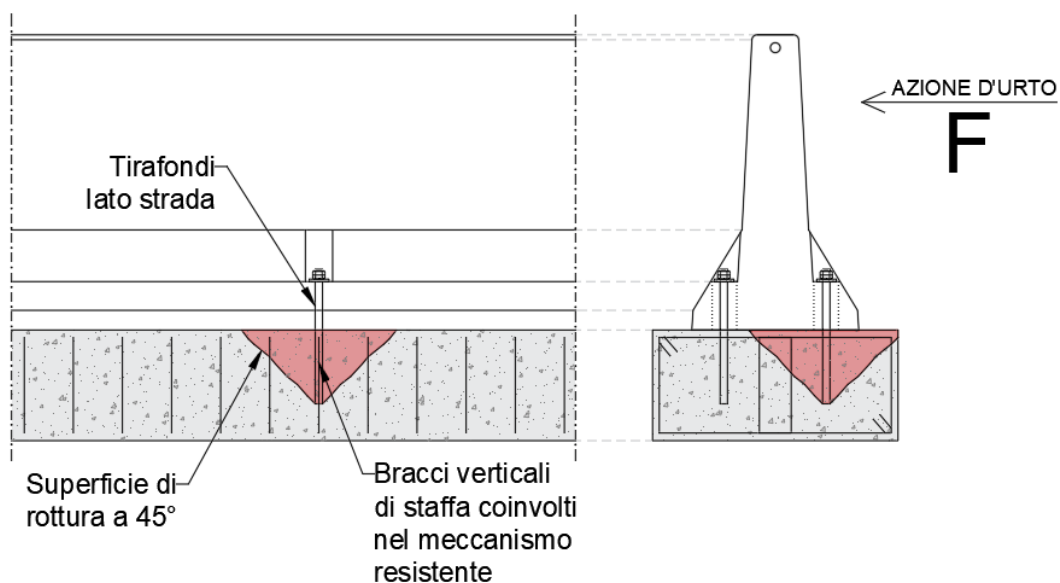
In dettaglio la forza orizzontale rappresenta l'azione di urto, che è pari a  $F=143,1$  kN. Le barre  $\Phi 16/20$  oppongono una resistenza a tale forza espressa dalla seguente relazione:

$$F_R = n \cdot \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_d}$$

Dove  $A_s$  è l'area della staffa e  $n$  è il numero di bracci presenti nel cono di diffusione. Nel caso in esame è stata assunta, in maniera cautelativa, una base del cono di rottura pari a 0m che permette di individuare in una larghezza collaborante pari a 0,32m, 1 ferro e 2 bracci. Conseguentemente si ha:

Verifiche Locali in condizioni d'Urto - Azioni Orizzontali									
$F_{Urto}$	Largh. Cono	Dist. Bordo	$L_{diffusa}$	Passo Ferri	$N^{\circ}$ bracci, TOT	$\phi$	$A_s$	$F_{Rd}$	FS
[KN]	[m]	[m]	[m]	[m]					
143.10	0.00	0.16	0.32	0.20	2	16	402.12	157.35	1.10

Per il secondo punto il cono di rottura che determina il numero di staffe e quindi di bracci verticali resistenti si determina secondo quanto riportato nella seguente figura, ipotizzando una diffusione a 45° a partire dall'interasse dei tirafondi tesi. La trazione agente nei tirafondi è equilibrata dai bracci verticali delle staffe e da eventuali legature.



Cono di diffusione verifica staffe verticali

Avendo un braccio di leva delle forze interne pari a  $l = 0,28\text{m}$  e un'altezza  $h$  della barriera sopra tale piastra di  $1,12\text{m}$ , si stima  $T_d$  come:

$$T_{ed} = \frac{N \cdot h}{l}$$

Si dispongono delle staffe  $\Phi 16/20$ . Avendo una lunghezza dei tirafondi di  $30\text{cm}$  risulta una lunghezza di diffusione trasversale pari a  $0,60\text{m}$  e longitudinale di  $0,60\text{m}$ . I bracci verticali compresi nel cono di diffusione sono quindi 9. Pertanto si calcola la trazione resistente secondo la formula seguente:

$$T_{rd} = n \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

Verifiche Locali in condizioni d'Urto - Azioni Verticali													
$M_{pl,d}$	$b_{\text{tirafondi}}$	$L_{\text{tirafondi}}$	Passo Ferri	$B_{\text{diff}}$	$L_{\text{diff}}$	$N^{\circ}_{\text{bracci,B}}$	$N^{\circ}_{\text{bracci,L}}$	$N^{\circ}_{\text{bracci,TOT}}$	$\phi$	$A_s$	$T_{ed}$	$T_{rd}$	FS
[KNm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]				[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[KN]	[KN]	[-]
160.28	0.28	0.30	0.20	0.60	0.60	3	3	9	16	1809.56	572.41	708.09	1.24