

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA A14: Bologna – Taranto
tratto: Pesaro – Pescara

INTERVENTO DI SOSTITUZIONE DELLE BARRIERE DI SICUREZZA

VIADOTTO CERRANO progr. km 356+000
margine destro e spartitraffico carreggiata Nord/Sud

PROGETTO ESECUTIVO


03 – PARTE STRUTTURALE

VIADOTTO CERRANO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ing. Brescia N. 2188 RESPONSABILE UFFICIO STR	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746 CAPO PROGETTO	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746 RESPONSABILE DIVISIONE ESERCIZIO E NUOVE ATTIVITA'
--	---	---

CODICE IDENTIFICATIVO															Ordinatore: —							
RIFERIMENTO PROGETTO					RIFERIMENTO DIRETTORIO					RIFERIMENTO ELABORATO												
Codice Commessa			Lotto, Sub- Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS tipologia progressivo		PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.								
5	6	0	0	9	0	0	5	4	PE	—	—	—	—	—	STR	0	0	0	1	—	1	SCALA: —

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Arch. Andrea Castiglione Ord. Arch. Roma N. 15252 CAPO COMMESSA		SUPPORTO SPECIALISTICO: I.C. s.r.l. Via Kufstein, 1 38100 Trento (TN) P.IVA 01799270226		REVISIONE	
					n.	data
					0	APRILE 2017
					1	DICEMBRE 2017
					2	
REDATTO:		VERIFICATO:		3		
				4		

VISTO DEL COMMITTENTE autostrade // per l'italia IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	
--	--

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. INQUADRAMENTO DELLE TIPOLOGIE DELLE OPERE IN C.A.....	5
4. MODALITA' OPERATIVE.....	6
4.1 CALCESTRUZZO.....	6
4.2 RESINE PER INGHISAGGI.....	6
5. MATERIALI	7
6. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA	9
7. CONVENZIONI GENERALI.....	10
8. CRITERI DI CALCOLO	11
8.1 SITUAZIONE TIPICA (URTO)	11
9. AZIONI E COMBINAZIONI-BARRIERA DI SICUREZZA	13
9.1 PESI PROPRI E PERMANENTI.....	13
9.2 AZIONE DA URTO.....	13
9.2.1 AZIONE DA CARICHI MOBILI	16
9.3 COMBINAZIONI DI CARICO	16
9.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA SEZIONE DI VERIFICA.....	16
9.5 VERIFICHE.....	18
9.5.1 VERIFICA DELLA SOLETTA (Sezione S_1).....	18
9.5.2 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DI BASE-TIRAFONDI (Sezione S_2)	19
9.5.3 RESINE PER INGHISAGGI.....	29
10. VERIFICHE VIADOTTO "CERRANO"	30
10.1 TIPOLOGIA DI INTERVENTO.....	30
10.2 VERIFICHE.....	31
10.2.1 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO (S.L.U.).....	31
10.2.2 VERIFICHE	35
11. VERIFICHE DEL NUOVO CORDOLO IN C.A. 50X120CM	58
11.1 VERIFICHE STRUTTURALI	59
11.1.1 Verifica a Torsione	60
11.1.2 Verifica Combinata Taglio- Torsione	61
11.2 VERIFICHE GEOTECNICHE	61
11.2.1 Verifica a Ribaltamento.....	61
11.2.2 Verifica a Scorrimento	64
11.2.3 Verifica a Capacità Portante.....	65
12. VERIFICHE DEL NUOVO MANUFATTO IN C.A.....	67
12.1 VERIFICHE STRUTTURALI	68
12.1.1 Verifica a Taglio.....	68
12.1.2 Verifica a Torsione	70

12.1.3	<i>Verifica Combinata Taglio- Torsione</i>	71
12.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	72
12.2.1	<i>Verifica a Ribaltamento.....</i>	72
12.2.2	<i>Verifica a Scorrimento</i>	75
12.2.3	<i>Verifica a Capacità Portante.....</i>	76
13.	ALLEGATO 1 – CERTIFICATI PROVE SUI MATERIALI	79

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche di stabilità e di resistenza degli ancoraggi, dei cordoli e degli sbalzi allo stato limite ultimo del viadotto “**Cerrano**” lungo la autostrada A14 Bologna – Taranto.

Il progetto prevede l’installazione di barriere di sicurezza bordo ponte metalliche tipo H4 su tutto lo sviluppo dei cordoli lato dx e lato sx sia in carreggiata Nord che in carreggiata Sud.

Trattandosi di opera d’arte esistente, realizzata con tecniche differenti, lo studio è stato condotto basandosi sui disegni di contabilità redatti all’epoca della costruzione.

Verrà riportata anche la verifica strutturale di un cordolo di dimensioni 50x120cm da realizzare in prossimità delle spalle del viadotto lato spartitraffico per raggiungere il numero finito di lame necessarie all’installazione della barriera di sicurezza e di un manufatto in c.a. ad “L”, da realizzare in prossimità delle spalle lato margine esterno, in parte su muro andatore (previa parziale demolizione) ed in parte su sedime naturale.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa Italiana (NTC_2008) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ad alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents (NAD'S), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio:

- D. M. 14/01/2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate in seguito come "NTC-08");
- Circolare 2 febbraio 2009, n°617 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti, come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012, con entrata in vigore dopo 90gg dalla pubblicazione (25 giugno 2013);
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio_Progettazione dei collegamenti;
- EOTA Technical Report TR029 (september 2010);
- UNI CEN/TS 1992-4-2:2009: Progettazione di attacchi da utilizzare nel calcestruzzo.

3. INQUADRAMENTO DELLE TIPOLOGIE DELLE OPERE IN C.A.

L'intervento prevede l'esecuzione di interventi strutturali consistenti nell'adeguamento dei supporti esistenti delle barriere di sicurezza tipo bordo ponte (cordoli di opere d'arte, muri di sostegno) e realizzazione di nuovi supporti (cordoli interrati in c.a.) delle barriere tipo bordo ponte;

Tali interventi, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/01/2008 e Circolare 2 febbraio 2009, n°617 C.S.LL.PP (cap. 8), ricadono nella categoria degli "INTERVENTI LOCALI", che interessano singole parti e/o elementi isolati e porzioni limitate della struttura.

Il progetto prevede infatti la valutazione della sicurezza sulle sole parti/elementi interessati dalla statica della barriera di sicurezza, con riferimento particolare alla condizione eccezionale di urto. Rispetto alla configurazione originaria, l'intervento non introduce modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo complesso, né modifiche significative della massa degli elementi, sia a livello locale che globale.

La natura degli interventi è quindi tale da considerarli esclusi dall'applicazione dell'art. 4 della Legge 1086 in quanto riguardano membrature singole (es. cordoli interrati in c.a.) o elementi costruttivi che assolvono una funzione di limitata importanza nel contesto statico dell'opera (si veda la Circolare del Servizio Tecnico Centrale del 14 febbraio 1974, n.11951).

4. MODALITA' OPERATIVE

Nel seguito di descrivono le indicazioni operative in accordo alle quali vengono definite le modalità operative implementate nel cronoprogramma lavori di progetto.

4.1 CALCESTRUZZO

Le verifiche di resistenza del sistema di ancoraggio degli ancoranti chimici delle barriere di sicurezza sono condotte assumendo una classe di resistenza del supporto in calcestruzzo pari a C25/30.

Tale ipotesi trova motivazione nell'occorrenza che il tassello di ancoraggio possa risultare parzialmente ancorato all'interno della struttura esistente, pertanto a favore di sicurezza si assume la resistenza dell'esistente, pari al valore sopra indicato.

Ciò premesso, anche i getti di nuova realizzazione, seppur realizzati con un calcestruzzo di classe C32/40, per garantire la piena capacità del sistema di ancoraggio di assorbire i carichi esterni, dovranno presentare, all'atto della rimozione del cantiere, una resistenza minima pari a quella di un calcestruzzo di classe C25/30. Le curve di maturazione per calcestruzzi di classe C32/40, in condizioni di getto ordinarie e senza aggiunta di specifici additivi, indicano in circa 7 giorni il tempo di maturazione per raggiungere tale requisito minimo di resistenza.

4.2 RESINE PER INGHISAGGI

Per il caso in esame si farà riferimento ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di:

- Inghisaggio Tasselli della barriera di sicurezza: $\tau_{Rk,ucr} = 14.0 \text{ MPa}$;
- Inghisaggio armatura di rinforzo cordolo: $\tau_{Rk,ucr} = 14.0 \text{ MPa}$.

L'installazione dovrà avvenire con modalità operative e sistemi di controllo tali da garantire un elevato standard di installazione.

Le resine di tali caratteristiche presenti sul mercato presentano generalmente tempi di maturazione e presa stimabili in 24 h in condizioni ordinarie.

5. MATERIALI

Per le parti di nuova costruzione i materiali utilizzati sono:

Calcestruzzo:

C32/40

$R_{ck} = 40$ MPa

Resistenza cubica caratteristica a compressione a 28 giorni

$R_{ck} = 30$ MPa

Resistenza cubica caratteristica a compressione a 7 giorni

$f_{ck} = 32$ MPa

Resistenza cilindrica a compressione

$\gamma_c = 25$ kN/mc

Peso dell'unità di volume ai fini del calcolo

Malta cementizia reoplastica:

$R_{ck} > 70$ MPa

Resistenza cubica caratteristica a compressione a 28 giorni

$R_{ck} = 55$ MPa

Resistenza cubica caratteristica a compressione a 7 giorni

Acciaio per cemento armato B450C:

$f_{yk} = 450$ MPa

Tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} = 540$ MPa

Tensione caratteristica di rottura

$E_s = 210000$ MPa

Modulo elastico

Per le parti esistenti i materiali utilizzati sono (non ridotti del FC):

Calcestruzzo (valore da prove in sito):

C25/30

$R_{ck} = 30$ MPa

Resistenza cubica caratteristica a compressione a 28 giorni

$f_{ck} = 25$ MPa

Resistenza cilindrica a compressione

$\gamma_c = 25$ kN/mc

Peso dell'unità di volume ai fini del calcolo

Acciaio per cemento armato assimilabile a FeB44K (valore cautelativo da prove in sito):

$f_{yk} = 450$ MPa

Tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} = 540$ MPa

Tensione caratteristica di rottura

$E_s = 206000$ MPa

Modulo elastico

Le verifiche dei soli cordoli verranno eseguite considerando le armature nuove di progetto, non tenendo in conto le armature esistenti.

Le verifiche dei soli cordoli verranno eseguite considerando le armature nuove di progetto, non tenendo in conto le armature esistenti, mentre per la verifica degli sbalzi delle solette verranno utilizzate le armature esistenti e le armature di rinforzo.

Secondo la circolare 2 febbraio 2009 n.617 (circolare sulle nuove norme tecniche per le costruzioni NTC2008), per gli impalcati da ponte, qualunque sia la loro tipologia, per la determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali (calcestruzzo e acciaio esistenti) da utilizzare nelle analisi, è sufficiente la verifica del loro buono stato di conservazione, anche senza rilievi sperimentali, se ritenute non necessarie dal progettista.

Sarà utilizzato un fattore di confidenza pari a $FC=1.0$, pertanto le proprietà meccaniche dei materiali esistenti sopra elencati non verranno ridotte, poiché sono state eseguite indagini in sito sui materiali delle opere.

Si riportano in allegato i risultati delle prove in sito effettuate.

6. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA

Secondo quanto riportato nella NTC-08, essendo l'urto un'azione eccezionale, le resistenze di calcolo dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- Calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1.0$
- Acciaio d'armatura $\gamma_s = 1.0$

7. CONVENZIONI GENERALI

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze:	m
forze-coppie:	kN
tensioni:	MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segni si considerano, in generale, positive le trazioni. Convenzioni specifiche verranno riportate in seguito.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per le azioni interne, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

$N = F_x$ azione assiale;

$V = F_z$ azione tagliante agente nel piano verticale

$M = M_y$ momento flettente agente nel piano verticale.

Ulteriori convenzioni specifiche verranno indicate di volta in volta.

8. CRITERI DI CALCOLO

In corrispondenza dell'opera d'arte indicata in precedenza, verranno installate delle barriere di sicurezza bordo ponte, fissate alla struttura presente mediante piastre e tasselli chimici.

L'oggetto dei calcoli strutturali riportati nel seguito è strettamente limitato alle seguenti verifiche di resistenza:

- Verifica della soletta sotto le azioni indotte dal dispositivo (in caso di sbalzi);
- Verifica del collegamento di base e del cordolo sotto le azioni indotte dal dispositivo.

Pur trattandosi di opera esistente, la determinazione delle sollecitazioni agenti sugli sbalzi è stata condotta considerando i carichi da pesi propri e permanenti, nonché i carichi da urto, con il carico mobile concomitante e l'azione del vento per le sole barriere integrate, ricavati in accordo con la normativa vigente.

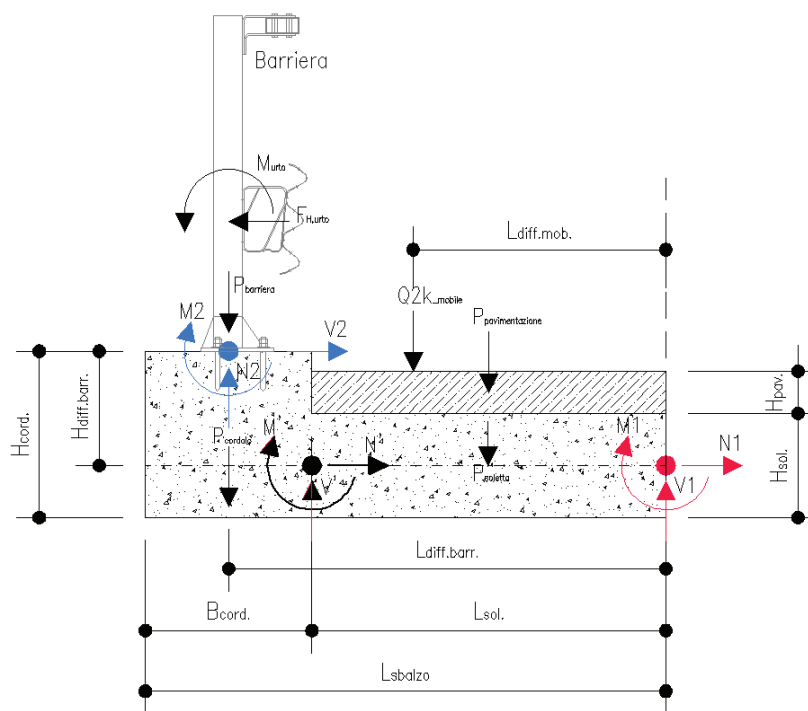
Ai fini della verifica dell'adeguatezza del supporto, le azioni che interessano sono essenzialmente concentrate ed hanno natura locale. Esse riguardano pertanto lo sbalzo schematizzato come mensola incastrata.

La diffusione delle azioni derivanti dall'urto è considerata in maniera semplificata, ma sostanzialmente aderente alla realtà. Si considerano infatti linee di distribuzione degli sforzi secondo un angolo di 45° sia nel piano orizzontale, sia in quello verticale, così da riportare le sollecitazioni a livello delle fibre baricentriche della struttura da verificare.

8.1 SITUAZIONE TIPICA (URTO)

La tipologia di sezione da verificare è la seguente (caso in cui la luce dello sbalzo L_{sbalzo} è maggiore od uguale alla larghezza del cordolo B_{cordolo}):

Barriere di sicurezza A14 - Viadotto Cerrano



La tipologia considera la struttura a mensola. La sezione presenta tre sezioni di verifica, ubicate nei seguenti punti:

- Sezione S1 (freccie rosse): sezione di incastro della mensola, da verificare principalmente a tenso-flessione e taglio;
- Sezione S'1 (freccie nere): sezione di incastro del cordolo sulla mensola, da verificare principalmente a tenso-flessione e taglio;
- Sezione S2 (freccie blu): sezione di attacco dell'ancoraggio della barriera, che prevedere verifiche a taglio e trazione lato acciaio e lato calcestruzzo.

9. AZIONI E COMBINAZIONI-BARRIERA DI SICUREZZA

9.1 PESI PROPRI E PERMANENTI

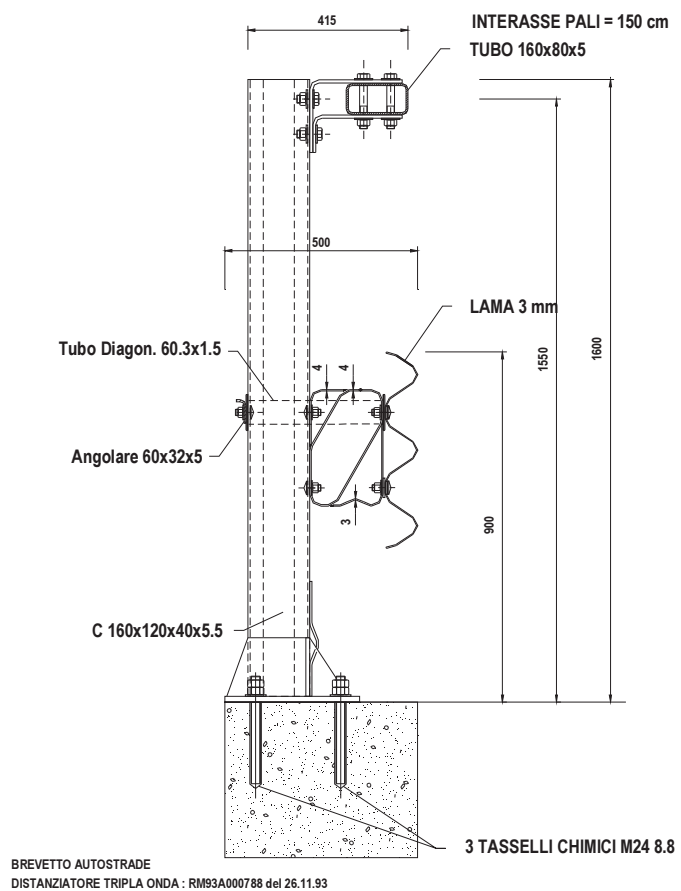
I carichi di peso proprio e permanente che vengono considerati, riguardano il peso proprio del cordolo, della soletta, della pavimentazione, nonché il peso della barriera. Per la determinazione di tali quantità si considera il peso specifico del calcestruzzo γ_{cls} pari a 25 kN/m^3 e un peso proprio della pavimentazione pari a 22 kN/m^3 , mentre il peso proprio delle barriere di sicurezza è stato assunto, a favore di sicurezza, pari a 1.00 kN/m .

9.2 AZIONE DA URTO

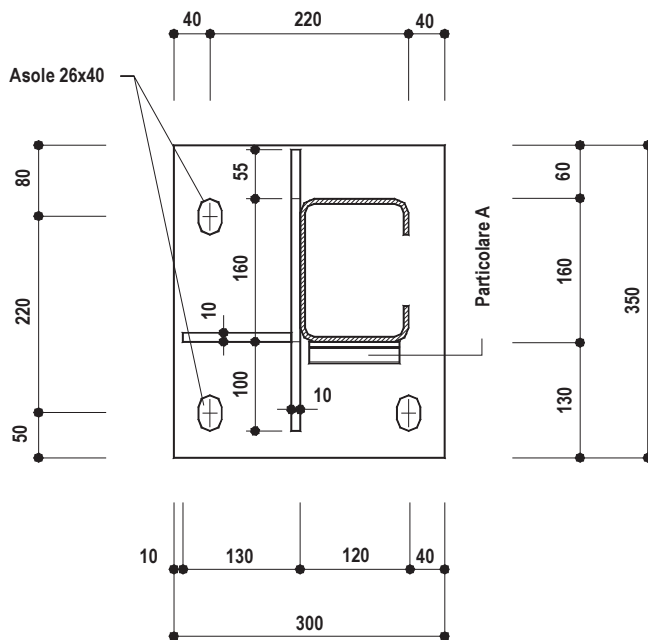
L'azione che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi, al cordolo ed infine alla soletta sono dedotte considerando il momento plastico che il montante della barriera di sicurezza può fornire, in ottemperanza al paragrafo 4.7.3.3 dell' UNI EN 1991-2 come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012. Tale momento plastico viene calcolato tenendo conto anche di una sovra resistenza pari a 1.5. Le opere considerate vedranno l'installazione delle barriere tipo H4.

Al fine di determinare tale momento di plasticizzazione, di seguito si riportano i particolari relativi al tipo di ancoraggio e all'insieme della barriera.

Barriere di sicurezza A14 - Viadotto Cerrano



Disegno di insieme barriera H4BP



SENDO DI MARCIA →

Ancoraggio di barriera H4BP

Per la barriera di sicurezza tipo H4, il montante è costituito da un profilo a C realizzato con acciaio S235 (exFe360).

Il momento di plasticizzazione del montante viene calcolato ipotizzando che tutte le fibre del profilo raggiungono la tensione di snervamento $f_y=235$ MPa; in figura è riportato l'andamento limite delle tensioni.

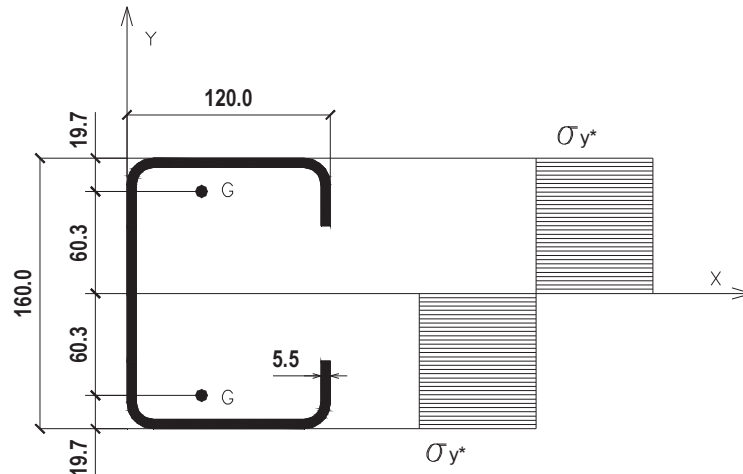


Diagramma di tensione al limite della rottura

$$M_{plastico} = A_{sez-mont} \cdot f_y \cdot d_g = 34.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

barriera=	H4	tipologia barriera adottata
$f_y=$	235.0 N/m ²	resistenza di progetto
$A_{sez_mont}=$	1199.5 mm ²	area sezione profilato
$d_G=$	120.6 mm	distanza tra le forze interne di plasticizzazione
$F_{sovrar.}=$	1.5	coefficiente di sovrarresistenza
$M_{plas.bar}=$	34.0 kNm	momento di plasticizzazione del profilato
$h_{appl.}=$	1.0 m	altezza di applicazione dell'urto
$F_{H,urto}=$	51.0 kN	azione orizzontale dovuta all'urto
$M_{H,urto}=$	51.0 kNm	momento dovuto all'urto

Dove:

$A_{sez-mont}$ = Area reagente a compressione e a trazione

f_y = Tensione di snervamento del materiale S235

d_g = Distanza tra le due forze.

E' evidente che tale momento da urto non viene impiegato per effettuare la verifica del montante, ma per determinare l'azione massima di sollecitazione proveniente dalla barriera.

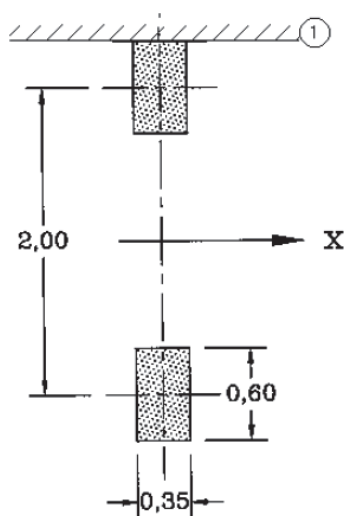
L'azione da taglio trasferibile alla base del montante ($F_{H,urto}$) non è altro che la forza in grado di generare il momento plastico (M_{urto}) calcolato per ciascun montante considerando un braccio di 1.0m.

9.2.1 AZIONE DA CARICHI MOBILI

Secondo l'Appendice Nazionale contenente i parametri nazionali alla UNI-EN 1991-2 si stabilisce che nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal carico mobile LM2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Tale carico è costituito da un singolo asse (carico ad asse 400 kN), applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare di larghezza 0.60m ed altezza 0.35m, come in figura di seguito riportata.

Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200kN.



X Bridge longitudinal axis direction

Schema di carico LM2

La base della sezione lungo la quale si diffonde il carico varia in funzione della luce dello sbalzo e viene utilizzata per il calcolo della sollecitazione al metro lineare che combinata a quelle dovute ai carichi propri si utilizza come sollecitazione agente in fase di verifica.

9.3 COMBINAZIONI DI CARICO

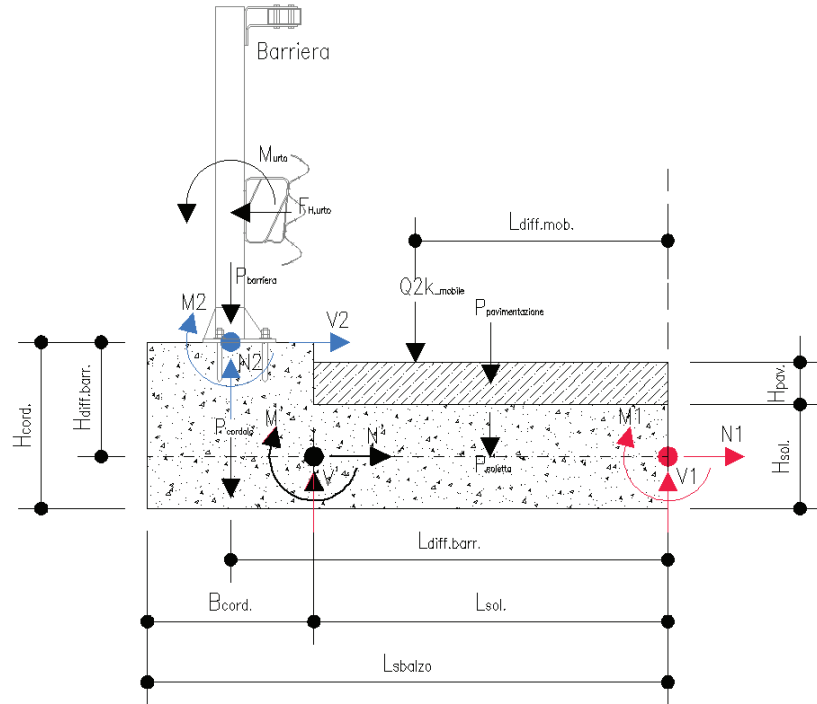
Si è definita una combinazione di carico eccezionale agli SLU (stati limite ultimi) che prevede la presenza dei carichi del peso proprio (G_1), di carichi permanenti (G_2) con valore caratteristico e dell'azione eccezionale dell'urto con il carico mobile concomitante (A_d):

$$G_1 + G_2 + A_d$$

9.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA SEZIONE DI VERIFICA

Sulla base della geometria riportata in figura si calcolano le sollecitazioni di progetto utili alla verifica delle sezioni.

Barriere di sicurezza A14 - Viadotto Cerrano



- Sezione S₁:

$$N_1 = \frac{F_{H,urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}}$$

Se $L_1 < 0.60m$:

$$V_1 = \frac{P_{Barriera}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + \frac{Q_{2k_Mobile} \cdot L_1 / 0.60}{2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 0.35 + H_{diff} + L_1 / 2)} + P_{cordolo} + P_{soletta} + P_{pavimentazione}$$

$$M_1 = \frac{P_{Barriera}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} \cdot L_{diff} + \frac{M_{urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + \frac{Q_{2k_Mobile} \cdot L_1 / 0.60}{2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 0.35 + H_{diff} + L_1 / 2)} \cdot \frac{1}{2} L_1 + P_{cordolo} \cdot (L_{sbalzo} - \frac{1}{2} B_{cordolo}) + (P_{soletta} + P_{pavimentazione}) \cdot \frac{1}{2} L_{soletta} + \frac{F_{H,urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} \cdot (H_{cordolo} - \frac{1}{2} H_{soletta})$$

Se $L_1 > 0.60m$:

$$V_1 = \frac{P_{Barriera}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + \frac{Q_{2k_Mobile}}{2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 0.35 + H_{diff} + L_1 - \frac{1}{2} 0.60)} + P_{cordolo} + P_{soletta} + P_{pavimentazione}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 = & \frac{P_{Barriera}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} \cdot L_{diff} + \frac{M_{urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + \\
 & + \frac{Q_{2k_Mobile}}{2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 0.35 + H_{diff} + L_1 - \frac{1}{2} \cdot 0.60)} \cdot (L_1 - \frac{1}{2} \cdot 0.60) + \\
 & + P_{cordolo} \cdot (L_{sbalzo} - \frac{1}{2} B_{cordolo}) + (P_{soletta} + P_{pavimentazione}) \cdot \frac{1}{2} L_{soletta} + \\
 & + \frac{F_{H,urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} \cdot (H_{cordolo} - \frac{1}{2} H_{soletta})
 \end{aligned}$$

- Sezione S₂:

$$N_2 = P_{Barriera};$$

$$V_2 = F_{H,urto};$$

$$M_2 = M_{urto}.$$

9.5 VERIFICHE

9.5.1 VERIFICA DELLA SOLETTA (SEZIONE S₁)

La soletta viene verificata a flessione allo stato limite ultimo considerando una sezione di un metro di larghezza. Si considerano le caratteristiche geometriche della sezione e i legami costitutivi dei materiali. Nel caso in cui la sezione esistente non risulti verificata, ovvero nel caso in cui l'armatura superiore risulti insufficiente, si procede al rinforzo con inserimento di barre superiori aggiuntive.

I legami costitutivi impiegati per le verifiche allo stato limite ultimo sono il legame parabola-rettangolo adottato per il calcestruzzo ed il legame elasto-plastico perfetto assunto per l'acciaio.

La sezione della soletta viene inoltre verificata nei confronti del taglio, la sezione risulta verificata se è rispettata la seguente disuguaglianza:

$$V_{ED} \leq V_{RD}$$

Con V_{ED} azione sollecitante a taglio e V_{RD} taglio resistente della sezione di verifica, calcolato secondo le NTC-08 per gli elementi senza armatura trasversale resistente a taglio.

$$V_{RD} = \{0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}\} * b_w * d \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

Dove:

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

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$$

d

Altezza utile della sezione (in mm)

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w * d)$$

Rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02)

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2f_{cd}$)

 b_w

Larghezza minima della sezione (in mm)

9.5.2 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DI BASE-TIRAFONDI (SEZIONE S₂)

La verifica viene condotta in accordo a quanto previsto nelle EOTA_TR029, valido per ancoranti singoli e per gruppi di ancoranti. Esso prevede che le azioni di progetto S_d non eccedano il valore resistente di progetto R_d.

Tutti i coefficienti parziali di sicurezza verranno assunti pari ad 1.0, poichè vengono utilizzati azioni eccezionali.

Occorre dimostrare che R_d ≥ S_d è soddisfatta per tutte le direzioni di carico (trazione e taglio) così come tutti i tipi di cedimento (rottura dell'acciaio, sfilamento e rottura del calcestruzzo). Nel caso in cui uno o più meccanismi sugli inghisaggi non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno dei coni di rottura.

Nel caso di carico combinato trazione e taglio, devono essere soddisfatte le condizioni

$$\beta_N \leq 1$$

$$\beta_V \leq 1$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1.2$$

in cui β_N e β_V sono il rapporto tra azione di progetto e resistenza di progetto per carichi a trazione e taglio rispettivamente.

1) Resistenza a carichi di trazione

Verifiche richieste:

	single anchor	anchor group	
steel failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
combined pull-out and concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
splitting failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

in cui:

a) Rottura dell'acciaio

La resistenza a trazione caratteristica della barra di acciaio è data da:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad [N]$$

b) Rottura combinata sfilamento e rottura conica

La resistenza caratteristica alla rottura combinata per sfilamento e cono di calcestruzzo è data da:

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \quad [N]$$

dove:

- il valore iniziale della resistenza caratteristica per rottura combinata per sfilamento e cono di calcestruzzo di un ancorante è dato da:

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} \quad [N]$$

$$\tau_{Rk} \quad [N/mm^2]; h_{ef} \text{ and } d \quad [mm]$$

- l'effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica è definito dal valore:

$$A_{p,N} / A_{p,N}^0$$

in cui:

$A_{p,N}^0$ = influence area of an individual anchor with large spacing and edge distance at the concrete surface, idealizing the concrete cone as a pyramid with a base length equal to $s_{cr,Np}$ (see Figure 5.1).

$$= s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np} \quad (5.2b)$$

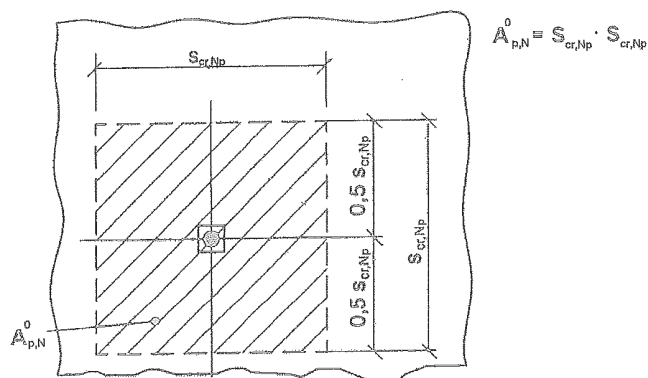
$A_{p,N}$ = actual area; it is limited by overlapping areas of adjoining anchors ($s \leq s_{cr,Np}$) as well as by edges of the concrete member ($c \leq c_{cr,Np}$). Examples for the calculation of $A_{p,N}$ are given in Figure 5.2.

with

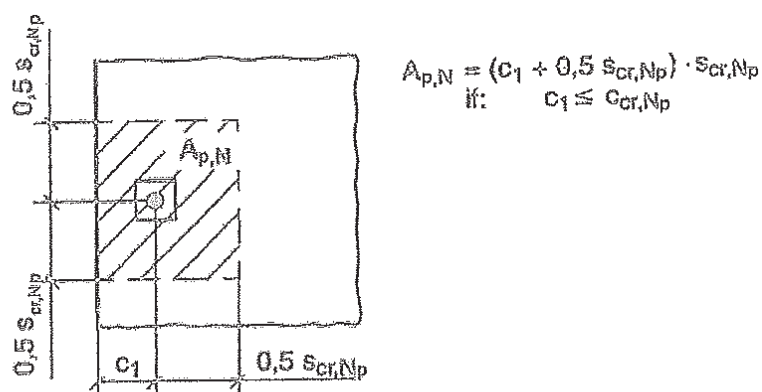
$$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5} \right)^{0.5} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad [mm] \quad (5.2c)$$

with $\tau_{Rk,ucr}$ for C20/25 $[N/mm^2]$; d $[mm]$

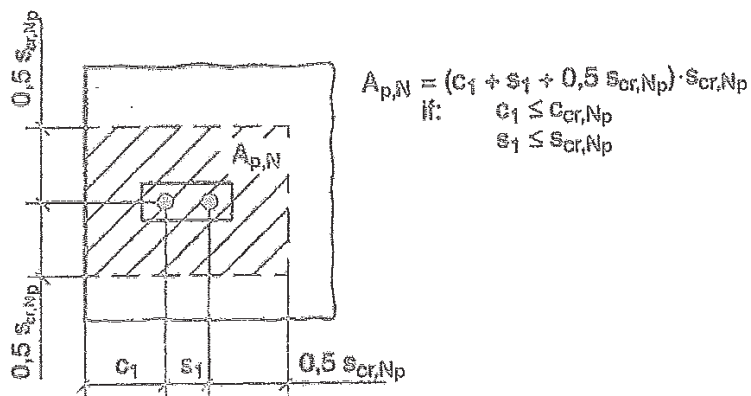
$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} \quad [mm] \quad (5.2d)$$



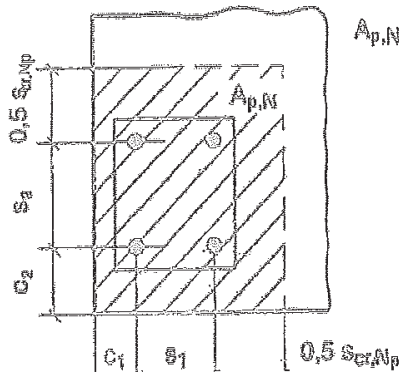
Area di influenza per un singolo ancorante senza effetti di bordo ed interassi.



a) individual anchor at the edge of concrete member



b) group of two anchors at the edge of concrete member



$$A_{p,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,Np}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{cr,Np})$$

if: $c_1 ; c_2 \leq c_{cr,Np}$
 $s_1 ; s_2 \leq s_{cr,Np}$

c) group of four anchors at a corner of concrete member

Area di influenza per un gruppi di ancoranti, in diversi casi, con effetti di bordo ed interassi.

- coefficienti ψ :

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,0 \quad (5.2f)$$

s = spacing, in case of anchor groups with $s_1 \neq s_2$ the mean value of all spacings s_1 and s_2 should be taken

with

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}} \right)^{1,5} \geq 1,0 \quad (5.2g)$$

n = number of anchors in a group

τ_{Rk} and $f_{ck,cube}$ [N/mm²]; h_{ef} and d [mm]

τ_{Rk} characteristic bond resistance, depending on the concrete strength class is taken from the relevant ETA:

$k = 2,3$ (for applications in cracked concrete)

$k = 3,2$ (for applications in non-cracked concrete)

$$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{re,Np} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

h_{ef} [mm]

c) Rottura conica del calcestruzzo

La resistenza caratteristica alla rottura conica del calcestruzzo è data da:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot [N]$$

In cui:

- *valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante:*

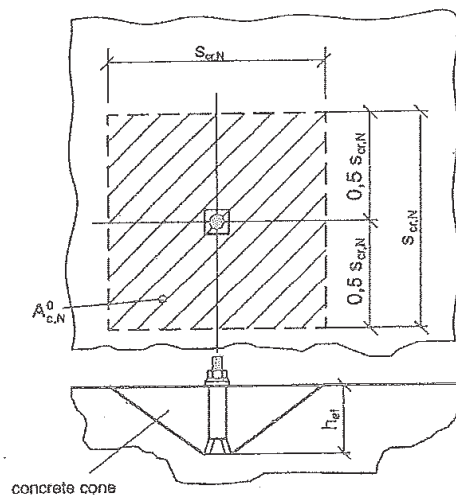
$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad [N]$$

$f_{ck,cube} [N/mm^2]; h_{ef} [mm]$

$k_1 = 7.2$ for applications in cracked concrete

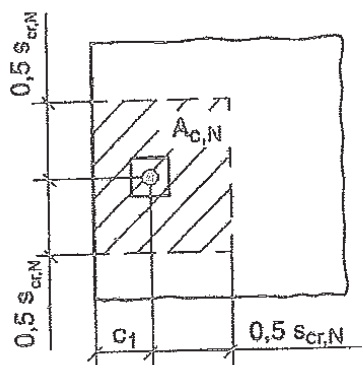
$k_1 = 10.1$ for applications in non-cracked concrete

- *effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:*



$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

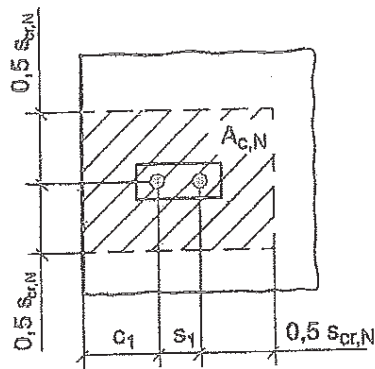
Idealized concrete cone and area $A_{c,N}^0$ of concrete cone of an individual anchor



$$A_{c,N} = (c_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N}$$

if: $c_1 \leq c_{cr,N}$

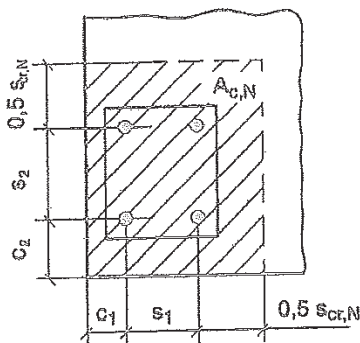
a) individual anchor at the edge of concrete member



$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N}$$

if: $c_1 \leq c_{cr,N}$
 $s_1 \leq s_{cr,N}$

b) group of two anchors at the edge of concrete member



$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{cr,N})$$

if: $c_1 ; c_2 \leq c_{cr,N}$
 $s_1 ; s_2 \leq s_{cr,N}$

c) group of four anchors at a corner of concrete member

Examples of actual areas $A_{c,N}$ of the idealized concrete cones for different arrangements of anchors in the case of axial tension load

- coefficienti ψ :

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

h_{ef} [mm]

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1$$

d) Rottura per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico "splitting"

La resistenza caratteristica alla rottura per splitting del calcestruzzo è data da:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp}$$

con i coefficienti visti in precedenza tranne:

$\psi_{h,sp}$ = factor to account for the influence of the actual member depth, h , on the splitting resistance for anchors according to current experience

$$= \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3}$$

with

$$1 \leq \psi_{h,sp} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}} \right)^{2/3}$$

2) Resistenza a carichi di taglio

Verifiche richieste:

	single anchor	anchor group	
steel failure, shear load without lever arm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
steel failure, shear load with lever arm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
concrete pry-out failure	$V_{Sd} \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$
concrete edge failure	$V_{Sd} \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

in cui:

a) Rottura per taglio dell'acciaio, senza braccio di leva

(questo è il caso che verrà considerato nel calcolo, quindi non verrà considerata la rottura per taglio con braccio di leva)

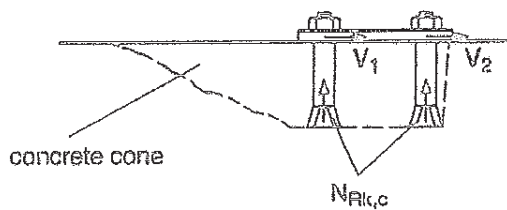
$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

b) Rottura per strappo del calcestruzzo

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p}$$

$$V_{Rk,c} = k \cdot N_{Rk,c}$$

where k = factor to be taken from the relevant ETA



c) Rottura del bordo del calcestruzzo

Concrete edge failure need not to be verified for groups with not more than 4 anchors when the edge distance in all directions is $c > 10 h_{ef}$ and $c > 60 d$.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V}$$

dove:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1.5} \quad [N]$$

d, h_{ef}, c_1 [mm]; $f_{ck,cube}$ [N/mm²]

with

$k_1 = 1.7$ for applications in cracked concrete

$k_1 = 2.4$ for applications in non-cracked concrete

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c_1} \right)^{0.5}$$

$$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d}{c_1} \right)^{0.2}$$

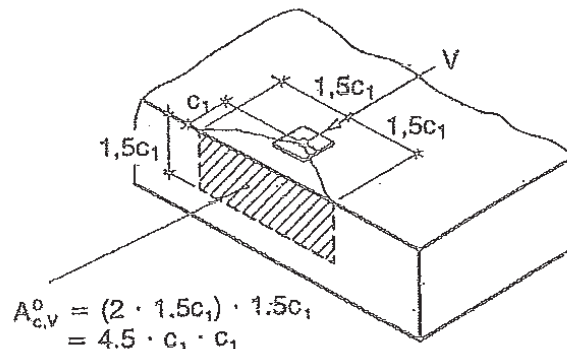
- *effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:*

where:

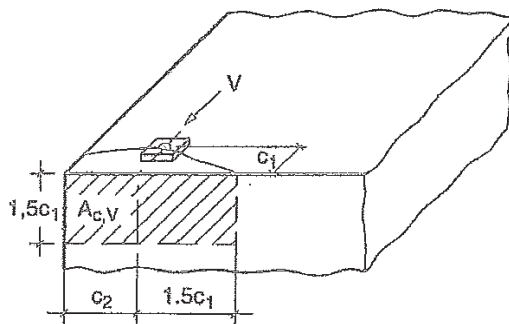
$A_{c,V}^0$ = area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges parallel to the assumed loading direction, member thickness or adjacent anchors, assuming the shape of the fracture area as a half pyramid with a height equal to c_1 and a base-length of $1.5 c_1$ and $3 c_1$ (Figure 5.6).

$$= 4.5 c_1^2 \quad (5.8d)$$

$A_{c,V}$ = actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface. It is limited by the overlapping concrete cones of adjoining anchors ($s \leq 3 c_1$) as well as by edges parallel to the assumed loading direction ($c_2 \leq 1.5 c_1$) and by member thickness ($h \leq 1.5 c_1$). Examples for calculation of $A_{c,V}$ are given in Figure 5.7.



Cono ideale per un singolo ancorante

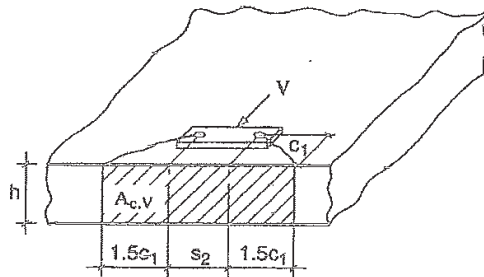


$$A_{c,v} = 1.5c_1 (1.5c_1 + c_2)$$

$$h > 1.5c_1$$

$$c_2 \leq 1.5c_1$$

a) single anchor at a corner

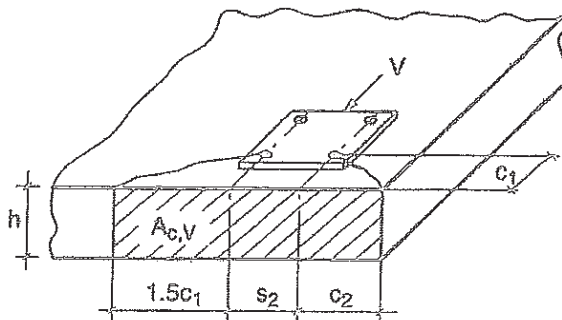


$$A_{c,v} = (2 \cdot 1.5c_1 + s_2) \cdot h$$

$$h \leq 1.5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

b) group of anchors at an edge in a thin concrete member



$$A_{c,v} = (1.5c_1 + s_2 + c_2) \cdot h$$

$$h \leq 1.5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

$$c_2 \leq 1.5c_1$$

c) group of anchors at a corner in a thin concrete member

Examples of actual areas of the idealized concrete cones for different anchor arrangements under shear loading

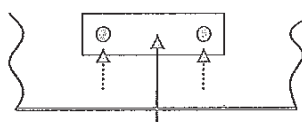
- coefficienti ψ :

$$\psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 c_1} \leq 1$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1.5 c_1}{h} \right)^{1/2} \geq 1$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2.5} \right)^2}} \geq 1.0$$

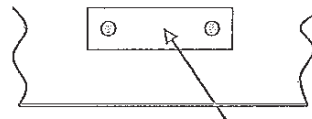
The maximum value α_V to be inserted in equation (5.8g) is limited to 90° .



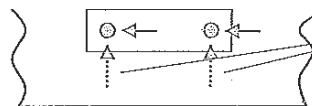
no proof for concrete edge failure needed, components directed away from the edge

a) group of anchors at an edge loaded by V_{sd} with an angle $\alpha_V = 180^\circ$

action

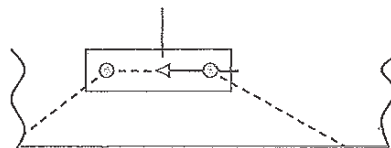


load on each anchor



components neglected, because directed away from the edge

load on anchor group for calculation



b) group of anchors at an edge loaded by V_{sd} with an angle $90 < \alpha_V < 180^\circ$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2e_V / (3c_1)} \leq 1$$

The factor $\psi_{re,V}$ takes account of the effect of the type of reinforcement used in cracked concrete.

$\psi_{re,V} = 1.0$ anchorage in non-cracked concrete and anchorage in cracked concrete without edge reinforcement

$\psi_{re,V} = 1.2$ anchorage in cracked concrete with straight edge reinforcement ($\geq \varnothing 12$ mm)

$\psi_{re,V} = 1.4$ anchorage in cracked concrete with edge reinforcement and closely spaced stirrups ($a \leq 100$ mm)

9.5.3 RESINE PER INGHISAGGI

Per il caso in esame si farà riferimento ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di:

- Inghisaggio Tasselli della barriera di sicurezza: $\tau_{Rk,ucr} = 14.0 \text{ MPa}$;
- Inghisaggio armatura di rinforzo cordolo: $\tau_{Rk,ucr} = 14.0 \text{ MPa}$.

Nelle verifiche di seguito riportate si utilizza l'ipotesi di calcestruzzo non fessurato.

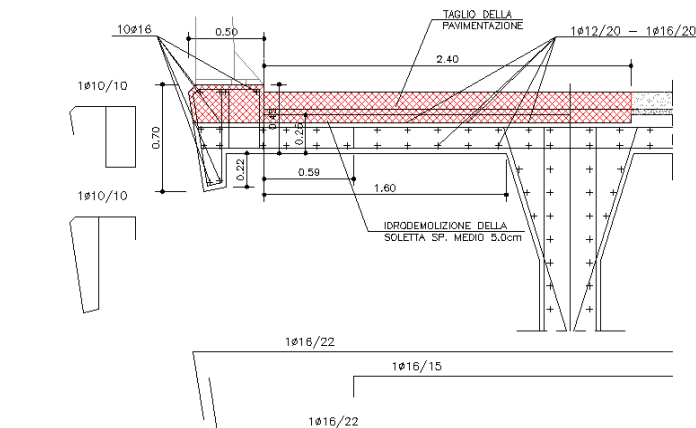
10. VERIFICHE VIADOTTO "CERRANO"

10.1 TIPOLOGIA DI INTERVENTO

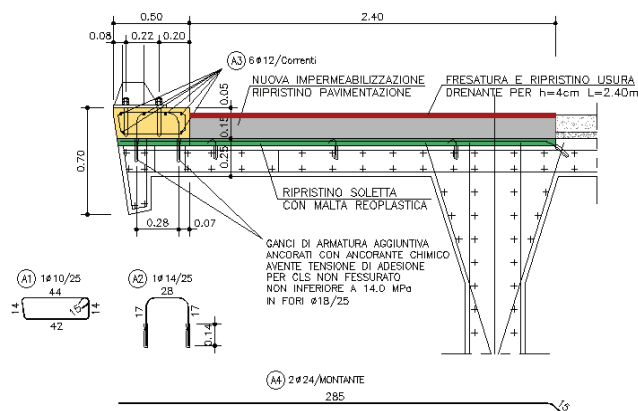
L'intervento di progetto consiste essenzialmente nella risagomatura e nell'aggiunta di una nuova armatura per tutta la lunghezza del cordolo. La nuova armatura sarà costituita da barre ad U, diametro $\phi=14$ con passo 25cm inghisate nella struttura esistente per una lunghezza minima di 10ϕ (ossia 14cm), da staffe $\phi 10/25$ e ferri longitudinali $\phi 12$, secondo lo schema riportato nelle immagini seguenti.

I nuovi cordoli avranno una larghezza pari a 50cm come quella esistente. Si prevede inoltre, in corrispondenza dei montanti della nuova barriera, il taglio della pavimentazione e lo scasso localizzato della soletta per la posa di armature di rinforzo $2\phi 24$ /montante.

Per maggior dettaglio si faccia riferimento agli elaborati grafici di progetto.



Sezione esistente del cordolo



Sezione corrente nuovo cordolo

10.2 VERIFICHE

Per la verifica del collegamento di base-tirafondi (e quindi verifica dell'attacco cordolo-soletta) non si tengono in conto, a favore di sicurezza, le armature originarie ma solo quelle aggiuntive.

10.2.1 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO (S.L.U.)

SEZIONE S1, S'1 e S2

Geometria intervento			
$L_{\text{sbalzo}} =$	2.100	m	lunghezza sbalzo
$B_{\text{cord.}} =$	0.500	m	larghezza cordolo
$L_{\text{sol.}} =$	1.600	m	lunghezza soletta
$H_{\text{sol.}} =$	0.250	m	altezza soletta
$H_{\text{pav.}} =$	0.150	m	altezza pavimentazione
$H_{\text{cord.}} =$	0.450	m	altezza cordolo
$B_{\text{piastra}} =$	0.30	m	larghezza piastra di ancoraggio
$L_{\text{piastra}} =$	0.35	m	lunghezza piastra di ancoraggio
$l_{\text{mont.}} =$	1.50	m	interasse montanti barriera
Azioni dovute ai pesi propri - sezione S1			
$\gamma_{\text{cls}} =$	25	kN/mc	peso specifico cls
$\gamma_{\text{pav.}} =$	22	kN/mc	peso specifico pavimentazione
$V_{\text{barriera}} =$	1.00	kN/m	azione di taglio barriera
$M_{\text{barriera}} =$	1.85	kNm/m	azione flettente barriera
$V_{\text{cordolo}} =$	5.63	kN/m	azione di taglio cordolo
$M_{\text{cordolo}} =$	10.41	kNm/m	azione flettente cordolo
$V_{\text{soletta}} =$	10.00	kN/m	azione di taglio soletta
$M_{\text{soletta}} =$	8.00	kNm/m	azione flettente soletta
$V_{\text{pav.}} =$	5.28	kN/m	azione di taglio pavimentazione
$M_{\text{pav.}} =$	4.22	kNm/m	azione flettente pavimentazione
$V_{\text{TOT}} =$	21.91	kN/m	azione di taglio totale carichi perm.
$M_{\text{TOT}} =$	24.48	kNm/m	azione flettente totale carichi perm.
Azioni dovute all'urto - sezione S1			
$F_{H,\text{urto}} =$	51	kN	carico dovuto all'urto
$H_{\text{diff,urto}} =$	0.33	m	lunghezza vert. diffusione urto
$L_{\text{diff,urto}} =$	1.85	m	lunghezza orizz. diffusione urto
$S_{\text{diff,urto}} =$	1.50	m	lunghezza totale diffusione urto
$N_{\text{TOT}} =$	34.00	kN/m	azione di trazione dovuta all'urto
$V_{\text{TOT}} =$	0.00	kN/m	azione di taglio dovuta all'urto
$M_{\text{TOT}} =$	45.05	kNm/m	azione flettente dovuta all'urto
Azioni dovute al traffico - sezione S1			
$F_{V,\text{traffico}} =$	200.00	kN	carico dovuto al traffico
$H_{\text{diff,traffico}} =$	0.28	m	lunghezza vert. diffusione traffico
$L_{\text{diff,traffico}} =$	1.30	m	lunghezza orizz. diffusione traffico
$S_{\text{diff,traffico}} =$	3.50	m	lunghezza totale diffusione traffico
$V_{\text{TOT}} =$	57.14	kN/m	azione di taglio dovuta all'urto
$M_{\text{TOT}} =$	74.29	kNm/m	azione flettente dovuta all'urto

Azioni dovute ai pesi propri - sezione S'1					
$\gamma_{cls} =$	25 kN/mc	peso specifico cls			
$\gamma_{pav.} =$	22 kN/mc	peso specifico pavimentazione			
$V_{barriera} =$	1.00 kN/m	azione di taglio barriera			
$M_{barriera} =$	0.25 kNm/m	azione flettente barriera			
$V_{cordolo} =$	5.63 kN/m	azione di taglio cordolo			
$M_{cordolo} =$	1.41 kNm/m	azione flettente cordolo			
$V_{TOT} =$	6.63 kN/m	azione di taglio totale carichi perm.			
$M_{TOT} =$	1.66 kNm/m	azione flettente totale carichi perm.			
Azioni dovute all'urto - sezione S'1					
$F_{H,urto} =$	51 kN	carico dovuto all'urto			
$H_{diff,urto} =$	0.33 m	lunghezza vert. diffusione urto			
$L_{diff,urto} =$	0.25 m	lunghezza orizz. diffusione urto			
$S_{diff,urto} =$	1.45 m	lunghezza totale diffusione urto			
$N_{TOT} =$	35.17 kN/m	azione di trazione dovuta all'urto			
$V_{TOT} =$	0.00 kN/m	azione di taglio dovuta all'urto			
$M_{TOT} =$	46.60 kNm/m	azione flettente dovuta all'urto			
Azioni dovute al traffico - sezione S'1					
--					

SEZIONE S''1

Geometria intervento			
$L_{sbalzo} =$	1.090 m	lunghezza sbalzo	
$B_{cord.} =$	0.500 m	larghezza cordolo	
$L_{sol.} =$	0.590 m	lunghezza soletta	
$H_{sol.} =$	0.250 m	altezza soletta	
$H_{pav.} =$	0.150 m	altezza pavimentazione	
$H_{cord.} =$	0.450 m	altezza cordolo	
$B_{piastra} =$	0.30 m	larghezza piastra di ancoraggio	
$L_{piastra} =$	0.35 m	lunghezza piastra di ancoraggio	
$l_{mont.} =$	1.50 m	interasse montanti barriera	
Azioni dovute ai pesi propri - sezione S1			
$\gamma_{cls} =$	25 kN/mc	peso specifico cls	
$\gamma_{pav.} =$	22 kN/mc	peso specifico pavimenazione	
$V_{barriera} =$	1.00 kN/m	azione di taglio barriera	
$M_{barriera} =$	0.84 kNm/m	azione flettente barriera	
$V_{cordolo} =$	5.63 kN/m	azione di taglio cordolo	
$M_{cordolo} =$	4.73 kNm/m	azione flettente cordolo	
$V_{soletta} =$	3.69 kN/m	azione di taglio soletta	
$M_{soletta} =$	1.09 kNm/m	azione flettente soletta	
$V_{pav.} =$	1.95 kN/m	azione di taglio pavimentazione	
$M_{pav.} =$	0.57 kNm/m	azione flettente pavimentazione	
$V_{TOT} =$	12.26 kN/m	azione di taglio totale carichi perm.	
$M_{TOT} =$	7.23 kNm/m	azione flettente totale carichi perm.	
Azioni dovute all'urto - sezione S1			
$F_{H,urto} =$	51 kN	carico dovuto all'urto	
$H_{diff,urto} =$	0.33 m	lunghezza vert. diffusione urto	
$L_{diff,urto} =$	0.84 m	lunghezza orizz. diffusione urto	
$S_{diff,urto} =$	1.50 m	lunghezza totale diffusione urto	
$N_{TOT} =$	34.00 kN/m	azione di trazione dovuta all'urto	
$V_{TOT} =$	0.00 kN/m	azione di taglio dovuta all'urto	
$M_{TOT} =$	45.05 kNm/m	azione flettente dovuta all'urto	
Azioni dovute al traffico - sezione S1			
$F_{V,traffico} =$	196.67 kN	carico dovuto al traffico	
$H_{diff,traffico} =$	0.28 m	lunghezza vert. diffusione traffico	
$L_{diff,traffico} =$	0.30 m	lunghezza orizz. diffusione traffico	
$S_{diff,traffico} =$	1.49 m	lunghezza totale diffusione traffico	
$V_{TOT} =$	131.99 kN/m	azione di taglio dovuta all'urto	
$M_{TOT} =$	38.94 kNm/m	azione flettente dovuta all'urto	

Si hanno complessivamente le seguenti sollecitazioni nelle sezioni di verifica:

AZIONI TOTALI - SEZIONE S₁					
N_{TOT} =	34.00 kN/m	azione di trazione totale			
V_{TOT} =	79.05 kN/m	azione di taglio totale			
M_{TOT} =	143.82 kNm/m	azione flettente totale			
AZIONI TOTALI - SEZIONE S'₁					
N_{TOT} =	35.17 kN/m	azione di trazione totale			
V_{TOT} =	6.63 kN/m	azione di taglio totale			
M_{TOT} =	48.26 kNm/m	azione flettente totale			
AZIONI TOTALI - SEZIONE S₂					
N_{TOT} =	1.50 kN	azione verticale totale			
V_{TOT} =	51.00 kN	azione di taglio totale			
M_{TOT} =	51.00 kNm	azione flettente totale			
AZIONI TOTALI - SEZIONE S''₁					
N_{TOT} =	34.00 kN/m	azione di trazione totale			
V_{TOT} =	144.25 kN/m	azione di taglio totale			
M_{TOT} =	91.21 kNm/m	azione flettente totale			

10.2.2 VERIFICHE

-SEZIONE S₁

Di seguito si riporta la verifica della sezione S₁.

La soletta, nella sezione considerata, presenta uno spessore pari a 25 cm ed è armata, lungo lo sviluppo del concio tipo (L=3.50m) con 16+24φ16 superiori e 16φ16 inferiori. Si considera inoltre il rinforzo della soletta al lembo superiore mediante 2φ24/montante.

L'armatura totale presente a ml è quindi pari a:

armatura superiore esistente:

$$2.00 \times 40 / 3.50 = \underline{22.86 \text{ cmq.}}$$

armatura superiore di rinforzo:

$$4.52 \times 2 / 1.50 = \underline{6.03 \text{ cmq.}}$$

Armatura superiore totale:

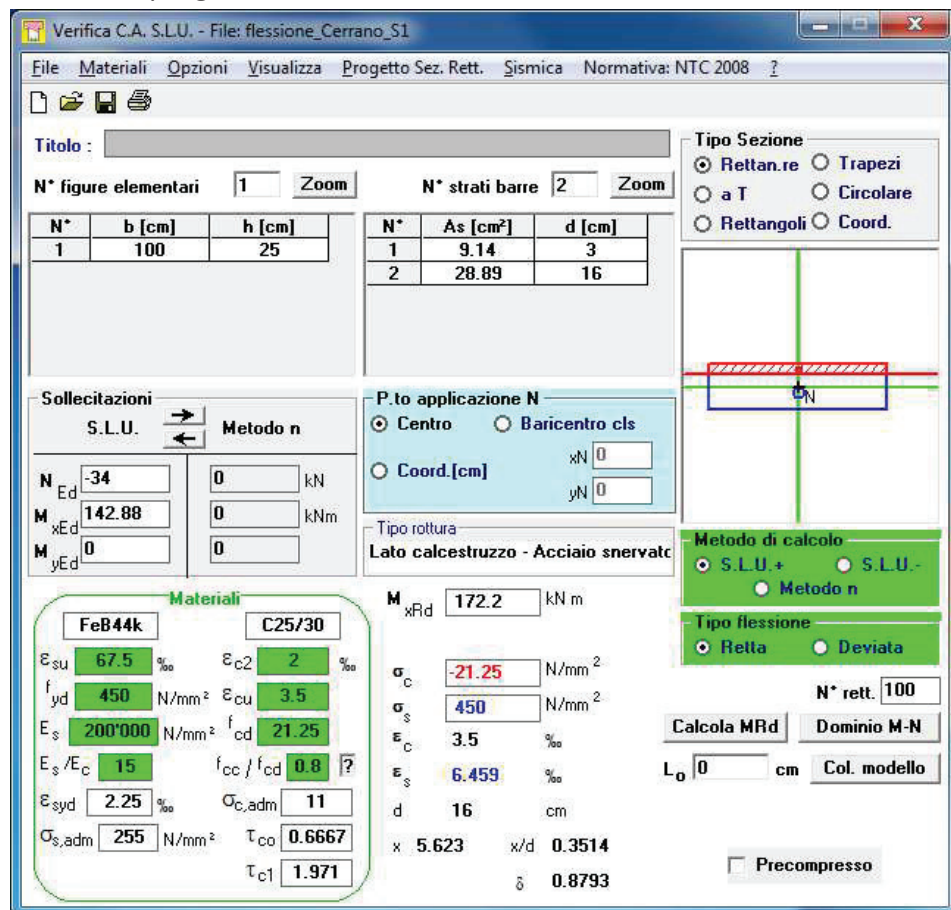
$$22.86 + 6.03 = 28.89 \text{ cmq}$$

armatura inferiore:

$$2.00 \times 16 / 3.50 = \underline{9.14 \text{ cmq.}}$$

- Verifica a Tenso-flessione

La verifica porge:



Verifica C.A. S.L.U. - File: flessione_Cerrano_S1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.14	3
2	28.89	16

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -34 kN M_{xEd} 142.88 kNm M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

FeB44k **C25/30**

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 21.25 ‰

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 2.25 ‰ σ_{c,adm} 11

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667

τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 172.2 kNm

σ_c -21.25 N/mm²

σ_s 450 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 6.459 ‰

d 16 cm

x 5.623 x/d 0.3514

δ 0.8793

$M_{soll} = 143.82 \text{ kNm} < M_{res} = 172.20 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

Si precisa che si è tenuto conto di un copriferro "medio" pari a 9cm considerando la posizione dei ferri esistenti e la posizione dei ferri di finforzo.

- Verifica a Taglio

La verifica porge:

R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
α_{cc}	0.85	
γ_c	1	
f_{cd}	21.25	N/mm ²
b_w	100	cm
H	25	cm
c'	8	cm
d	17	cm
k	2.08	--
v_{min}	0.527	
A_s	28.89	cm ²
ρ_l	0.0170	
N_{Ed}	0	kN
σ_{cp}	0	N/mm ²
$v_{min}+0.15\sigma_{cp}$	0.527	N/mm ²
$a = 0.18k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}/\gamma_c$	1.31	N/mm ²
$b = 0.15\sigma_{cp}$	0	N/mm ²
$a+b$	1.31	N/mm ²
$V_{Rd} = (a+b)b_w*d$	222.59	kN
$V_{Rd\ min} = (v_{min}+0.15\sigma_{cp})b_w*d$	89.544	kN
V_{Rd}	222.59	kN

$T_{soll} = 79.05 \text{ kN} < T_{res} = 222.59 \text{ kN} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

-SEZIONE S'_1

Di seguito si riporta la verifica della sezione S'_1 .

La soletta, nella sezione considerata, presenta uno spessore pari a 25 cm ed è armata, lungo lo sviluppo del concio tipo ($L=3.50\text{m}$) con 16 ϕ 16 superiori e 16 ϕ 16 inferiori. Si considera inoltre il rinforzo della soletta al lembo superiore mediante 2 ϕ 24/montante.

L'armatura totale esistente presente a ml è quindi pari a:

armatura superiore esistente:

$$2.00 \times 16 / 3.50 = \underline{9.14 \text{ cmq.}}$$

armatura superiore di rinforzo:

$$4.52 \times 2 / 1.50 = \underline{6.03 \text{ cmq.}}$$

Armatura superiore totale:

$$9.14 + 6.03 = 15.17 \text{ cmq}$$

armatura inferiore:

$$2.00 \times 16 / 3.50 = \underline{9.14 \text{ cmq.}}$$

- *Verifica a Tenso-flessione*

La verifica porge:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for a reinforced concrete beam analysis.

Titolo: Verifica C.A. S.L.U. - File: flessione_Cerrano_S'1

File **Materiali** **Opzioni** **Visualizza** **Progetto Sez. Rett.** **Sismica** **Normativa: NTC 2008**

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.14	3
2	15.17	16

Tipo Sezione: ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} -35.17 **0** kN
M_{xEd} 48.26 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0**

P.to applicazione N: ☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Materiali: FeB44k C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ **ε_{c2}** 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² **ε_{cu}** 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² **f_{cd}** 21.25
E_s/E_c 15 **f_{cc}/f_{cd}** 0.8
ε_{syd} 2.25 ‰ **σ_{c,adm}** 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² **τ_{co}** 0.6667
τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 94.66 kN m
σ_c -21.25 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 13.16 ‰
d 16 cm
x 3.361 **x/d** 0.2101
δ 0.7026

$M_{soll} = 48.26 \text{ kNm} < M_{res} = 94.66 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

Si precisa che si è tenuto conto di un copriferro "medio" pari a 9cm considerando la posizione dei ferri esistenti e la posizione dei ferri di finforzo.

- *Verifica a Taglio*

La verifica del taglio si omette, essendo i valori del taglio sollecitante molto bassi.

-SEZIONE S''₁

Di seguito si riporta la verifica della sezione S''₁.

La soletta, nella sezione considerata, presenta uno spessore pari a 25 cm ed è armata, lungo lo sviluppo del concio tipo (L=3.50m) con 16φ16 superiori e 16φ16 inferiori. Si considera inoltre il rinforzo della soletta al lembo superiore mediante 2φ24/montante.

L'armatura totale esistente presente a ml è quindi pari a:

armatura superiore esistente:

$$2.00 \times 16 / 3.50 = \underline{9.14 \text{ cmq.}}$$

armatura superiore di rinforzo:

$$4.52 \times 2 / 1.50 = \underline{6.03 \text{ cmq.}}$$

Armatura superiore totale:

$$9.14 + 6.03 = 15.17 \text{ cmq}$$

armatura inferiore:

$$2.00 \times 16 / 3.50 = \underline{9.14 \text{ cmq.}}$$

- Verifica a Tenso-flessione

La verifica porge:

Verifica C.A. S.L.U. - File: flessione_Cerrano_S"1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.14	3
2	15.17	16

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k C25/30

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso

$M_{soll} = 91.21 \text{ kNm} < M_{res} = 94.77 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

Si precisa che si è tenuto conto di un copriferro "medio" pari a 9cm considerando la posizione dei ferri esistenti e la posizione dei ferri di finforzo.

- Verifica a Taglio

La verifica porge:

R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
α_{cc}	0.85	
γ_c	1	
f_{cd}	21.25	N/mm ²
b_w	100	cm
H	25	cm
c'	8	cm
d	17	cm
k	2.08	--
v_{min}	0.527	
A_s	15.17	cm ²
ρ_l	0.0089	
N_{Ed}	0	kN
σ_{cp}	0	N/mm ²
$v_{min} + 0.15\sigma_{cp}$	0.527	N/mm ²
$a = 0.18k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c$	1.06	N/mm ²
$b = 0.15\sigma_{cp}$	0	N/mm ²
$a+b$	1.06	N/mm ²
$V_{Rd} = (a+b)b_w*d$	179.58	kN
$V_{Rd\ min} = (v_{min} + 0.15\sigma_{cp})b_w*d$	89.544	kN
V_{Rd}	179.58	kN

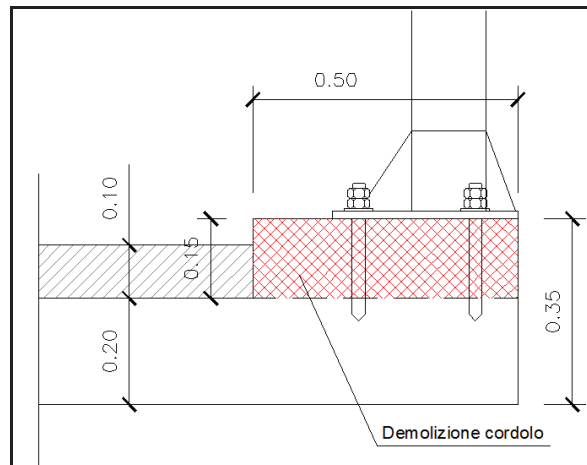
$T_{soll} = 144.25 \text{ kN} < T_{res} = 179.58 \text{ kN} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

SEZIONE S_2

Di seguito si espone la verifica della sezione S_2 , ossia dell'ancoraggio della barriera di sicurezza al nuovo cordolo.

La verifica riportata, a favore di sicurezza, è eseguita su un cordolo da 50cm, con caratteristiche del calcestruzzo pari a C25/30, ed altezza della soletta da 20cm, in modo da verificare di conseguenza anche l'elemento esistente (base cordolo da circa 80cm se si considera anche la veletta).

Barriere di sicurezza A14 - Viadotto Cerrano



Cordolo tipologico per verifica del collegamento barriera-cordolo

I tasselli M24 classe 8.8, nel caso in esame con altezza cordolo da 15cm non risultano completamente immersi nel nuovo getto di calcestruzzo (C32/40), verranno calcolati, a favore di sicurezza, come se fossero immersi nel calcestruzzo esistente.

Tirafondi M24: $A_{res} = 353\text{mm}^2$;

$h_{eff} = 210\text{mm}$.

Applicando le azioni ricavate dalla sezione S_2 ed effettuando le verifiche con il metodo n, la verifica porge:

Titolo: Tasselli M24_Classe 8.8

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 3 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-15	17.5
2	-15	-17.5
3	15	-17.5
4	15	17.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	0
2	3.53	-11	-12.5
3	3.53	11	-12.5

Tipo Sezione:
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali:
 Tasselli 8.8 C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 640 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 21.25 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 3.2 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 373 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -11.34 N/mm²
 σ_s 275.9 N/mm²
 ϵ_s 1.379 ‰
 d 30 cm
 x 11.45 x/d 0.3815
 δ 0.9169

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

Pertanto l'azione agente sul tirafondo teso risulta essere pari a:

$$N = \sigma_a \cdot A_{res,barra} = (275.9 \cdot 353) / 1000 = 97.4 \text{ kN}.$$

Come definito nell'EOTA TR029, nella zona di compressione, il tassello non contribuisce alla trasmissione della forza N.

Materiali		
Acciaio ancoranti		
fyk [MPa]	640	: resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio (valore nominale)
fuk [MPa]	800	: resistenza caratteristica allo stato limite ultimo dell'acciaio (valore nominale)
Calcestruzzo		
fck [MPa]	25.0	: resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
fck,cubo [MPa]	30.0	: resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo misurata su cubi di lato 150 mm (valore della classe di resistenza del calcestruzzo secondo EN 206-8)
Fessurazione	no	: si = fessurato / no = non fessurato

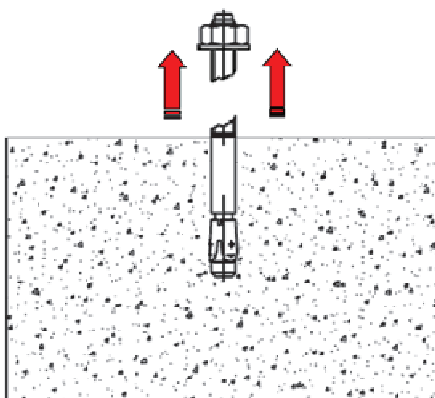
Coefficienti di sicurezza pari ad 1.0 per azioni dovute a carichi eccezionali come l'urto.

Geometria		
Acciaio		
d,nom [mm]	24	: diametro esterno dell'ancorante
As [mm²]	353	: sezione trasversale di acciaio sollecitato
d [mm] {Øanc [mm]}	21.2	: diametro del corpo dell'ancorante o della barra filettata
Calcestruzzo		
B [mm]	500	: Profondità (// c) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
L [mm]	1,500	: Larghezza (// s) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
H [mm]	350	: Altezza (// h,ef) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
n,c [mm]	2	: numero "righe" (//c) di tirafondi
n,s [mm]	2	: numero "colonne" (//s) di tirafondi
c1 [mm]	80	: distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
c,interno [mm]	220	: interasse ancoraggi (secondo la direzione del taglio !!!)
c1bis [mm]	200	: altra distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
s1 [mm]	640	: distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s,interno [mm]	220	: interasse ancoraggi (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s1bis [mm]	640	: altra distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
hef [mm]	210	: profondità effettiva di ancoraggio
e1 [mm]	0	: distanza tra carico di taglio e la superficie del calcestruzzo
Sollecitazioni		
Stato limite	ECC	
Singolo ancorante		
N ^s Sd [kN]	97.39	: azione assiale di sfilamento (massima) del singolo ancorante
V ^s Sd [kN]	17.00	: taglio (massimo) sul singolo ancorante
Gruppo di ancoranti		
N ^s Sd [kN]	194.79	: azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti
V ^s Sd [kN]	51.00	: taglio sul gruppo di ancoranti

- Verifiche per carichi di trazione

La resistenza caratteristica dell'acciaio è individuata come prodotto tra l'area della sezione resistente e la tensione di rottura di progetto dell'acciaio.

Barriere di sicurezza A14 - Viadotto Cerrano



Rottura a trazione dell'acciaio

Resistenza a trazione dell'acciaio (Steel failure)

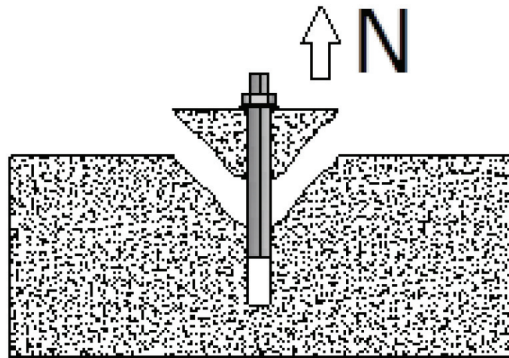
Resistenza a carichi di trazione		
Rottura dell'acciaio		
$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk}$ [kN]	282.40	: resistenza caratteristica del <u>SINGOLO</u> ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
γ_{Ms}	1.00	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$ [kN]	282.40	: resistenza di progetto del <u>SINGOLO</u> ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
N_{sd} [kN]	97.39	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>SINGOLO</u> ancorante
β_N [-]	0.34	

La verifica risulta soddisfatta con $\beta_N = 0.34$.

Resistenza combinata sfilamento e rottura conica (combined-pull-out and concrete cone failure)

Tale verifica procede tramite il calcolo della resistenza caratteristica a trazione per un ancorante isolato o in gruppo ($N_{Rk,p}^0$ funzione della lunghezza e del diametro dell'ancorante, della resistenza caratteristica di adesione dell'ancorante), moltiplicata per una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di:

- incremento di dimensioni della superficie del cono di rottura dovuto alla presenza di altri ancoranti in adiacenza ($A_{p,N}$ e $A_{p,N}^\circ$);
- distanza dell'ancorante dal bordo ($\psi_{s,Np}$);
- interazione ancoranti ($\psi_{g,Np}$);
- eventuale eccentricità del carico ($\psi_{ec,Np}$);
- eventuale presenza di armatura ($\psi_{re,Np}$).



Rottura combinata sfilamento rottura conica

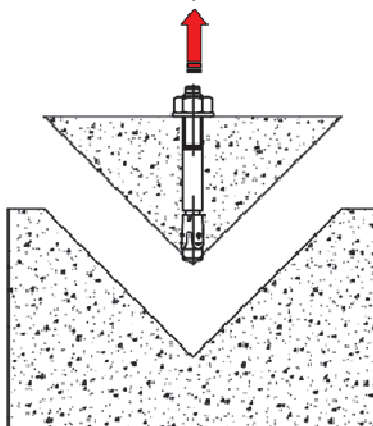
Data il ridotto interasse dei tirafondi nella direzione longitudinale del cordolo, i coni di rottura si sovrappongono e pertanto il calcolo dell'azione resistente ed agente sarà effettuata sul gruppo dei due tirafondi tesi.

Utilizzando il coefficiente di sicurezza $\gamma_{Mp} = \gamma_{Mc} * \gamma_2 = 1.0 * 1.0 = 1.0$ la resistenza di progetto del tirafondo con $h_{eff} = 210\text{mm}$ risulta pari a:

Rottura combinata "pull-out" e "concrete cone failure"		
[cfr. NTC'08 § 4.1.2.1.1.4 - EN 1992.1.1 § 8.4]		
η [-]	1.00	: coefficiente per resistenza tangenziale
τ_{rk} base [MPa]	14.00	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25 (cr o ucr)
ψ_c [-]	1.02	: coefficiente correttivo funzione della resistenza del CLS impiegato
τ_{rk} [MPa]	14.26	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA
$N_{0rk,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{rk}$ [kN]	225.81	: valore iniziale della resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante
$\tau_{rk,ucr}$ [MPa]	14.00	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25_NON FESSURATO
$s_{cr,np}$ [mm]	630.00	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$c_{cr,np}$ [mm]	315.00	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{0p,N}$ [mm ²]	396,900	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
n_c [-]	1	
c_1 [mm]	300.0	
$c_{interno}$ [mm]	0.0	
c_{bis} [mm]	200.0	
$A_{p,N}$ [mm ²]	425,000	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,np}$ [-]	0.89	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
n [-]	2	: numero di ancoranti tesi del gruppo considerato (cfr. con $A_{c,N}$)
k [-]	3.20	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$\psi_{0g,np}$ [-]	1.00	
$\psi_{g,np}$ [-]	1.00	: fattore che tiene in conto della superficie di rottura degli ancoranti in gruppo
$\psi_{ec,np}$ [-]	1.00	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$\psi_{re,np}$ [-]	1.00	: fattore che considera le sezioni "densamente armate" di calcestruzzo
$N_{rk,p}$ [kN]	215.31	: resistenza caratteristica in caso di <u>rottura del cono di calcestruzzo combinata con pull-out</u>
γ_{Mp}	1.00	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,p} = N_{rk,p} / \gamma_{Mp}$ [kN]	215.31	: resistenza di progetto di ...
N_{gsd} [kN]	194.79	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>GRUPPO di ancoranti</u>
β_N [-]	0.90	

La verifica risulta soddisfatta con $\beta_N = 0.90$.

Resistenza a rottura conica del calcestruzzo (concrete cone failure)



Rottura conica del calcestruzzo

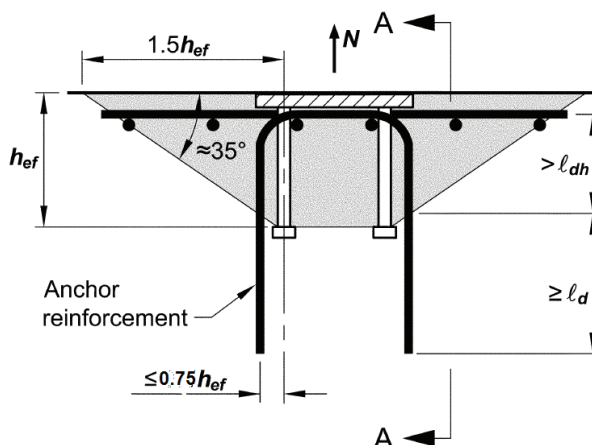
Rottura del cono di calcestruzzo		
k_1 [-]	10.10	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$N_{RK,C}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{t,RK,C}} \cdot h_{ef}^{1.5}$	168.35	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$s_{cr,N}$ [mm]	630	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$c_{cr,N}$ [mm]	315	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$ [mm ²]	396,900	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$ [mm ²]	425,000	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$ [-]	0.89	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$ [-]	1.00	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$ [-]	1.00	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$N_{RK,C}$ [kN]	160.52	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Mp}	1.00	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,C} = N_{RK,C} / \gamma_{Mp}$ [kN]	160.52	: resistenza di progetto ...
N_{ssd} [kN]	194.79	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti .
β_N [-]	1.21	

La verifica non risulta soddisfatta con $\beta_N = 1.21 > 1.00$.

Dato che tale verifica non risulta soddisfatta si affida la forza di trazione agente sul gruppo di 2 ancoranti alle barre integrative che verranno disposte all'interno del cono di rottura del singolo ancoraggio o del gruppo di ancoraggi.

L'armatura integrativa deve essere contenuta fino ad una distanza dall'ancoraggio $\leq 0.75h_{eff} = 0.75 \cdot 210 = 157.5$ mm.

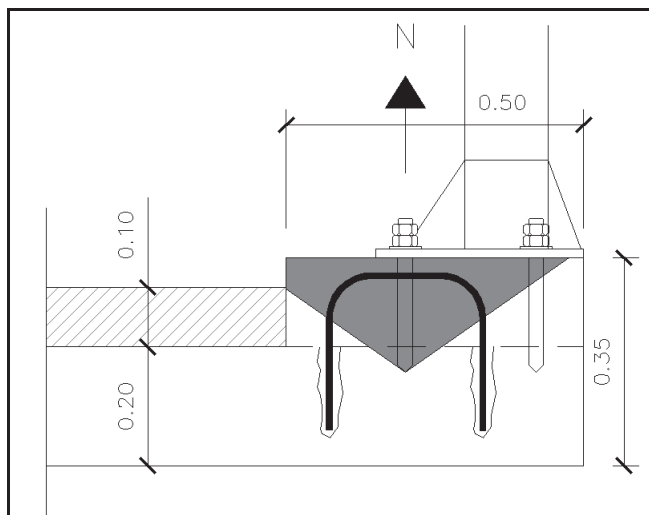
Barriere di sicurezza A14 - Viadotto Cerrano



Il diametro delle nuove barre integrative non dovrà essere superiore a $\phi 14$ e la lunghezza minima di ancoraggio dovrà essere non inferiore a 10ϕ .

Nel nostro caso saranno utilizzate armature di diametro $\phi 14$, inghisate di 140mm.

L'ancoraggio di tali barre si considera efficace per il tratto posto al di fuori della superficie che si sviluppa con la rottura conica del gruppo di tirafondi tesi.



Rottura conica del calcestruzzo

Per determinare la forza trasmessa dalle armature integrative alla struttura di supporto in calcestruzzo, utilizziamo la teoria dell'aderenza acciaio-calcestruzzo riportata nella UNI CEN/TS 1992-4-2:2009_Cap. 6.2.9:

The design resistance $N_{Rd,a}$ of the supplementary reinforcement of one fastener is given by

$$N_{Rd,a} = \sum_n \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd}}{\alpha} \quad (29)$$

with

l_1 = anchorage length of the supplementary reinforcement in the assumed failure cone (see Figure 2)

$\geq l_{b,min} = 4 \cdot d_s$ (anchorage with bends, hooks or loops)

$\geq 10 \cdot d_s$ (anchorage with straight bars with or without welded transverse bars)

$l_{b,min}$ = minimum anchorage length

d_s = diameter of the reinforcement bar

f_{bd} = design bond strength according to EN 1992-1-1, taking into account the concrete cover of the supplementary reinforcement

α = influencing factor, according to EN 1992-1-1
= 0,7 for hooked bars

n = number of legs of the supplementary reinforcement effective for one fastener

In presenza di ancorante chimico, che presenta tensioni di adesione maggiori di quelle di un calcestruzzo gettato in opera, è possibile scrivere la formula precedente nel seguente modo:

$$l_{bd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \cdot \alpha_2 \rightarrow l_{bd} = l_{base,d} \cdot \alpha_2;$$

con:

ϕ = diametro della barra;

σ_{sd} = tensione della barra (nel nostro caso $\sigma_{sd} = f_y/\gamma_s$ con $\gamma_s=1$ perché in presenza di urto);

α_2 = fattore pari a:

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot \frac{c_d - \phi}{\phi} \text{ con}$$

c_d = minimo tra i copriferri e metà della distanza tra le barre.

Pertanto la lunghezza di ancoraggio (l_{bd}) potrebbe essere definita come la lunghezza di base ($l_{base,d}$) ridotta del coefficiente α_2 .

Si può procedere con l'incremento di tensione di aderenza del sistema barra-ancorante-calcestruzzo.

Pertanto è possibile considerare:

$$\frac{f_{bd}}{\alpha_2} = \tau_{Rk}$$

Con:

$$\alpha_2 = 1 - 0.15(70-14)/14 = 0.40.$$

Riducendo α_2 fino a valori prossimi a 0.40 si evince che la tensione di aderenza del sistema raggiunge valori prossimi a quelli delle tensioni adesive delle resine per inghisaggio.

In definitiva la tensione necessaria per ottenere una lunghezza di inghisaggio pari a 160mm è pari a:

$$\frac{f_{bd}}{\alpha_2} = \tau_{Rk} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_y}{l_{bd}}$$

$$\tau_{Rk} = (14/4) \times (450/140) = 11.25 \text{ MPa.}$$

Inserendo 4 barre $\phi 14$ su 53.5cm (barre ad U passo 20cm), si ricava la forza di trazione sollecitante su ogni barra:

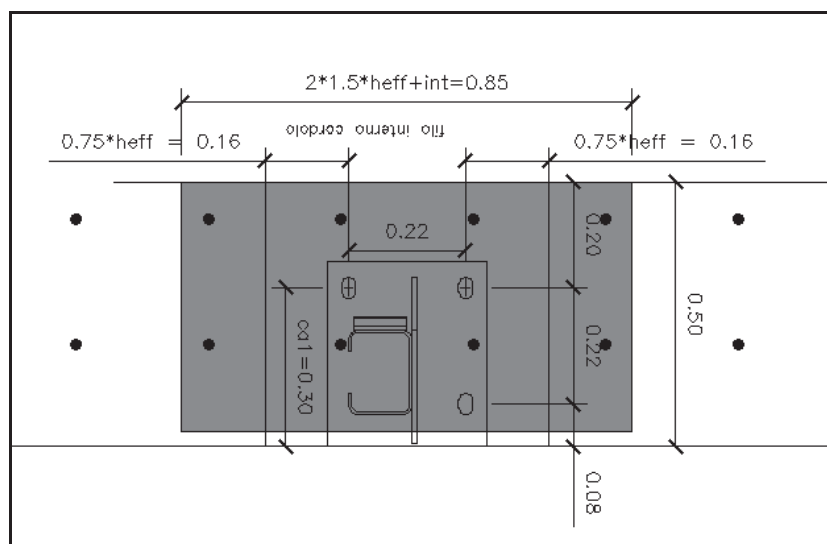
$$N_{barra} = 194.79/4 = 48.7 \text{ kN;}$$

mentre la N_{res} resistenza risulta essere:

$$N_{res} = (140 \times 3.14 \times 14 \times 11.25) / 1000 = 69.24 \text{ kN} > 48.7 \text{ kN.}$$

Le barre integrative così definite risultano all'interno della fascia tesa compresa tra due linee posta a $0.75 h_{eff}$ dai tasselli di estremità. Tale fascia ha larghezza compressiva

$$B = 2 \times 158 + 220 = 535 \text{ mm.}$$

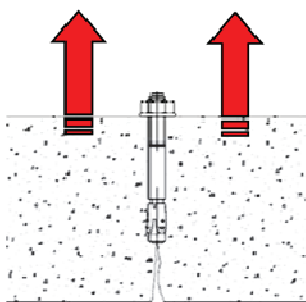


Disposizione delle armature aggiuntive per rottura conica su 53.5cm

Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (Splitting failure)

Tale verifica procede tramite il calcolo della resistenza caratteristica a trazione per un ancorante isolato o in gruppo ($N^{\circ}_{Rk,c}$ funzione della lunghezza dell'ancorante e della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo), moltiplicata per una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di:

- incremento di dimensioni della superficie del cono di rottura dovuto alla presenza di altri ancoranti in adiacenza ($A_{c,N}$ e $A^{\circ}_{c,N}$);
- distanza dell'ancorante dal bordo ($\psi_{c,N}$);
- eventuale eccentricità del carico ($\psi_{ec,N}$);
- eventuale presenza di armatura ($\psi_{re,N}$);
- profondità del supporto ($\psi_{h,sp}$)



Rottura per frantumazione superficiale del cls sotto carico

Come definito nelle norme EOTA TR029 al punto:

- 5.2.2.6 (a) tale tipo di rottura non si verifica se le distanze dei tirafondi dai bordi in tutte le direzioni sono $>1.2 \cdot c_{r,sp}$ e lo spessore "h" dell'elemento risulta maggiore di $2 h_{min} = 2(h_{eff} + 2d_0 = 210mm + 2 \cdot 24mm) = 2 \cdot 258mm = 516mm$ (h_{min} è funzione del diametro ed è definito nelle certificazioni dell'ancoraggio)
- 5.2.2.6 (b) Per tasselli adatti per l'utilizzo nel calcestruzzo fessurato, il calcolo della resistenza a fessurazione può essere omesso se sono rispettate le seguenti due condizioni:
 - È presente un armatura di rinforzo che limita l'apertura delle fessure a $w_k = 0.3mm$ tenendo conto delle forze di fessurazione in accordo al successivo punto 7.3 delle suddette norme
 - Se la resistenza caratteristica alla rottura conica e allo sfilamento sono state valutate con calcestruzzo fessurato.

Dato che nessuna delle due condizioni in tale caso risulta soddisfatta si procede alla verifica e alla determinazione della resistenza caratteristica alla fessurazione.

Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico ("splitting")		
$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ct,cube}} \cdot h^{1.5}_{ef}$	168.35	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$s_{cr,sp}$ [mm]	672	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$c_{cr,sp}$ [mm]	336	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$ [mm ²]	451,584	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$ [mm ²]	446,000	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$ [-]	0.88	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$ [-]	1.00	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$ [-]	1.00	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
h_{min} [mm]	258	: valore minimo dello spessore dell'elemento di calcestruzzo
H [mm]	350	: spessore elemento in cls
$\psi_{h,sp}$ [-]	1.23	: fattore che considera l'influenza della reale profondità di infissione
$N_{Rk,sp}$ [kN]	179.01	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Msp}	1.00	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$ [kN]	179.01	: resistenza di progetto ...
N_{sd} [kN]	194.79	: azione assiale di sfilamento (massima) del <u>GRUPPO di ancoranti</u> .
β_N [-]	1.09	

La verifica non risulta soddisfatta con $\beta_N = 1.09$.

Dato che tale verifica non risulta soddisfatta come definito al punto 7.3 delle EOTA TR029:

Se il carico caratteristico di trazione N_{sk} agente sul tassello è maggiore di 30kN ed il tassello è posto in zona tesa le forze di fessurazione (splitting) dovranno essere affidate ad armatura di rinforzo. Indicativamente, in accordo all'attuale esperienza il rapporto tra la forza di fessurazione caratteristica $F_{sp,k}$ ed il carico caratteristico di trazione N_{sk} dovrà essere il seguente:

$F_{sp,k} = 0.5N_{sk}$ per ancoranti chimici

In tal caso sul gruppo dei 2 tasselli agisce un carico pari a $N_{gsd} = 194.79$ kN

In presenza di urto si assume come coefficiente di sicurezza per i carichi $\gamma_L = 1.0$

$N_{gsk} = \gamma_L \cdot N_{gsd} = 194.79$ kN

$F_{g,sp,d} = 0.5 \cdot N_{gsk} = 97.39$ kN

Considerando una tensione di snervamento delle barre pari a:

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1 = 450$ MPa

dovrà essere presente in ciascuna delle due direzioni orizzontali la seguente area di acciaio:

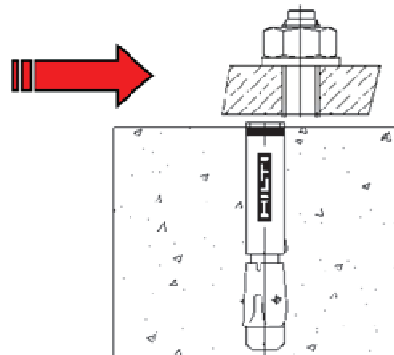
$A_a = 97390N / 450 = 216.50$ mm²

Nella direzione longitudinale, in prossimità dei tasselli tesi dovranno essere inserite due barre $\phi 12$ longitudinali integrative $A_a = 226 \text{ mm}^2$.

$A_{a \text{ tot long}} = 226 \text{ mm}^2 > 216.5 \text{ mm}^2 \rightarrow$ verifica a frantumazione superficiale sotto carico soddisfatta

- Verifiche per carichi di taglio

Resistenza a taglio dell'acciaio (Steel failure)

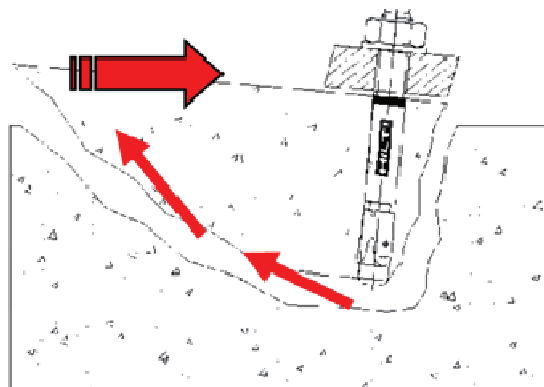


rottura a taglio dell'acciaio

Rottura dell'acciaio		
$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$ [kN]	141.20	: resistenza caratteristica del <u>SINGOLO ancorante</u> nel caso di rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)
γ_{Ms}	1.00	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$ [kN]	141.20	: resistenza di progetto di un ancorante ...
V_{sd} [kN]	17.00	: taglio (massimo) agente sul <u>SINGOLO ancorante</u>
$\beta_V = V_{sd} / V_{Rd,s}$ [-]	0.12	

La verifica risulta soddisfatta con $\beta_V = 0.12$.

Resistenza allo strappo del calcestruzzo (Concrete Pryout Failure)



Rottura a strappo del calcestruzzo

Rottura per pryout / scalzamento del calcestruzzo		
k_p [-]	2.00	: fattore per profondità di ancoraggio
$V_{Rk,cp} = \min\{k_p \cdot N_{Rk,p}; k_p \cdot$	321.05	: resistenza caratteristica per pryout/scalzanemto
γ_{Mp}	1.00	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,cp} = V_{Rk,cp} / \gamma_{Mp}$ [kN]	321.05	: resistenza di progetto per pryout/scalzanemto
V_{Sd} [kN]	51.00	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
β_v [-]	0.16	

La verifica risulta soddisfatta con $\beta_v = 0.16$.

Resistenza alla rottura del bordo del calcestruzzo (Concrete Edge Failure)

A favore di sicurezza si considera che tutto il taglio di 51kN sia affidato ai soli due tasselli più interni, non considerando il tassello esterno più vicino al bordo.

In questo caso la distanza dal bordo risulta essere pari a 300mm (220mm+80mm) ed il taglio agente su ogni tassello pari a $51/2=25.5$ kN.

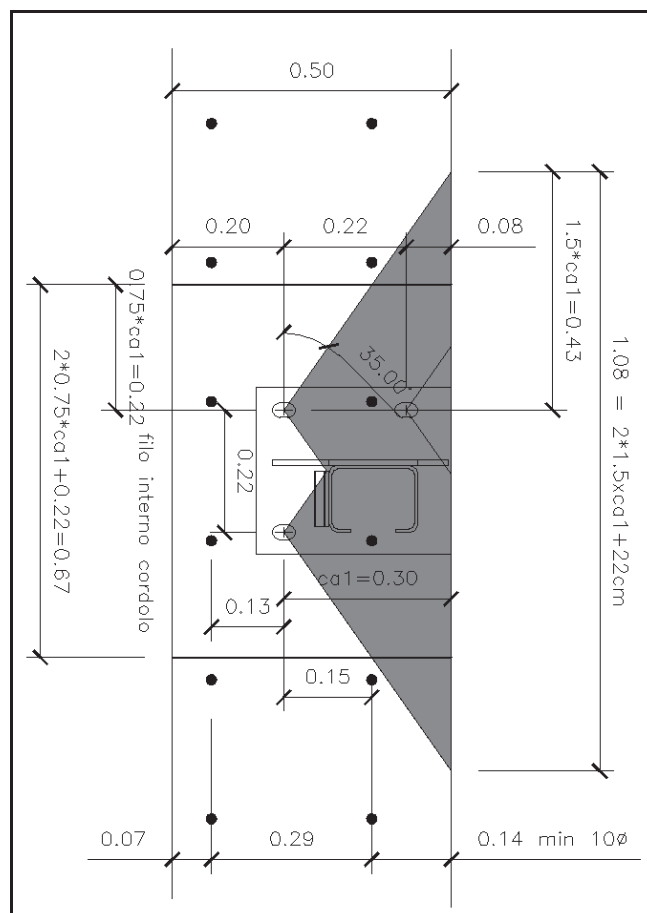
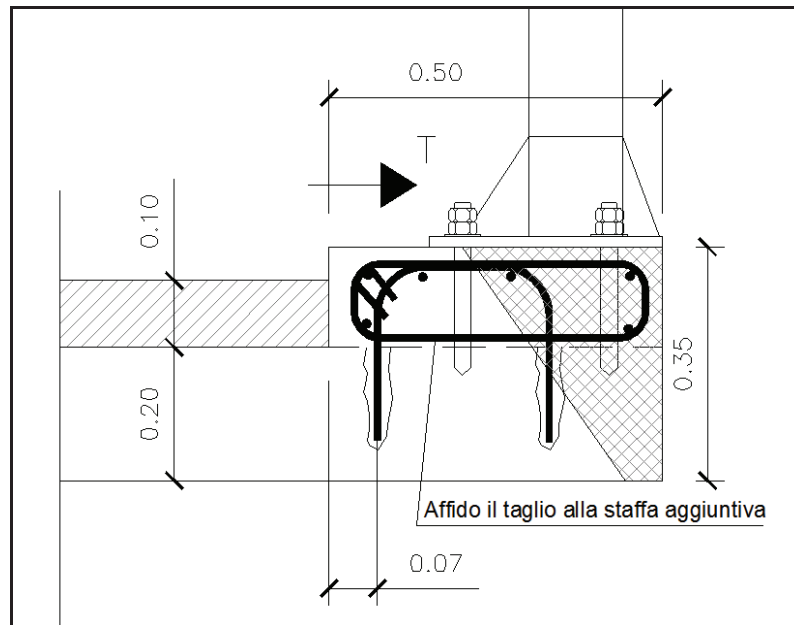
Pertanto si ha:

Rottura del bordo di calcestruzzo		
k_1 [-]	2.40	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
α [-]	0.08	: coefficiente funzione della profondità di ancoraggio
β [-]	0.06	: coefficiente funzione del diametro dell'ancorante
$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h^\beta \cdot f_{ctd} \cdot (V_{f_{ctd}})$	123.04	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante posto in calcestruzzo fessurato e caricato perpendicolarmente al bordo
n [-]	2	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
$A_{c,v}^0$ [mm ²]	405,000	: area di base del cono di calcestruzzo di un singolo ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo non influenzata (...)
$n_{r,c}$ [-]	1	
c_1 [mm]	300.0	
$c_{interno}$ [mm]	0.0	
c_{1bis} [mm]	200.0	
$A_{c,v}$ [mm ²]	392,000	: area effettiva della base del cono di calcestruzzo dell'ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo
$\psi_{s,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera l'influenza sulla resistenza a taglio della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo per la vicinanza degli ancoranti ad ulteriori bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{n,v}$ [-]	1.13	: fattore che considera il fatto che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente allo spessore dell'elemento come ipotizzato nel rapporto $A_{c,v}/A_{c,v}^0$
α_v [°]	0.0	: angolo tra il carico applicato V_{Sd} e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{\alpha,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera α_v
$\psi_{ec,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera l'effetto di gruppo quando differenti carichi di taglio agiscono sui singoli ancoranti del gruppo
Arm. di bordo rettil.	x	
Staffe con int. risretto	0	
$\psi_{re,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato
$V_{Rk,c}^s$ [kN]	135.04	: resistenza caratteristica in caso di rottura del bordo di calcestruzzo è data dall'equazione
γ_{Mc}	1.00	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,c}^s = V_{Rk,c}^s / \gamma_{Mc}$ [kN]	135.04	: resistenza di progetto di un ancorante ...
V_{Sd} [kN]	51.00	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
$\beta_v = V_{Sd}/V_{Rd,c}^s$	0.38	

La verifica risulta soddisfatta con $\beta_v = 0.38$.

Poiché, con questo valore di β_v la rottura combinata trazione+taglio non risulta soddisfatta, con un valore di $0.90+0.38=1.28>1.20$, è necessario, anche in tal caso,

pensare di affidare la resistenza alla rottura del bordo di cls alle armature aggiuntive, ossia alle staffe $\phi 10/20$.



Sistema di rottura per taglio sul cordolo (sezione e pianta)

Al fine di comprendere meglio si riportano le immagini del sistema di rottura per taglio definito nelle norme ACI 318.

430

APPENDIX D

CODE

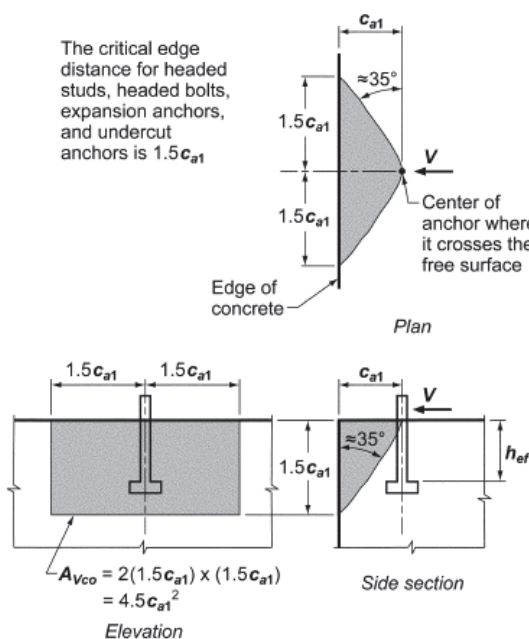
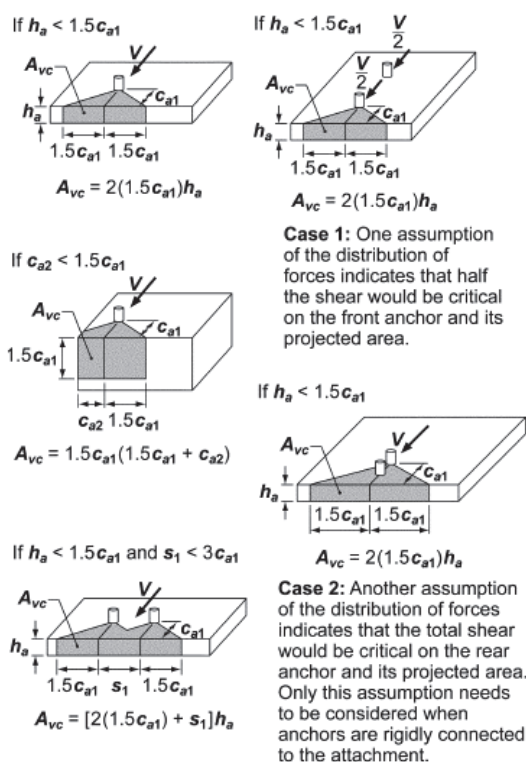


Fig. RD.6.2.1(a)—Calculation of A_{Vco}

COMMENTARY



Pertanto se $f_{yd} = 450\text{MPa}$ l'area di armatura trasversale necessaria a sostenere l'azione $V_{sd}^g = 51\text{kN}$ è pari a:

$$A_a = V_{sd}^g / f_{yd} = 113.3\text{mm}^2$$

Armatura integrativa abbondantemente presente nella sezione di verifica, costituita da staffe $\phi 10/20$ (nell'area considerata capiteranno sicuramente 2 staffe $\phi 10$, con un'area complessiva pari a $2 \times 78.5 = 157\text{mm}^2$, maggiore di quella richiesta).

In definitiva per l'ancoraggio dei tasselli della barriera di sicurezza si ha:

- ***Resistenza combinata taglio e trazione***

Per tale verifica deve essere soddisfatta la seguente disequaglianza

$$\beta_N + \beta_V \leq 1.2$$

Per la verifica del tassello metallico si ha:

$$\beta_N + \beta_V = 0.34 + 0.12 = 0.46 < 1.2 \quad \text{la verifica risulta soddisfatta.}$$

Per le verifiche combinate che interessano il calcestruzzo si dovrebbe assumere per β_N e β_V il maggiore dei valori ottenuti dalle singole verifiche a trazione e taglio per i tasselli, trascurando i coefficienti dei meccanismi affidati alle armature integrative.

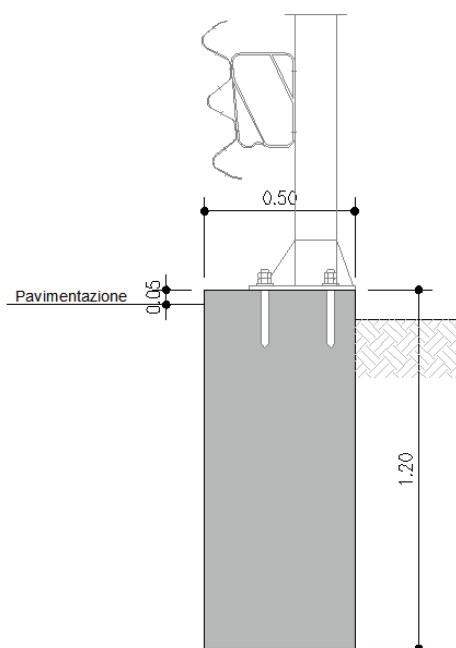
Nel caso in esame come valori di β_N si assumerà:

$$\beta_N + \beta_V = 0.90 + 0.16 = 1.06 < 1.2 \quad \text{la verifica risulta soddisfatta.}$$

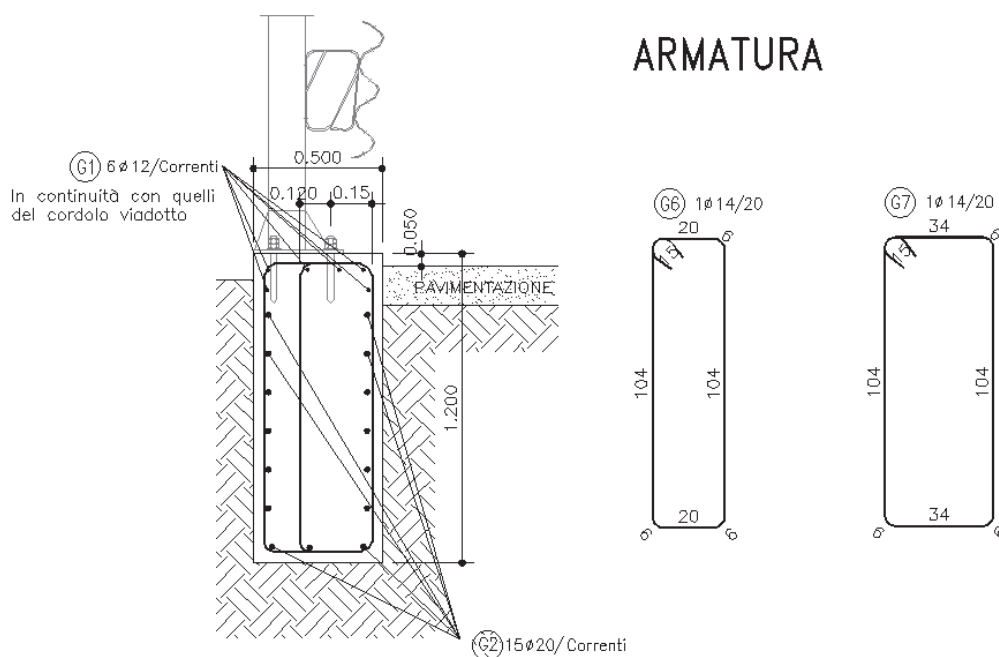
11. VERIFICHE DEL NUOVO CORDOLO IN C.A. 50X120CM

Il progetto prevede la realizzazione, per una lunghezza minima di 25m, di nuovi cordoli in c.a. di dimensioni pari a 50x120cm, completamente immerso nel terreno, lato spartitraffico sia in carreggiata Nord che in carreggiata Sud.

Le dimensioni del cordolo sono di seguito riportate:



ARMATURA



Nuovo cordolo 50x120cm_Carpenteria ed Armatura

Le verifiche strutturali e geotecniche (ribaltamento, scorrimento e capacità portante del terreno) dei cordoli sono state effettuate considerando una forza dovuta all'azione dell'urto pari a: $F_{urto} = 100$ kN, applicata a 1.0m dal piano della pavimentazione, come da normativa.

Pertanto le azioni prodotte dall'urto sono:

Forza d'Urto F_t (kN)	h_2 (m)	Sovralzo Cordolo (m)	Altezza H (m)	Momento totale $M_{s\ tot}$ (kNm)	Taglio Totale $F_{t\ tot}$ (kN)
100	1.0	0.05	1.20	$100 \times 2.15 = 215$	100

11.1 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono valide per entrambe le situazioni di installazione del cordolo.

Verifica a Taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

La resistenza a taglio del cordolo risulta pertanto essere $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

La verifica porge:

considerando:

$\cot\theta =$	1 \rightarrow	$\theta = 45^\circ$
$\sin\alpha =$	1 \rightarrow	$\alpha = 90^\circ$

Taglio	
Lato Acciaio	
$d =$	420 mm
$A_{sw} =$	308 mmq
$s =$	200 mm
$f_{yd} =$	450 Mpa
$V_{Rs} =$	261.95 kN
Lato Calcestruzzo	
$b_w =$	1200 mm
$f_{ck} =$	32 Mpa
$f_{cd} =$	27.2 Mpa
$f'_{cd} =$	13.6 Mpa
$V_{Rs} =$	3084.48 kN
$V_{Rsd_MIN} =$	261.95 kN

Verifica a taglio risulta soddisfatta.

11.1.1 VERIFICA A TORSIONE

Secondo il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 [NT2008] per la verifica di resistenza (SLU) si deve prevedere che :

$$M_{t_Rd} \geq M_{t_Ed}$$

In cui M_{t_Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

La resistenza alla torsione del cordolo è la minore delle tre sopra definite :

$$M_{t_Rd} = \min(M_{t_Rcd}, M_{t_Rsd}, M_{t_Rsd})$$

Pertanto la verifica porge:

Torsione		
Lato Calcestruzzo		
A =	300000	mmq
A _c =	600000	mmq
u =	3400	mm
t =	176.5	mm
f' _{cd} =	13.6	Mpa
M _{t_Rcd} =	720.0	kNm
Armatura trasversale		
A _s =	154	mmq
s =	200	mm
f _{yd} =	450	Mpa
M _{t_Rcd} =	207.9	kNm
Armatura longitudinale		
A _{sl} =	4710	mmq
p =	2694.1	mm
M _{t_Rcd} =	472.03	kNm
M_{t_Rcd_MIN} = 207.9 kNm		

Verifica a torsione risulta soddisfatta.

11.1.2 VERIFICA COMBINATA TAGLIO- TORSIONE

La resistenza di una membratura, soggetta a taglio e torsione, non deve eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo; deve essere pertanto soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{t-Ed}}{M_{t-Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Pertanto si ha:

composta:	0.25	< 1 → OK
-----------	------	----------

Anche nel caso del cordolo in c.a. sono state inserite le armature aggiuntive per la verifica dell'ancoraggio della barriera antirumore, considerando, a favore di sicurezza, un passo di 20cm anziché a 25cm.

11.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.2.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica è stata effettuata in conformità con quanto previsto dal 6.4 del D.M. 14.1.2008 con riferimento solo agli Stati Limite Ultimi (SLU) in quanto il cordolo non ha limiti prestazionali in esercizio che possono compromettere la funzionalità dell'Autostrada.

È stato verificato che sia rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$

Nelle verifiche si è seguito "l'Approccio 2", per la quale è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche, vengono considerati solo i fattori A1, per le azioni, M1, per i parametri geotecnici e R3 per le resistenze.

I coefficienti amplificativi per le azioni saranno assunti pari ad 1, trattandosi di azioni eccezionali.

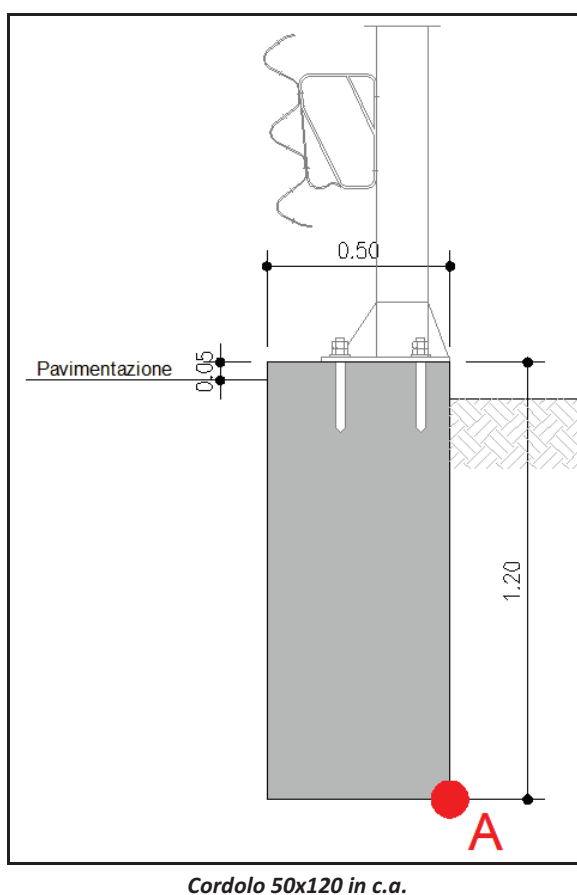
Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per la verifica al ribaltamento del cordolo con la forza d'urto del veicolo pesante si è considerato l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto A indicato di seguito.



Data la sollecitazione F_t dovuta all'urto, alla spinta delle terre, al peso proprio della struttura, della pavimentazione e della barriera di sicurezza, indicando con L_{cr} la lunghezza del cordolo, risulta:

$$M_{\text{stabilizzante}} = R_d$$

$$M_{\text{ribaltante}} = E_d$$

Dall'uguaglianza tra i momenti $M_{\text{stabilizzante}} = M_{\text{ribaltante}}$ si ricava la lunghezza minima del cordolo necessaria affinché non si abbia il ribaltamento.

RIBALTAMENTO "A"		
$PP_{barriera} =$	1	kN/ml
$B_{barriera} =$	0.25	m
Cordolo		
$\gamma =$	25	kN/mc
$B =$	0.5	m
$H =$	1.2	m
$b =$	0	m
$h =$	0	m
$PP_{cordolo_BxH} =$	15.00	kN (su 1 m)
$PP_{cordolo_bxh} =$	0.00	kN (su 1 m)
$B_{BxH} =$	0.25	m
$B_{bxh} =$	0	m
Spinta terreno		
$\gamma =$	19	kN/mc
$\phi =$	33	°
$H =$	1.15	m
$k_a =$	0.295	
$Sp =$	3.71	kN (su 1 ml)
$B_{Sp} =$	0.383	m
Spinta terreno passiva 50%		
$\gamma =$	19	kN/mc
$\phi =$	33	°
$H =$	1.1	m
$k_p =$	3.39	
$Sp =$	20.20	kN (su 1 ml)
$B_{Sp} =$	0.373	m
URTO		
$F_{urto} =$	100	kN
$H_{urto_1} =$	1	m
$H_{urto_2} =$	1.15	m
$H_{tot} =$	2.15	m

Per quanto riguarda la spinta del carico mobile, a favore di sicurezza si è considerato quanto descritto nella circolare 2 febbraio 2009 n.617 Cap. C5.1.3.3.7.1, ossia lo schema

di carico 1 applicato su una superficie rettangolare larga 3.0m e lunga 2.2m, tale azione è stata ridotta di un fattore 0.7.

Pertanto si ha:

$$Q = 600 \times 0.7 / (2.2 \times 3.0) = 63.63 \text{ kN/mq.}$$

Spinta del Mobile		
$S_{mobile} =$	21.59	kN
$H =$	0.575	m

$M_{stab} =$	11.5	kNm
$M_{rib} =$	287.8	kNm
$L_{cr} =$	24.93	m

Per il manufatto in c.a. risulta $L_{cr} = 25.0 \text{ m}$, consistente con lo sviluppo previsto in progetto, pertanto la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta. Dove tale lunghezza non è soddisfatta il cordolo verrà inghisato alla spalla del viadotto ed in corrispondenza della galleria.

11.2.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica è stata eseguita nell'ipotesi che la superficie di rottura si sviluppi lungo il piano di posa della fondazione del nuovo manufatto in c.a., considerando, a favore di sicurezza, un coeff. di attrito ridotto al di sopra del muro esistente demolito, pari a 0.2, in modo da non gravare su di esso.

Alla forza F_t d'urto e alla spinta del terreno, si oppone la risultante R_0 delle azioni tangenziali resistenti sulla base del manufatto in c.a.:

$$R_0 = (PP_{cordolo \text{ in c.a.}} + PP_{barriera}) \times \beta + S_{passiva};$$

con β coefficiente di attrito al contatto terreno - fondazione, assunto 0.55 [valore di letteratura dalla teoria di Terzaghi e Peck, congruente anche con l'attrito calcestruzzo/calcestruzzo], indicando con L_{cs} la lunghezza minima a scorrimento del cordolo.

Trattandosi di una verifica effettuata con "approccio 2" la resistenza deve essere ridotta di un coefficiente $\gamma_R=1.1$, da cui:

$$R_d = \frac{R_0}{1.1}$$

dall'uguaglianza $E_d = R_d$ si ricava la lunghezza minima L_{cs} .

SCORRIMENTO		
$F_{sicurezza} =$	1.1	
$\beta_{attrito} =$	0.55	
$F_{resi} =$	29.00	kN
$F_{soll} =$	257.18	kN
$L_{scor} =$	9.76	m

Per il manufatto in c.a. risulta $L_{cr} = 9.80$ m, minore dello sviluppo previsto in progetto, pertanto la verifica a scorrimento risulta soddisfatta. Dove tale lunghezza non è soddisfatta il cordolo verrà inghisato alla spalla del viadotto ed in corrispondenza della galleria.

11.2.3 VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante del terreno è stata verificata con l'espressione del carico limite q_{lim} di Terzaghi:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} + c' N_c + q' N_q$$

considerando:

una base di dimensioni ridotte $B' = B_{reale} - 2e$, dove e è l'eccentricità del carico (rapporto tra il momento flettente M_{tot} e lo sforzo normale N_{tot}) risultante alla base della fondazione;

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

$$c' = 0 \text{ e } q' = \gamma x h;$$

$$\phi = 33^\circ \text{ da cui il coefficiente } N_{\gamma} = 35.19 \text{ ed } N_q = 26.$$

Nell'approccio 2 non si considera alcun fattore riduttivo per i parametri di caratterizzazione geotecnica del terreno.

L'aliquota $c'N$ della formula risultano nulle.

Considerando la lunghezza minima del nuovo manufatto in c.a. di 25.0m, essendo $N_{tot} =$ Somma degli sforzi normali ed $M_{tot} = M_{stabilizzante} - M_{ribaltante}$, si ricava l'eccentricità $e = M_{tot}/N_{tot}$.

Per la verifica della capacità portante del terreno con "approccio 2" il D.M. 14.1.2008 prevede che la resistenza venga ridotta di un coefficiente $\gamma_R = 2.3$, da cui:

CARICO LIMITE		
$N_q =$	26	
$h =$	1.15	m
$B' = B_{reale} - 2e$	con	$e = M_{tot}/N_{tot}$
$N_y =$	35	
$e =$	0.16	m
$B' =$	0.190	m
$q_{lim} =$	631.27	kN/mq
$F_s =$	2.30	
$R_d =$	274.46	kN/mq
$E_d =$	84.2	kN/mq
$R_d > E_d \rightarrow$ Verificato		

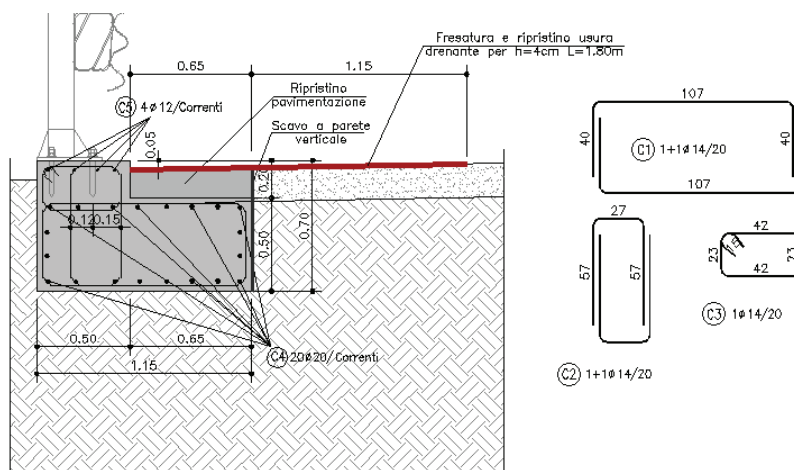
La tensione di compressione indotta dalla struttura al terreno di fondazione risulta pari a:

$$E_d = \sigma_{compressione} = \frac{N_{tot}}{B' * L_c}$$

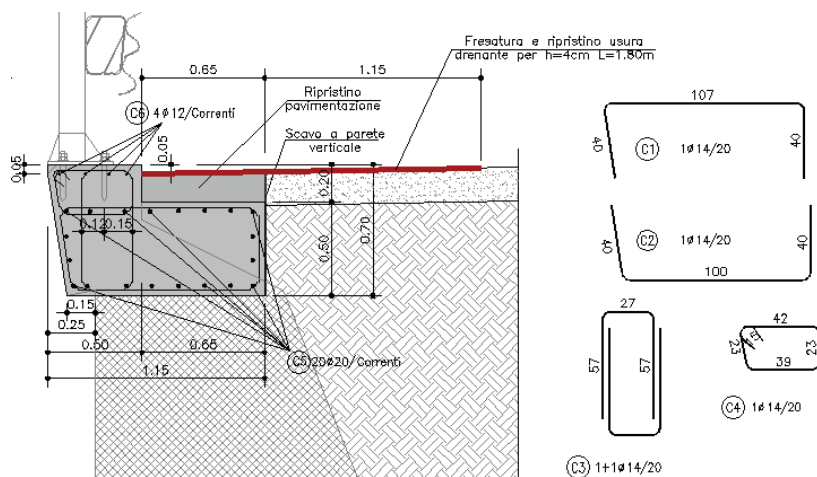
da cui risulta E_d inferiore ad R_d e la verifica risulta pertanto soddisfatta.

12. VERIFICHE DEL NUOVO MANUFATTO IN C.A.

Il progetto prevede la realizzazione di nuovi manufatti in c.a. in prossimità delle spalle Nord e Sud (lato margine destro) del Viadotto Cerrano, in entrambe le carreggiate. I nuovi manufatti avranno lunghezza totale variabile indicativamente tra 25m e 44m. La carpenteria e l'armatura del manufatto su sedime naturale e su muro andatore sono di seguito riportate:



Nuovo manufatto su sedime naturale_Carpenteria ed Armatura



Nuovo manufatto su muro andatore_Carpenteria ed Armatura

Le verifiche strutturali e geotecniche (ribaltamento, scorrimento e capacità portante del terreno) dei cordoli sono state effettuate considerando una forza dovuta all'azione dell'urto pari a: $F_{urto} = 100 \text{ kN}$, applicata a 1.0m dal piano della pavimentazione, come da normativa.

Pertanto le azioni prodotte dall'urto sono:

<i>Forza d'Urto F_t (kN)</i>	<i>h_2 (m)</i>	<i>Sovralzo Cordolo (m)</i>	<i>Altezza H (m)</i>	<i>Momento ribaltante totale $M_{s\ tot}$ (kNm)</i>	<i>Taglio Totale $F_{t\ tot}$ (kN)</i>
100	1.0	0.05	0.70	$100 \times 1.65 = 165$	100

12.1 VERIFICHE STRUTTURALI

12.1.1 VERIFICA A TAGLIO

Secondo il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 [NT2008] la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una 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.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

in cui

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

Con riferimento all'**armatura trasversale**, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" risulta essere:

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

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \frac{(ct\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

dove

A_{sw} area armatura trasversale

b_w larghezza minima della sezione

s interasse tra armature trasversali consecutive

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ inclinazione dei puntoni in cls

f_{yd} resistenza di calcolo allo snervamento dell'acciaio ($f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ nei calcoli si è considerato $\gamma_s = 1.00$)

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del cls d'anima ($f'_{cd} = \frac{f_{cd}}{2}$) in cui f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$ nei calcoli si è assunto $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_C = 1.00$)

d altezza utile della sezione

α_C coefficiente maggiorativo (assunto paria a 1)

L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

La resistenza a taglio della trave risulta pertanto essere $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

Pertanto la verifica porge:
considerando:

$\cot \theta =$	1 \rightarrow	$\theta = 45^\circ$
$\tan \alpha =$	1 \rightarrow	$\alpha = 90^\circ$

Taglio – lato Acciaio

$$d = 1070 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 308 \text{ mm}^2$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 450 \text{ MPa}$$

da cui:

$$V_{Rsd} = 667 \text{ kN}$$

Taglio – lato Calcestruzzo

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 27.2 \text{ MPa}$$

$$f'_{cd} = 13.6 \text{ MPa}$$

da cui:

$$V_{Rcd} = 2'509 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio della sezione è quindi data da:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 667 \text{ kN}$$

Verifica a taglio risulta soddisfatta essendo il taglio agente pari a 100kN la verifica a taglio risulta soddisfatta.

12.1.2 VERIFICA A TORSIONE

Secondo il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 [NT2008] per la verifica di resistenza (SLU) si deve prevedere che :

$$M_{t-Rd} \geq M_{t-Ed}$$

In cui M_{t-Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

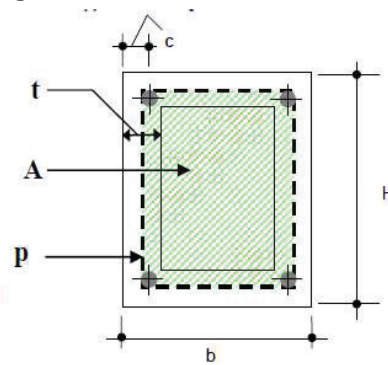
La resistenza a torsione **lato calcestruzzo** viene calcolata con :

$$M_{t-Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\cot \theta}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

In cui è stato assunto che t , per sezioni piene, sia pari a $\frac{A_c}{u}$ dove A_c rappresenta l'area della sezione e u il suo perimetro, t deve comunque essere maggiore o uguale a 2 volte la distanza fra il bordo ed il centro dell'armatura longitudinale.

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \cot \theta / (1 + \cot^2 \theta)$$

$t = A_c / u \geq 2c$ è lo spessore della sezione cava;
 $A_c = b \times H$ è l'area della sezione;
 p è il perimetro medio della sezione;
 A area racchiusa entro la fibra media del perimetro della sezione;
 f'_{cd} f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \times f_{cd}$);
 θ angolo di inclinazione delle bielle di cls con limitazione $0.4 \leq \cot \theta \leq 2.5$



La resistenza a torsione relativa alle **staffe trasversali** viene calcolata con:

$$M_{t-Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta$$

In questa fase è stata scorporata dall'area resistente dell'armatura trasversale l'area delle staffe "utilizzata" per la verifica del taglio.

In definitiva, in presenza di taglio e di momento torcente, l'area totale dell'armatura trasversale viene definita sommando l'area richiesta da ogni verifica.

La resistenza a torsione relativa **all'armatura longitudinale** si calcola con:

$$M_{t-Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot \frac{f'_{yd}}{\text{ctg}\theta}$$

dove

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

$\sum A_l$ area complessiva delle barre longitudinali

La resistenza alla torsione del cordolo è la minore delle tre sopra definite :

$$M_{t-Rd} = \min(M_{t-Rcd}, M_{t-Rsd}, M_{t-Rld})$$

Si verifica che la resistenza minima alla torsione è data dalla resistenza relativa alle staffe trasversali:

Armatura trasversale		
$A_s =$	154	mmq
$s =$	200	mm
$f_{yd} =$	450	Mpa
$M_{t-Rcd} =$	155.9	kNm

Essendo il momento torcente (rispetto al baricentro della sezione agente) pari a 130kN la verifica a torsione risulta soddisfatta.

12.1.3 VERIFICA COMBINATA TAGLIO- TORSIONE

La resistenza di una membratura, soggetta a taglio e torsione, non deve eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo; deve essere pertanto soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{t-Ed}}{M_{t-Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Pertanto si ha:

composta:	0.30 < 1 → OK
-----------	---------------

12.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Per quanto riguarda l'azione da urto, vale la seguente ipotesi di diffusione in fondazione: trattandosi di fondazione diretta l'azione viene ripartita sull'intera lunghezza del concio dell'opera, in quanto le verifiche nelle quali tale azione viene utilizzata fanno l'ipotesi di corpo rigido. Come lunghezza minima dei conci di progetto si considera la maggiore tra quella calcolata a ribaltamento e quella a scorrimento. Pertanto, per lunghezze inferiori, non essendo soddisfatte a priori le verifiche di stabilità geotecnica, l'analisi deve essere ripetuta, se necessario adeguando la carpenteria della sezione e/o la geometria del terreno lato valle e/o le caratteristiche meccaniche minime richieste per il terreno stesso, oppure rendendo continuo il cordolo con le strutture esistenti mediante inghisaggio di barre di armatura.

A vantaggio di sicurezza si è trascurata la spinta del carico mobile, poiché concomitante con la forza peso della ruota del veicolo impattante LM2 dovuta all'azione da urto (anch'essa trascurata).

12.2.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica è stata effettuata in conformità con quanto previsto dal 6.4 del D.M. 14.1.2008 con riferimento solo agli Stati Limite Ultimi (SLU) in quanto il cordolo non ha limiti prestazionali in esercizio che possono compromettere la funzionalità dell'Autostrada.

È stato verificato che sia rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$

Nelle verifiche si è seguito "l'Approccio 2", per la quale è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche, vengono considerati solo i fattori A1, per le azioni, M1, per i parametri geotecnici e R3 per le resistenze.

I coefficienti amplificativi per le azioni saranno assunti pari ad 1, trattandosi di azioni eccezionali.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

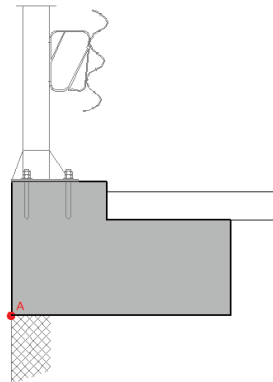
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

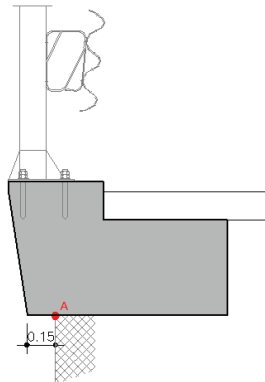
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per la verifica al ribaltamento del cordolo con la Forza d'urto del veicolo pesante si è fatto riferimento alla carpenteria del cordolo su sedime naturale e del cordolo su muro andatore considerando l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto A indicato di seguito, tenendo conto della lunghezza dei rispettivi tratti su cordolo e su sedime naturale.

CORDOLO SU SEDIME



CORDOLO SU MURO



Data la sollecitazione F_c dovuta all'urto, alla spinta delle terre, al peso proprio della struttura, della pavimentazione e della barriera di sicurezza, indicando con L_{cr} la lunghezza del cordolo, risulta:

$$M_{\text{stabilizzante}} = R_d$$

$$M_{\text{ribaltante}} = E_d$$

Dall'uguaglianza tra i momenti $M_{\text{stabilizzante}} = M_{\text{ribaltante}}$ si ricava la lunghezza minima del cordolo necessaria affinché non si abbia il ribaltamento.

Nel caso specifico in studio si verifica che la condizione dimensionante si ha per il cordolo margine destro dir. Pescara, spalla Sud, che presenta le seguenti dimensioni:

Lunghezza totale = 26.69m

Lunghezza tratto su muro = 9.66m

Lunghezza tratto su sedime = 17.03m

Essendo:

peso proprio cordolo su muro = 16.06kN/ml

peso proprio cordolo su sedime = 16.88kN/ml

distanza baricentro cordolo-punto di rotazione cordolo su muro = 0.30m

distanza baricentro cordolo-punto di rotazione cordolo su sedime = 0.53m

peso proprio pavimentazione = 2.15kN/m ($\gamma = 22\text{kN/mc}$, $sp=15\text{cm}$, $b=0.65\text{m}$)

distanza baricentro pavimentazione-punto di rotazione cordolo su muro = 0.58m

distanza baricentro pavimentazione-punto di rotazione cordolo su sedime = 0.82m

Si verifica che il momento stabilizzante vale:

PESI PROPRI:

$$W_1 = 16.06 \times 9.66 = 155.14\text{kN}$$

$$W_2 = 16.88 \times 17.03 = 287.47\text{kN}$$

$$M_{\text{stab-W1}} = 155.14 \times 0.30 = 46.54\text{kNm}$$

$$M_{\text{stab-W2}} = 287.47 \times 0.53 = 152.36\text{kNm}$$

$$M_{\text{stab-tot-W}} = 98.58 + 57.71 = 198.90\text{kNm}$$

PAVIMENTAZIONE:

$$W_1 = 2.15 \times 9.66 = 20.77\text{kN}$$

$$W_2 = 2.15 \times 17.03 = 36.61\text{kN}$$

$$M_{\text{stab-pav1}} = 20.77 \times 0.58 = 12.05\text{kNm}$$

$$M_{\text{stab-pav2}} = 36.61 \times 0.82 = 30.02\text{kNm}$$

$$M_{\text{stab-tot-pav}} = 12.05 + 30.02 = 42.07\text{kNm}$$

Da cui:

$$M_{\text{stab-tot}} = 198.90 + 42.07 = 240.97\text{kNm}$$

Il momento stabilizzante totale deve essere confrontato con il momento ribaltante dato dall'azione di urto e dalla spinta della terra sul cordolo, come di seguito dettagliato:

SPINTA TERRENO		
$\gamma =$		20 kN/mc
$\phi =$		35 °
H =		0.65 m
Ka =		0.271
b =		0.217 m
S =		1.14 kN/ml
URTO		
Furto =		100 kN
b =		1.65 m

Si ottiene quanto segue:

$$M_{rib} = 1.14 \times 26.91 \times (0.65/3) + 165 = 171.65 \text{ kNm}$$

Da cui:

$$M_{stab} = 240.97 \text{ kNm} > M_{rib} = 171.65 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

12.2.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica è stata eseguita nell'ipotesi che la superficie di rottura si sviluppi lungo il piano di posa della fondazione del nuovo manufatto in c.a..

Alla forza F_t d'urto e alla spinta del terreno, si oppone la risultante R_0 delle azioni tangenziali resistenti sulla base del manufatto:

$$R_0 = (PP_{manufatto} + PP_{pavimentazione} + PP_{barriera}) \times \beta;$$

con β coefficiente di attrito al contatto terreno – fondazione e/o muro esistente demolito-fondazione, assunto 0.55 [valore di letteratura dalla teoria di Terzaghi e Peck, congruente anche con l'attrito calcestruzzo/calcestruzzo], indicando con L_{cs} la lunghezza minima a scorrimento del cordolo.

Trattandosi di una verifica effettuata con "approccio 2" la resistenza deve essere ridotta di un coefficiente $\gamma_R=1.1$, da cui:

$$R_d = \frac{R_0}{1.1}$$

Note le azioni sollecitanti, la geometria del manufatto ed il coefficiente di attrito si verifica quanto segue:

Fsicurezza =	1.1
β attrito =	0.55
Lcr =	25.00 m
Fres =	250.25 kNm
Fmob =	128.62 kNm

La verifica a scorrimento per $L_{cr} = 25.00\text{m}$ risulta ampiamente soddisfatta. Si verifica inoltre che tale verifica è da considerarsi significativa anche per il cordolo su muro andatore che presenta il lato esterno svasato, in quanto, a parità delle altre forze in gioco, la riduzione del peso proprio (16.06kN/ml per il cordolo su muro a fronte di 16.87kN/ml per il cordolo su sedime naturale) risulta del tutto trascurabile.

12.2.3 VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante del terreno è stata verificata con l'espressione del carico limite q_{lim} di Terzaghi:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma + c' N_c + q' N_q$$

considerando:

una base di dimensioni ridotte $B' = B_{reale} - 2e$, dove e è l'eccentricità del carico (rapporto tra il momento flettente M_{tot} e lo sforzo normale N_{tot}) risultante alla base della fondazione;

$$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$c' = 0;$$

$$q' = \gamma \cdot h;$$

e

$$\varphi = 35^\circ$$

Nell'approccio 2 non si considera alcun fattore riduttivo per i parametri di caratterizzazione geotecnica del terreno.

L'aliquota $c'N$ risulta nulla nella formula.

Si considera una lunghezza minima del nuovo manufatto in c.a. di **25.0m**, pertanto l'azione da urto di 100kN è ripartita su tale lunghezza.

Per la verifica della capacità portante del terreno con "approccio 2" il D.M. 14.1.2008 prevede che la resistenza venga ridotta di un coefficiente $\gamma_R=2.3$.

Di seguito si riporta il dettaglio del calcolo delle azioni alla quota di imposta del cordolo nel baricentro e della relativa verifica.

BARRIERA		
PPbarriera =	1	kN/ml
Bbarriera =	0.327	m

CORDOLO		
γ =	25	kN/mc
B1 =	0.5	m
H1 =	0.65	m
b1 =	0.25	m
B2 =	0.25	m
H2 =	0.7	m
b2 =	0.2	m
B3 =	0.25	m
H3 =	0.7	m
b3 =	0.45	m
PP1 =	8.125	kN/ml
PP2 =	4.375	kN/ml
PP3 =	4.375	kN/ml

PAVIMENTAZIONE		
γ =	22	kN/mc
B =	0.65	m
H =	0.15	m
b =	0.25	m
PP =	2.145	kN/ml

SPINTA TERRENO		
γ =	20	kN/mc
ϕ =	35	°
H =	0.65	m
Ka =	0.271	
b =	0.217	m
S =	1.14	kN/ml

URTO		
Furto =	100	kN
b =	1.65	m

Lcr =	25	m
N =	20.02	kN/m
V =	5.14	kN/m
M =	7.45	kNm/m

Barriere di sicurezza A14 - Viadotto Cerrano

N (kN)	T _B (kN)	T _L (kN)	M _B (kNm)	M _L (kNm)	γ _{TOT} (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)	a (kPa)	q' (kPa)	D (m)	h _w (m)	α (°)	B (m)	L (m)
20.02	5.14	0	7.45	0	20.0	35	0	0	14	0.0	10.0	0.0	1.15	

m _B (-)	m _L (-)	N _c (-)	N _γ (-)	N _q (-)	e _B (m)	e _L (m)	B' (m)	L' (m)	A' (m ²)	q _{MED} (kPa)	γ* (kN/m ³)
2.00	2.00	46.12	45.23	33.30	0.37	0.00	0.41	-	0.41	49.3	20.0

COEFF. CORRETTIVI				Direz. B	Direz. L
FORMA					
		s _c	1.000	-	
		s _γ *	1.000	-	
		s _γ	1.000	-	
		s _q	1.000	-	
INCLINAZIONE CARICO					
		i _c	0.539	-	
		i _γ	0.411	-	
		i _q	0.552	-	
INCLINAZIONE PIANO DI POSA					
		b _c	1.000	-	
		b _q	1.000	-	
		b _γ	1.000	-	
INCLINAZIONE PC LOCALE					
		g _c	1.000	-	
		g _q	1.000	-	
ω =	0 °	g _γ	1.000	-	

Essendo:

$$q_{MED} = 49.3 \text{ kPa} < q_{LIM}/\gamma_R = 145 \text{ kPa}$$

la verifica risulta soddisfatta.

13.ALLEGATO 1 – CERTIFICATI PROVE SUI MATERIALI



Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 5862/2012
Azienda Certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° **6117-17** Pag. **1 di 10** del **21-mar-17**

Accettazione n° **05146_17** del **16-mar-17**

Richiedente : **Autostrade per l'Italia S.p.a.**

Data Richiesta : **16/03/2017** Direttore dei Lavori : **/**

Cantiere : **Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna Bari Taranto - V.lli Cerrano e Santa Maria**

Impresa Esecutrice: **/**

Descrizione dei Campioni : **Carote in conglomerato cementizio fornite dal Committente
Lettera di invio 5898/EU**

Risultato delle Prove

Determinazione della Resistenza a Compressione su provini cilindrici di Tufo
(UNI EN 1926) - Cod prova MOLAB IO202

Dati Dichiarati dal Richiedente				Risultati delle Prove							
Sigla	Posizione in Opera del Prelievo	Rck Dichiarato	Data del Prelievo	Rettifica SINc (*)	Dimensioni mm		Area cm²	Peso Kg	Resistenza a Compres. N/mm²	Tipo Rottura T.R.	Data di Prova
					Ø	H					
1	Santa Maria Nord campata 2-3	/	N.D.	Si	93	92	68	1,496	61,1	1	21/03/2017
2	Santa Maria Sud campata 4-5 C2			Si	93	96	68	1,612	26,9	1	
3	Santa Maria Sud campata 6-7	/	N.D.	Si	93	94	68	1,538	41,3	1	21/03/2017
4	Santa Maria Nord campata 6-7			Si	93	92	68	1,609	41,8	1	
5	Cerrano Sud campata 6-7 C1	/	N.D.	Si	93	91	68	1,474	34,7	1	21/03/2017
6	Cerrano Nord C1/2 C2			Si	93	95	68	1,549	54,6	1	

(*) la rettifica del provino non è stata eseguita in quanto il provino è risultato conforme alla norma UNI 12390-1

T.R. = Tipo di rottura: 1) bipiramidale; 2) sfaldamento bipiramidale; 3) sfaldamento obliquo; 4) sgretolamento

Attrezzatura di Prova: Pressa elettroidraulica da 3000 KN - Bilancia - Rettificatrice

N.D. : non dichiarata

Note : - Richiesta di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

I campioni con sigla 1-3-5-6 presentano vuoti sulla carota

Il campione con sigla 4 presenta ferro

Lo Sperimentatore
Lamberto Zonetti

Direttore di Laboratorio
Ing. Francesco Terracciano



Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 5862/2012
Azienda Certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° **6117-17** Pag. **2 di 10** del **21-mar-17**

Accettazione n° **05146_17** del **16-mar-17**

Richiedente: **Autostrade per l'Italia S.p.a.**

Data Richiesta: **16/03/2017** Direttore dei Lavori: **/**

Cantiere: **Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna Bari Taranto - V.tti Cerrano e Santa Maria**

Impresa Esecutrice: **/**

Descrizione dei Campioni: **Carote in conglomerato cementizio fornite dal Committente
Lettera di invio 5898/EU**

Risultato delle Prove

Determinazione della Resistenza a Compressione su provini cilindrici di Tufo
(UNI EN 1926) - Cod prova MOLAB IO202

Dati Dichiarati dal Richiedente				Risultati delle Prove									
Sigla	Posizione in Opera del Prelievo	Rck Dichiarato	Data del Prelievo	Retifica S/N° (°)	Dimensioni mm		Area cm²	Peso Kg	Resistenza a Compres. N/mm²	Tipo Rottura T.R.	Data di Prova		
					Ø	H							
7	Cerrano Nord campata 5-6 C1	/	N.D.	Si	93	94	68	1,535	48,2	1	21/03/2017		
8	Cerrano Sud campata 3-4 C1			Si	93	95	68	1,539	52,3	1			
9	Cerrano Nord campata C1/2 C1	/	N.D.	Si	93	95	68	1,629	46,6	1	21/03/2017		

(*) la retifica del provino non è stata eseguita in quanto il provino è risultato conforme alla norma UNI 12390-1

T.R. = Tipo di rottura : 1) bipiramidale; 2) sfaldamento bipiramidale; 3) sfaldamento obliquo; 4) sgretolamento

Altrezzatura di Prova : Pressa elettroidraulica da 3000 KN - Bilancia - Rettificatrice

N.D. : non dichiarata

Note : - Richiesta di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

Il campione con sigla 9 presenta ferro

Lo Sperimentatore
Lamberto Zopelli

Direttore di Laboratorio
Ing. Francesco Terracciano

Sagedil S.p.A. - Via Giovanni Falcone, 51/c
02032 Passo Corese - Fara Sabina (RI)
Tel. Fax 0765 487180 - Cod. Fisc. e Partiva IVA 01072490574



S.A.G. EDIL s.r.l.

laboratorio prove materiali

Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 5862/2012

Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° **6117-17** Pag. **3 di 10** del **21-mar-17**

Accettazione n° **05146_17** del **16-mar-17**

Richiedente : **Autostrade per L'Italia Spa**

Data Richiesta : **16/03/2017** Direttore dei Lavori : **/**

Cantiere : **Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna Bari Taranto - V.tti Cerrano e Santa Maria**

Impresa Esecutrice: **/**

Descrizione dei Campioni : **Barra di acciaio fornita dal Committente
Cerrano Nord campata 1-2**

Risultato delle Prove

Prova di trazione su barre di acciaio tonde ad adherenza migliorata //liscie
(UNI EN ISO 15630-1, DM 14/01/2008) - Cod prova MOLAB IO500

Campione	Ø nominale mm	Ø effettivo mm	Sezione efficace mm²	Tensione di snervamento f_y N/mm²	Tensione di rottura f_t N/mm²	Allungamento a carico max A_{gt} %	Rapporto f_t/f_y	Prova piegamento e raddrizzamento Mandrin-Cricche		Data di prova	Marchio
								F	*		
1	N.D.	15,77	195,11	414,85	572,81	N.R.	1,38	-	-	21/03/2017	A
											B

Marchio :

A	-
B	-
C	-

Produttore :

-
-
-

Attrezzatura di Prova : Pressa idraulica da 600 kN - Bilancia - Apparecchio segnaprovette

(*) Piegamento e raddrizzamento AC=Assenza Cricche, PC= Presenza Cricche, NR= Prova Non Richiesta/ Non Rilevato

Note : - Campioni e dati forniti dal richiedente le prove

- Domanda di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

Lo Sperimentatore
Andrea De Falco

Direttore di Laboratorio
Ing. Francesco Terzacciano

Sagedil S.r.l. - Via Giovanni Falcone, 51/c

02032 Passo Corese - Fara Sabina (Rl)

Tel. Fax 0765 487180 - Cod. Fisc. e Partiva IVA 01072490574



Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 6862/2012

Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° **6117-17** Pag. **4 di 10** del **21-mar-17**

Accettazione n° **05146_17** del **16-mar-17**

Richiedente: **Autostrade per L'Italia Spa**

Data Richiesta: **16/03/2017** Direttore dei Lavori: **/**

Cantiere: **Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna Bari Taranto - V.tti Cerrano e Santa Maria**

Impresa Esecutrice: **/**

Descrizione dei Campioni: **Barre di acciaio fornite dal Committente
Viadotto Cerrano Nord campata 5-6**

Risultato delle Prove

Prova di trazione su barre di acciaio tonde ad adherenza migliorata /liscie
(UNI EN ISO 15630-1, DM 14/01/2008) - Cod prova MOLAB IO500

Campione	(S nominale) mm	(S effettivo) mm	Sezione efficace mm ²	Tensione di snervamento f_y N/mm ²	Tensione di rottura f_t N/mm ²	Allungamento a carico max A_{gt} %	Rapporto f_t/f_y	Prova piegamento e raddrizzamento Mandrino-Cricche		Data di prova	Marchio
								F	*		
1	N.D.	16,33	209,28	448,49	718,65	N.R.	1,60	-	-	21/03/2017	A
2	N.D.	25,56	512,74	550,07	636,13	N.R.	1,16	-	-	21/03/2017	B

Marchio :

Produttore :

A	-	-
B	-	-
C	-	-

Attrezzatura di Prova : Pressa idraulica da 600 kN - Bilancia - Apparecchio segnaprovette

(*) Piegamento e raddrizzamento AC=Assenza Cricche, PC= Presenza Cricche, NR= Prova Non Richiesta/ Non Rilevato

Note : - Campioni e dati forniti dal richiedente le prove

- Domanda di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

Lo Sperimentatore

Andrea Di Fabio

Direttore di Laboratorio

Ing. Francesco Taffacciano

Sagedil S.r.l. - Via Giovanni Falcone, 51/c

02032 Passo Corese - Fara Sabina (RI)

Tel. Fax 0765 487180 - Cod. Fisc. e Partiva IVA 01072490574



Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 6862/2012

Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° **6117-17** Pag. **5 di 10** del **21-mar-17**

Accettazione n° **05146_17** del **16-mar-17**

Richiedente: **Autostrade per L'Italia Spa**

Data Richiesta: **16/03/2017** Direttore dei Lavori: **/**

Cantiere: **Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna Bari Taranto - V.tti Cerrano e Santa Maria**

Impresa Esecutrice: **/**

Descrizione dei Campioni: **Barre di acciaio fornite dal Committente
Viadotto Santa Maria Nord campata 2-3**

Risultato delle Prove

Prova di trazione su barre di acciaio tonde ad adherenza migliorata //lisc
(UNI EN ISO 15630-1, DM 14/01/2008) - Cod prova MOLAB IO500

Campione	Ø nominale mm	Ø effettivo mm	Sezione efficace mm²	Tensione di snervamento f_y N/mm²	Tensione di rottura f_t N/mm²	Allungamento a carico max A_{gt} %	Rapporto f_t/f_y	Prova piegamento e raddrizzamento Mandrina-Cricche		Data di prova	Marchio
								F	*		
1	N.D.	15,78	195,44	584,12	767,61	N.R.	1,31	-	-	21/03/2017	A
2	N.D.	25,88	525,96	476,29	596,57	N.R.	1,25	-	-	21/03/2017	B

Marchio:

A	-
B	-
C	-

Produttore:

-
-
-

Attrezzatura di Prova: Pressa idraulica da 600 kN - Bilancia - Apparecchio segnaprovette

(*) Piegamento e raddrizzamento AC=Assenza Cricche, PC= Presenza Cricche, NR= Prova Non Richiesta/ Non Rilevato

Note: - Campioni e dati forniti dal richiedente le prove

- Domanda di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

Lo Sperimentatore

Andrea De Fabie

Direttore di Laboratorio

Ing. Francesco Terracciano

Sagedil S.r.l. - Via Giovanni Falcone, 51/c

02032 Passo Corese - Fara Sabina (RI)

Tel. Fax 0765 467180 - Cod. Fisc. e Partiva IVA 01072490574



Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 5862/2012

Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° **6117-17** Pag. **6 di 10** del **21-mar-17**

Accettazione n° **05146_17** del **16-mar-17**

Richiedente: **Autostrade per l'Italia Spa**

Data Richiesta: **16/03/2017** Direttore dei Lavori: **/**

Cantiere: **Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna Bari Taranto - V.tti Cerrano e Santa Maria**

Impresa Esecutrice: **/**

Descrizione dei Campioni: **Barre di acciaio fornite dal Committente
Viadotto Santa Maria Nord campata 6-7**

Risultato delle Prove

Prova di trazione su barre di acciaio tonde ad aderenza migliorata //lisc
(UNI EN ISO 15630-1, DM 14/01/2008) - Cod prova MOLAB IO500

Campione	Ø nominale mm	Ø effettivo mm	Sezione efficace mm²	Tensione di snervamento f_y N/mm²	Tensione di rottura f_t N/mm²	Allungamento a carico max A_{gt} %	Rapporto f_t/f_y	Prova piegamento e raddrizzamento Mandrina-Cricche		Data di prova	Marchio
								F	*		
1	N.D.	16,22	206,58	565,14	730,16	N.R.	1,29	-	-	21/03/2017	A
2	N.D.	25,68	517,60	558,33	681,98	N.R.	1,22	-	-	21/03/2017	B

Marchio :		Produttore :	
A	-		-
B	-		-
C	-		-

Attrezzatura di Prova : Pressa idraulica da 600 kN - Bilancia - Apparecchio segnaprovette

(*) Piegamento e raddrizzamento AC=Assenza Cricche, PC= Presenza Cricche, NR= Prova Non Richiesta/ Non Rilevato

Note : - Campioni e dati forniti dal richiedente le prove

- Domanda di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

Lo Sperimentatore
Andrea De Fabis



Direttore di Laboratorio
Ing. Francesco Terraciano



Sagedil S.r.l. - Via Giovanni Falcone, 51/c
02032 Passo Corese - Fara Sabina (FR)
Tel. Fax 0765 487180 - Cod. Fisc. e Partiva IVA 01072490574



Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 5862/2012

Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° **6117-17** Pag. **7 di 10** del **21-mar-17**

Accettazione n° **05146_17** del **16-mar-17**

Richiedente: **Autostrade per l'Italia Spa**

Data Richiesta: **16/03/2017** Direttore dei Lavori: **/**

Cantiere: **Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna - Bari Taranto - V.lli Cerrano e Santa Maria**

Impresa Esecutrice: **/**

Descrizione dei Campioni: **Barra di acciaio fornita dal Committente
Viadotto Cerrano Sud campata 3-4**

Risultato delle Prove

Prova di trazione su barre di acciaio tonde ad aderenza migliorata //lisc
(UNI EN ISO 15630-1, DM 14/01/2008) - Cod prova MOLAB IO500

Campione	(Ø nominale) mm	(Ø effettivo) mm	Sezione efficace mm²	Tensione di snervamento f_y N/mm²	Tensione di rottura f_t N/mm²	Allungamento a carico max A_{gt} %	Rapporto f_t / f_y	Prova piegamento e raddrizzamento Mandrin-Cricche		Data di prova	Marchio
								F	*		
1	N.D.	15,38	185,62	488,35	631,17	N.R.	1,29	-	-	21/03/2017	A
											B

Marchio :

A	-
B	-
C	-

Produttore :

-
-
-

Attrezzatura di Prova : Pressa idraulica da 600 kN - Bilancia - Apparecchio segnaprovette

(*) Piegamento e raddrizzamento AC=Assenza Cricche, PC= Presenza Cricche, NR= Prova Non Richiesta/ Non Rilevato

Note : - Campioni e dati forniti dal richiedente le prove

- Domanda di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

Lo Sperimentatore
Andrea De Fabili

Direttore di Laboratorio
Ing. Francesco Terracciano

Sagedil S.r.l. - Via Giovanni Falcone, 51/c
02032 Passo Corese - Fara Sabina (RI)
Tel. Fax 0785 487180 - Cod. Fisc. e Partiva IVA 01072490574



Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 5862/2012

Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° **6117-17** Pag. **8 di 10** del **21-mar-17**

Accettazione n° **05146_17** del **16-mar-17**

Richiedente : Autostrade per L'Italia Spa

Data Richiesta : **16/03/2017** Direttore dei Lavori : **/**

Cantiere : Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna Bari Taranto - V.tti Cerrano e Santa Maria

Impresa Esecutrice: **/**

Descrizione dei Campioni : Barre di acciaio fornite dal Committente
Viadotto Cerrano Sud campata 6-7

Risultato delle Prove

Prova di trazione su barre di acciaio tonde ad aderenza migliorata /lisce
(UNI EN ISO 15630-1, DM 14/01/2008) - Cod prova MOLAB IO500

Campione	Ø nominale mm	Ø effettivo mm	Sezione efficace mm²	Tensione di snervamento f_y N/mm²	Tensione di rottura f_t N/mm²	Allungamento a carico max A_{gt} %	Rapporto f_t/f_y	Prova piegamento e raddrizzamento Mandrino-Cricche		Data di prova	Marchio
								F	*		
1	N.D.	16,23	206,78	479,58	611,80	N.R.	1,28	-	-	21/03/2017	A
2	N.D.	26,00	530,79	509,68	607,97	14,13	1,19	-	-	21/03/2017	B

Marchio :

A	-
B	-
C	-

Produttore :

-
-
-

Attrezzatura di Prova : Pressa idraulica da 600 kN - Bilancia - Apparecchio segnaprovette

(*) Piegamento e raddrizzamento AC=Assenza Cricche, PC= Presenza Cricche, NR= Prova Non Richiesta/ Non Rilevato

Note : - Campioni e dati forniti dal richiedente le prove

- Domanda di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

Lo Sperimentatore
Andrea De Fabia

Direttore di Laboratorio
Ing. Francesco Terracciano

Sagedil S.r.l. - Via Giovanni Falcone, 51/c

02032 Passo Corese - Fara Sabina (RI)

Tel. Fax 0765 487180 - Cod. Fisc. e Partiva IVA 01072400574



Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 5862/2012

Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° **6117-17** Pag. **9 di 10** del **21-mar-17**

Accettazione n° **05146_17** del **16-mar-17**

Richiedente : **Autostrade per L'Italia Spa**

Data Richiesta : **16/03/2017** Direttore dei Lavori : **/**

Cantiere : **Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna Bari Taranto - V.tti Cerrano e Santa Maria**

Impresa Esecutrice: **/**

Descrizione dei Campioni : **Barra di acciaio fornita dal Committente
Viadotto Santa Maria Sud campata 4-5**

Risultato delle Prove

Prova di trazione su barre di acciaio tonde ad adherenza migliorata /liscie
(UNI EN ISO 15630-1, DM 14/01/2008) - Cod prova MOLAB IO500

Campione	Ø nominale mm	Ø effettivo mm	Sezione efficace mm²	Tensione di snervamento f_y N/mm²	Tensione di rottura f_t N/mm²	Allungamento a carico max A_{gt} %	Rapporto f_t / f_y	Prova piegamento e raddrizzamento Mandrina-Cricche		Data di prova	Marchio
								F	*		
1	N.D.	16,13	204,20	560,25	721,32	N.R.	1,29	-	-	21/03/2017	A
											B

Marchio :

Produttore :

A	-	-
B	-	-
C	-	-

Attrezzatura di Prova : Pressa idraulica da 600 kN - Bilancia - Apparecchio segnaprovette

(*) Piegamento e raddrizzamento AC=Assenza Cricche, PC= Presenza Cricche, NR= Prova Non Richiesta/ Non Rilavato

Note : - Campioni e dati forniti dal richiedente le prove

- Domanda di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

Lo Sperimentatore

Andrea De Fabillis

Direttore di Laboratorio

Ing. Francesco Terracciano

Sagedil S.r.l. - Via Giovanni Falcone, 51/c

02032 Passo Corese - Fara Sabina (Rt)

Tel. Fax 0765 467180 - Cod. Fisc. e Partiva IVA 01072490574



Laboratorio Prove Materiali Autorizzato
ai sensi della Legge 1086/71 e della circolare 7617/10 dal Ministero
delle Infrastrutture e dei Trasporti Decr. 5862/2012

Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008

Certificato n° 6117-17 Pag. 10 di 10 del 21-mar-17

Accettazione n° 05146_17 del 16-mar-17

Richiedente: Autostrade per L'Italia Spa

Data Richiesta: 16/03/2017 Direttore dei Lavori: /

Cantiere: Progetto esecutivo degli interventi di riqualifica delle barriere di sicurezza bordo ponte .
Campioni prelevati presso Autostrada A14 Bologna Bari Taranto - V.tti Cerrano e Santa Maria

Impresa Esecutrice: /

Descrizione dei Campioni: Barre di acciaio fornite dal Committente
Viadotto Santa Maria Sud campata 6-7

Risultato delle Prove

Prova di trazione su barre di acciaio tonde ad aderenza migliorata /liscia
(UNI EN ISO 15630-1, DM 14/01/2008) - Cod prova MOLAB IO500

Campione	(S nominale) mm	(S effettivo) mm	Sezione efficace mm²	Tensione di snervamento f_y N/mm²	Tensione di rottura f_t N/mm²	Allungamento a carico max A_{gt} %	Rapporto f_t/f_y	Prova piegamento e raddrizzamento Mandrino-Cricche		Data di prova	Marchio
								F	*		
1	N.D.	16,06	202,39	443,09	668,05	N.R.	1,51	-	-	21/03/2017	A
2	N.D.	16,24	206,95	500,71	691,68	N.R.	1,38	-	-	21/03/2017	B

Marchio :

Produttore :

A	-	-
B	-	-
C	-	-

Attrezzatura di Prova : Pressa idraulica da 600 kN - Bilancia - Apparecchio segnaprovette

(*) Piegamento e raddrizzamento AC=Assenza Cricche, PC= Presenza Cricche, NR= Prova Non Richiesta/ Non Rilevato

Note : - Campioni e dati forniti dal richiedente le prove

- Domanda di prova sottoscritta dal Responsabile Unico del Procedimento

Lo Sperimentatore

Andrea De Fabie

Direttore di Laboratorio

Ing. Francesco Terracciano

Sagedil S.r.l. - Via Giovanni Falcone, 51/c

02032 Passo Corese - Fara Sabina (RI)

Tel. Fax 0765 487180 - Cod. Fisc. e Partiva IVA 01072490574