

LOTTO FUNZIONALE PRIORITARIO –
TRATTO DA SAN ROCCO AL PORTO (LO)
A STAGNO LOMBARDO (CR) – DELLA
CICLOVIA TURISTICA NAZIONALE VENTO

VENTO[®]

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO
Ponte SP196 di Maccastorna - Crotta d'Adda

COMMITTENTE:

Agenzia Interregionale per il fiume Po
Ufficio operativo di Cremona

R.U.P. : Ing. Alessio Picarelli

D.E.C. : Geom. Fernando Altobello

Coordinatore dei progetti: Dott. Christian Farioli

CUP : B17C20000070002

**RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Lino Pollastri

Progettisti:

Arch. Enrico Costa
Arch. Renato Da Re
Ing. Elena Guerzoni
Ing. Elettra Lowenthal
Arch. Gianluca Parcianello
Arch. Lio Parcianello
Ing. Mauro Perini (DT)
Ing. Alessandro Placucci
Ing. Lino Pollastri
Ing. Francesco Seneci

Progettista strutturale:

Ing. Lorena Ragnacci

Geologo:

Dott. Geol. Mirko Demozzi



MATE Soc. Coop.va
C.F./p.IVA 03419611201
pec mateng@legalmail.it
mateng@mateng.it

Via S.Felice 21
40122 Bologna (BO)
T +39 051 29 12 911



Parcianello & Partners engineering s.r.l.

C.F./p.IVA 01041760255
pec studio@pec.studioparcianello.com
studio@studioparcianello.com

Via G. Matteotti 30/d
32016 Alpage - Farra (BL)
T +39 043 74 6100



Coopprogetti Soc. Coop.
C.F./p.IVA 00424850543
pec coopprogetti@pec.it
staff@coopprogetti.it

Via della Piaggiola 152
06024 Gubbio (PG)
T +39 075 92 3011



NetMobility s.r.l.
C.F./p.IVA 03184140238
pec netmobility@pec.it
netmobility@netmobility.it

Via G. Morgagni 24
37135 Verona (VR)
T +39 045 82 50 176

OGGETTO:

ELABORATI GRAFICI

RELAZIONE DI CALCOLO
RISANAMENTO CORDOLI IMPALCATO
ESISTENTE E NUOVI CORDOLI

AIPO20050

cod. commessa

DATA:

SCALA:

REVISIONE:

D 1 10

num. elaborato

Aprile 2022

-

0

REDATTO: LR

APPROVATO: LP

VERIFICATO: MP

SOMMARIO

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2	CONVENZIONI GENERALI	4
3	INTRODUZIONE	5
4	DESCRIZIONE DELL’OPERA.....	6
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
6	VITA NOMINALE, CLASSE D’USO, PERIODO DI RIFERIMENTO, CLASSE DI ESPOSIZIONE	9
7	CALCOLO DELLA STRUTTURA.....	10
7.1	Analisi dei carichi	10
7.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (g_1).....	10
7.1.2	Carichi permanenti portati (g_2).....	10
7.1.3	Carichi mobili (q_1)	11
7.1.4	Azione da urto (A).....	11
7.1.5	Azione del vento (q_{vento}).....	13
7.1.6	Azione della neve (q_5-neve).....	14
7.1.7	Effetti della temperatura (q_7)	15
7.1.8	Cedimenti vincolari (ε_4)	15
7.1.9	Azione sismica (E)	16
7.2	Combinazioni di carico.....	22
7.2.1	Introduzione	22
7.2.2	Casi elementari di carico	25
7.2.3	Combinazioni Stato Limite Ultimo (SLU) – Statica.....	25
7.2.4	Combinazioni Stato Limite Esercizio (SLE)	26
7.2.5	Stato Limite Salvaguardia della Vita (SLV) - Sismica SLU	27
7.2.6	Stato Limite di Collasso (SLC) - Sismica SLU.....	27
7.2.7	Combinazione eccezionale	27
8	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	28
8.1	Impermeabilizzazione e sostituzione dei giunti	28
8.2	Riqualifica delle barriere.....	28
9	VERIFICA DELLA RIQUALIFICA DELLE BARRIERE	28
9.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	29
9.2	Verifica della soletta (Sezione S1, S2).....	30
9.3	Verifica dei collegamenti (Sezioni S3, S4)	30
9.3.1	Verifiche a trazione.....	30
9.3.2	Rottura dell’acciaio dell’ancorante.....	32
9.3.3	Rottura combinata per sfilamento e rottura conica del calcestruzzo	32

9.3.4	Rottura del cono di calcestruzzo	34
9.3.5	Rottura per splitting del calcestruzzo	37
9.3.6	Rottura per blow-out del calcestruzzo	39
9.3.7	Verifiche a taglio	40
9.3.8	Rottura dell’acciaio senza braccio di leva	41
9.3.9	Rottura per pry-out del calcestruzzo	41
9.3.10	Rottura del bordo di calcestruzzo	42
9.4	Calcolo delle sollecitazioni sui tirafondi	46
9.5	Verifiche Sezione S4	48
9.6	Verifiche Sezione S3	59
9.7	Verifica Sezione S2 e S1	69
9.8	Verifiche strutturali cordoli	69
10	VERIFICA CORDOLO SU TERRA	70

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono svolti con riferimento, ove applicabili, alle seguenti norme:

- Legge n°1.086 del 5 novembre 1971: *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica."*
- D. M. LL. PP. 17 gennaio 2018: *"Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"."*
- Circolare Ministero LL. PP. del 21 gennaio 2019, n° 7: *"Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018"*.
- UNI EN 1990: 2006: *"Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale."*
- UNI EN 1991-1-1: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici."*
- UNI EN 1991-1-3: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve."*
- UNI EN 1991-1-4: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento."*
- UNI EN 1991-1-5: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche."*
- UNI EN 1991-1-6: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-6: Azioni in generale – Azioni durante la costruzione."*
- UNI EN 1991-1-7: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali."*
- UNI EN 1991-2: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."*
- UNI EN 1992-1-1: *"Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."*
- UNI EN 1992-2: *"Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."*
- UNI EN 1993: *"Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio."*
- UNI EN 1994: *"Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo."*
- UNI EN 1998-1: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici."*
- UNI EN 1998-2: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti."*
- UNI EN 1998-3: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici."*
- UNI EN 1998-5: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici."*
- Consiglio Nazionale delle Ricerche - CNR-DT 200 R1/2013: *"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie."*
- *"Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti"* allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019, espresso in modalità "agile" a distanza dall'Assemblea Generale in data 17.04.2020.
- Decreto Ministeriale 5 Novembre 2001 *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*.

2 CONVENZIONI GENERALI

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

- Lunghezze: m
- Forze: kN
- Coppie: kNm
- Tensioni: MPa

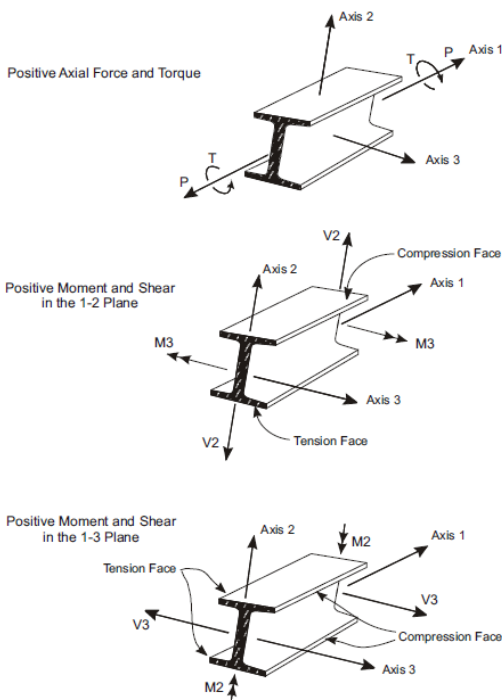
Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le compressioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di riferimento di tipo cartesiano ortogonale, in cui il piano x-y è orizzontale e l'asse z verticale, diretto secondo la gravità.

Per quanto riguarda le azioni interne negli elementi, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

P (o N)	Azione assiale
V_2 (o V_y)	Azione tagliante agente direzione dell'asse 2 (o y)
V_3 (o V_x)	Azione tagliante agente direzione dell'asse 3 (o x)
T	Momento torcente
M_2 (o M_y)	Momento flettente agente attorno all'asse 2 (o y)
M_3 (o M_x)	Momento flettente agente attorno all'asse 3 (o x)



3 INTRODUZIONE

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni (statiche e sismiche) che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla vigente normativa.

La presente relazione ha come oggetto presentare i calcoli per l'intervento di adeguamento statico dell'impalcato del ponte esistente della SP196 denominato "Ponte Maccastorna" che serve di collegamento tra i comuni di Maccastorna e Crotta d'Adda.

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte a Crotta d'Adda (CR) sulla S.P. n. 47, attraversa il Fiume Adda e serve di collegamento fra Crotta d'Adda (CR) e Maccastorna (LO). Presenta elementi e superfici ammalorate, in particolare all'intradosso dell'impalcato del ponte, sulle travi di appoggio e sulle pile in alveo. Il tratto stradale attuale è caratterizzato da: una carreggiata da 6,00 m (corrispondente ad un'unica corsia a doppio senso di marcia alternato); banchine da 1,00 m; assenza di adeguate barriere di protezione.



Ponte a Crotta d'Adda – Stato attuale



Ponte a Crotta d'Adda – Stato attuale



Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale



Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale

Per la realizzazione del Lotto funzionale prioritario nel tratto da San Rocco al Porto (CR) a Stagno Lombardo (CR) della Ciclovia Turistica Nazionale Vento è prevista la realizzazione di una passerella ciclabile parallela al ponte per l’attraversamento del fiume Adda che verrà collegata al ponte esistente. Inoltre a questo si prevede la valutazione del rischio sismico dell’opera esistente e l’eventuale adeguamento statico e sismico.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati per la realizzazione del nuovo impalcato in struttura composta acciaio calcestruzzo sono i seguenti:

Calcestruzzo per cordoli

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}=40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=32$ MPa
Modulo elastico	$E_c= 33346$ MPa
Contenuto minimo di cemento	300 kg/mc
Rapporto a/c	0,4
Classe di consistenza	S4
Massima dimensione dell'aggregato	16 mm
Copriferro*	40 mm

* Elementi soggetti a procedura di verifica del copriferro che prevede la non accettazione di elementi non conformi.

Acciaio per strutture in c.a.

Classe acciaio	B450C
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}= 540$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}= 450$ MPa
Modulo elastico	$E_s= 210000$ MPa

Ancorante chimico (inghisaggi su calcestruzzo esistente):

Resina Epossidica per ancoraggi post inseriti all'interno di un calcestruzzo dotato di Benestare Tecnico Europeo (certificato secondo **EAD 332402-00-0601**).

L'ancorante dovrà avere una tensione di adesione in calcestruzzo di classe minima C20/25 non fessurato non minore di:

- Inghisaggio tasselli della barriera di sicurezza: $\tau_{Rk,ucr} = 15.0$ MPa
- Inghisaggio armatura di rinforzo al cordolo: $\tau_{Rk,ucr} = 15.0$ MPa
-

Legante espansivo fibrorinforzato:

Legante espansivo fibrorinforzato indicato per il confezionamento di calcestruzzi reoplastici a ritiro compensato. Prestazioni e caratteristiche della malta:

- Presenza di fibre metalliche con le seguenti caratteristiche:
 - o Rivestimento galvanico anticorrosione.
 - o Lunghezza 30 mm.
 - o Spessore 0.38 mm
 - o Rapporto d'aspetto L/D = 80
 - o Resistenza a trazione > 2800 MPa
 - o Modulo elastico a trazione 210000 MPa

- Espansione contrastata, UNI 8148: $1g > 0.04\%$
- Adesione calcestruzzo, UNI EN 1542: $> 2.0 \text{ MPa}$
- Profondità media di penetrazione, ISO EN 1542: $> 2.0 \text{ MPa}$
- Coefficiente di diffusione cloruri, metodo TEL: $< 10\text{-}12 \text{ m}^2\cdot\text{s}^{-1}$
- Compatibilità termica dopo 50 cicli, UNI EN 13687/1: positiva
- Resistenza ai solfati (15 cicli), ASTM C88: nessun degrado
- Aderenza acciaio, RILEM-CEB-FIP RC6 – 78: $> 15 \text{ MPa}$
- Modulo elastico, UNI 6556: $30000 (\pm 2000) \text{ MPa}$
- Resistenza a compressione, UNI 6132: a $1g > 20 \text{ MPa}$, $7gg > 35 \text{ MPa}$, $28gg > 40 \text{ MPa}$
- Resistenza a flessione, UNI 6132: a $1g > 2 \text{ MPa}$, $7gg > 3 \text{ MPa}$, $28gg > 4 \text{ MPa}$

6 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO, CLASSE DI ESPOSIZIONE

Con riferimento ai tipi di costruzione descritti nella tabella 2.4.I delle NTC, l'opera oggetto di analisi è definibile come “*opera ordinaria*”, pertanto la sua vita nominale è pari a 50 anni ($V_N \geq 50$ anni).

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

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

Per quanto riguarda le conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, la costruzione oggetto di analisi può essere definita come appartenente alla classe d'uso IV (**classe IV**).

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

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

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

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

Il coefficiente d'uso, C_u , pertanto risulta essere pari a 2,00.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento, V_R , quindi, diventa:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2,0 = 100 \text{ anni.}$$

Per quanto riguarda la classe di esposizione per il caso in esame si considerano:

Corrosione indotta da carbonatazione: **XC4**

Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti: **XF1**

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	-	-	-
Altri requisiti												Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati ^{b)}		
a)	Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.																	
b)	Qualora la presenza di SO ₄ ²⁻ comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.																	

7 CALCOLO DELLA STRUTTURA

7.1 Analisi dei carichi

7.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali (g_1)

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato automaticamente dal programma di calcolo note le caratteristiche della sezione, considerando un peso specifico del calcestruzzo armato pari a $25,00 \text{ kN/m}^3$ e dell'acciaio pari a $78,50 \text{ kN/m}^3$.

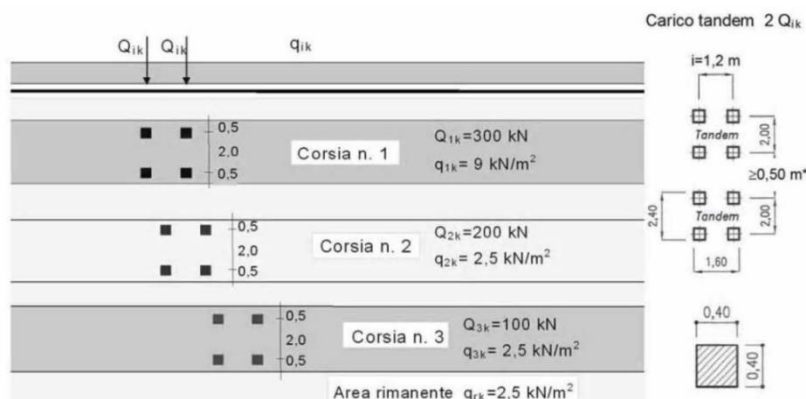
7.1.2 Carichi permanenti portati (g_2)

I carichi permanenti portati che insistono sull'impalcato sono di seguito riportati:

Pavimentazione:	3,00 kN/m^2 ;
Cordolo ($h = 15 \text{ cm}$):	3,75 kN/m^2 ;
Barriera di sicurezza:	1,50 kN/m ;
New Jersey:	8,00 kN/m ;
Veletta:	1,00 kN/m .

7.1.3 Carichi mobili (q_1)

I carichi da traffico transitanti sui ponti sono definiti nella norma D.M. 17 gennaio 2018 e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019. Con riferimento al caso di ponti per il transito di carichi mobili, ai fini delle verifiche globali della struttura e dei sostegni, si ricorre allo schema di carico 1, composto da carichi concentrati su due assi in tandem, di intensità paria Q_{ik} , applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 40 cm, e da carichi uniformemente distribuiti sull'intera corsia convenzionale, di intensità pari a q_{ik} . Il valore del carico tandem Q_{ik} e del carico distribuito q_{ik} varia a seconda della corsia convenzionale considerata, come descritto nello schema seguente:



Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

I carichi mobili forniti dalla normativa sono comprensivi degli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

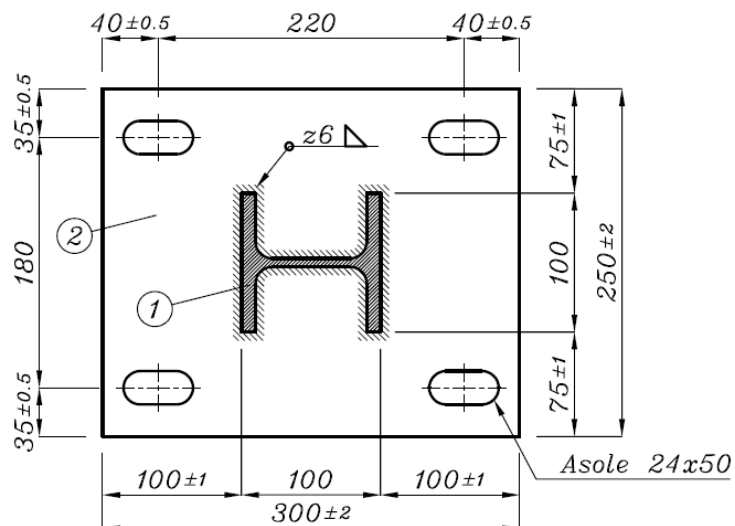
Le corsie convenzionali agenti sull'impalcato sono state posizionate, di caso in caso, in modo da massimizzare le sollecitazioni di interesse per ciascun elemento strutturale oggetto di analisi e verifica.

7.1.4 Azione da urto (A)

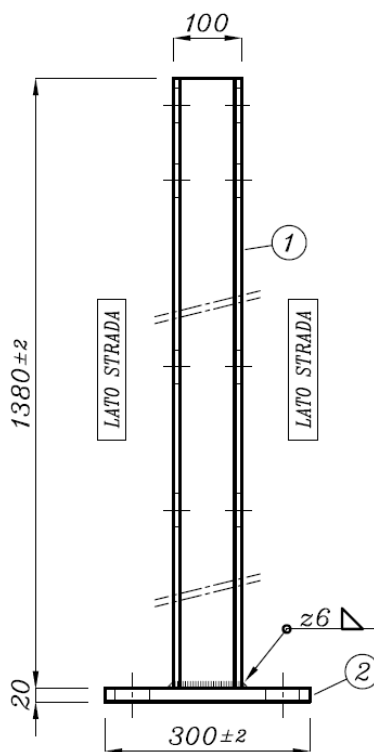
L'azione che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi, al cordolo ed infine alla soletta sono dedotte considerando il momento plastico che il montante della barriera di sicurezza può fornire, in ottemperanza al paragrafo 4.7.3.3 dell'UNI EN 1991-2 come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012. Principio analogo è evocato nella Circolare 21 gennaio 2019 n.7 al paragrafo C5.1.3.10.

Tale momento plastico viene calcolato tenendo conto anche di una sovra resistenza pari a 1.5. Le opere considerate vedranno l'installazione di barriere con una classe di contenimento H4 da bordo ponte.

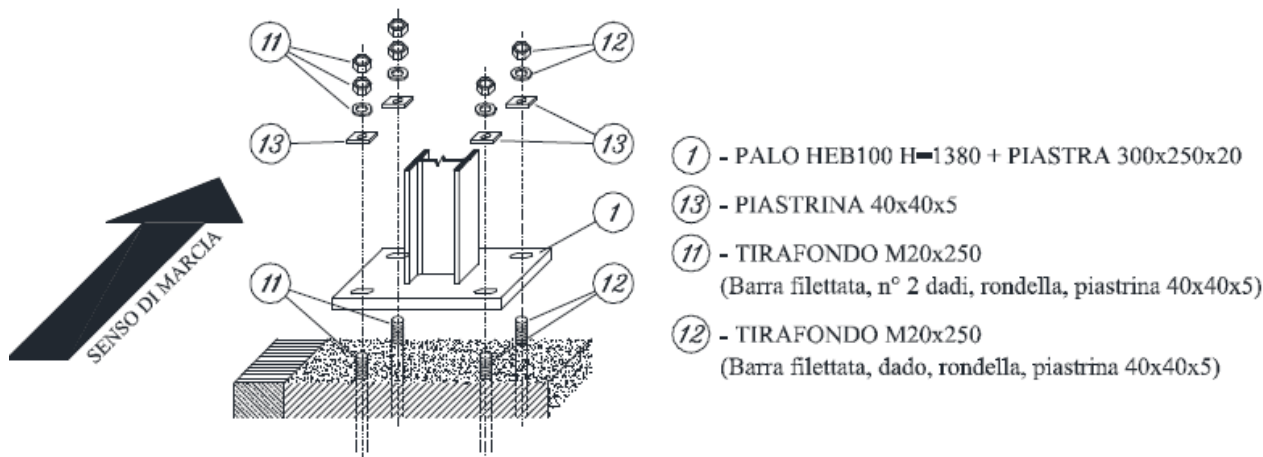
Per determinare tale momento di plasticizzazione, di seguito si riportano i particolari relativi al tipo di ancoraggio e all'insieme della barriera.



Vista in pianta piastra base



Vista in elevazione



Schema piastra di base

Per la barriera di sicurezza tipo H4, il montante è costituito da un profilo HEB100 realizzato con acciaio S2375. Il momento di plasticizzazione del montante viene calcolato ipotizzando che tutte le fibre del profilo raggiungono la tensione di snervamento $f_y=275$ MPa.

$$W_{pl} = 104000 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl} = W_{pl} \times f_y = 104000 \times 275 = 28.6 \text{ kNm}$$

Considerando la plasticizzazione alla base del montante e considerando che la piastra di base viene posizionata a 5cm del piano carrabile si tiene:

$$V_{Ed} = 1.5 \times M_{pl} / (1 - 0.05)$$

$$V_{Ed} = 28.6 / (0.95) = 45.2 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = V_{Ed} \times 1\text{m} = 45.2 \text{ kNm}$$

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 dal piano viabile (secondo quanto esplicitato anche nella Circolare 21 gennaio 2019 n.7 al paragrafo C5.1.3.10).

La verifica viene condotta in accordo a quanto previsto nella parte 4 dell'Eurocodice 2, EN 1992-4, sia per i carichi di trazione che per i carichi di taglio.

7.1.5 Azione del vento (q_{vento})

Per quanto riguarda il carico da vento si fa riferimento a quanto indicato al capitolo 3.3 del D.M. 17 gennaio 2018 e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019. La norma tuttavia non risulta essere particolarmente chiara in materia di ponti, pertanto, ai fini della valutazione del carico da vento si fa riferimento, se non in contrasto con le NTC, all'Eurocodice 1 parte 4.

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

Con riferimento a ponti stradali l'azione caratteristica del vento può essere ricavata dalla seguente espressione:

$$F_{wk,i} = 0,5 \rho v_b^2 c_e c_d c_{p,i} A_{ref,i}$$

Con:

ρ densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;

v_b velocità di riferimento del vento;

c_e coefficiente di esposizione;

c_d coefficiente dinamico;

$c_{p,i}$ coefficiente di forma in direzione "i";

$A_{ref,i}$ area di riferimento in direzione "i".

Di tale forza si considerano solamente le due componenti:

$F_{wk,x}$: orizzontale trasversale all'impalcato;

$F_{wk,z}$: verticale perpendicolare all'impalcato.

La componente $F_{wk,y}$, lungo l'asse longitudinale del ponte, non risulta essere significativa per il caso in esame.

Componente in direzione x (trasversale)

Il valore dell'azione caratteristica (combinazione con i carichi mobili) del vento in direzione x vale:

$$F_{wk,x} = 0,5 \rho v_b^2 c_e c_d c_{p,x} A_{ref,x}$$

L'area di riferimento per l'impalcato è pari a $A_{ref,x} = d_{tot} \times L$, in cui d_{tot} è valutata considerando la superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento, assimilata ad una parete rettangolare continua con altezza pari a 3,00 m a partire dal piano stradale.

L'area di riferimento per la pila è pari a $A_{ref,x} = b \times H$ (lato x altezza), ossia la superficie di prospetto laterale esposta al vento.

Il coefficiente di forma in direzione x per l'impalcato (trasversale) è definito come:

$$c_{p,x} = c_{fx,0} \times \min\{[1+(3/100)\arctan(p); 1,25\} \times \max\{[1-(0,5/100)\alpha; 0,70\}$$

in cui:

$c_{fx,0}$ coefficiente di forza relativo all'impalcato senza flusso di estremità libera;

p pendenza trasversale dell'impalcato;

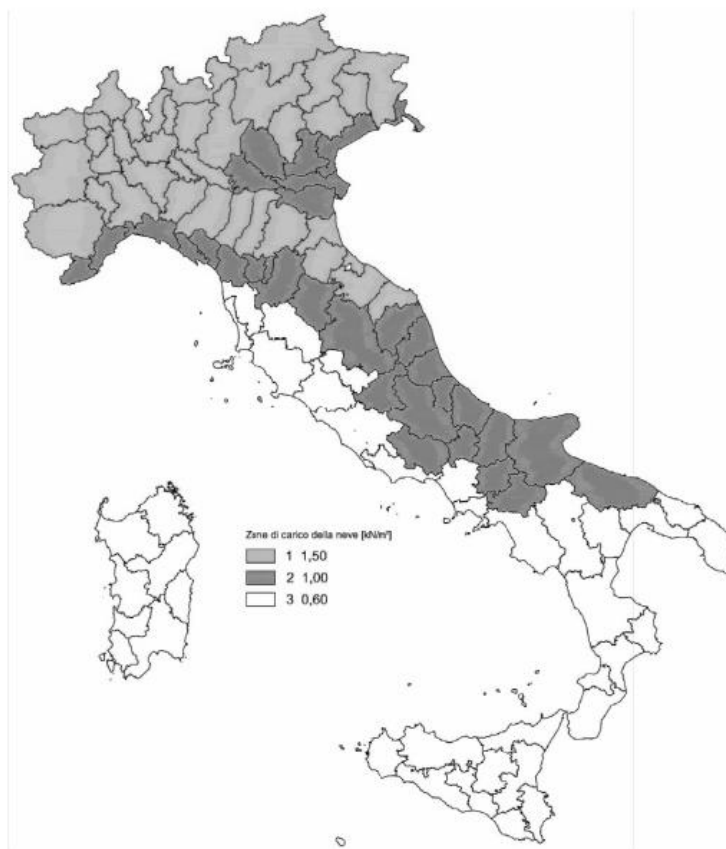
α inclinazione della trave rispetto alla verticale.

Il coefficiente di forma in direzione x per le pile (trasversale), consente di definire una azione del vento uniformemente distribuita lungo il fusto sia in direzione trasversale che longitudinale adottando gli opportuni coefficienti di forma:

$$c_{p,x} = C_{f,0} \psi_\lambda \psi_r$$

7.1.6 Azione della neve (q_5 -neve)

Per quanto riguarda l'azione della neve questo viene valutato secondo quanto previsto nel paragrafo 3.4.1 delle NTC 2018. Questo carico viene assunto come applicato in direzione verticale ed il suo valore viene assegnato in funzione della posizione dell'opera nel territorio nazionale.



Zone di carico della neve

In questo caso l'opera è situata nella regione Lombardia, tra le provincie di Lodi e Cremona e per questo motivo ricade nella classificazione di Zona 1 – Mediterranea essendo il carico distribuito dovuto all'azione della neve uguale a $q_{neve} = 1.50 \text{ kN/m}^2$ che corrisponde ad una altezza minore di 200 mslm.

7.1.7 Effetti della temperatura (q_7)

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nel capitolo 3.5 del D.M. 17 gennaio 2018. Dal momento che la normativa italiana non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura per i ponti (in particolare i gradienti termici), si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici, in particolare all'Eurocodice EN 1991-1-5.

Componente termica uniforme

$$T_{max} = +42 - 2 a_s/1000 = +42 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{min} = -2 - 9 a_s/1000 = -9 \text{ } ^\circ\text{C}$$

7.1.8 Cedimenti vincolari (ϵ_4)

Si ritiene lecito assumere che allo stato attuale la struttura sia completamente assestata e, quindi, esente da effetti indotti da cedimenti vincolari differenziali tra le pile.

7.1.9 Azione sismica (E)

PREMESSA

Secondo il D.M. 2018 l'azione sismica è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione, $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento, P_R , nel periodo di riferimento, V_R , definito come: $V_R = V_N c_u$. Per la struttura in esame si considera una vita nominale $V_N = 50$ anni, una classe d'uso IV e, quindi, un coefficiente d'uso $c_u = 2,0$. Si deduce, pertanto, un periodo di riferimento $V_R = 50 \times 2,0 = 100$ anni.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento, P_{VR} , ed il periodo di riferimento, T_R , a cui riferirsi per descrivere l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite indicati dalla normativa valgono:

Stato limite		P_{VR} [%]	T_R [anni]
SLE	SLO	81	60
	SLD	63	101
SLU	SLV	10	949
	SLC	5	1 950

Noto il periodo di ritorno dell'azione sismica, si possono definire le forme spettrali, a partire dai parametri di riferimento su sito di riferimento rigido orizzontale.

Stato limite		T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T^*_c [s]
SLE	SLO	60	0.052	2.578	0.263
	SLD	101	0.061	2.602	0.280
SLU	SLV	949	0.123	2.598	0.320
	SLC	1950	0.133	2.598	0.324

La normativa precisa che l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra loro indipendenti. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta, la componente che descrive il moto verticale, invece, è descritta da un proprio spettro di risposta.

Ai fini della completa definizione dell'azione sismica, pertanto, sono necessari due spettri di risposta, uno per le componenti orizzontali ed uno per la componente verticale.

DEFINIZIONE DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO q

Ai fini della definizione dell'azione sismica, per le due componenti orizzontali e per la componente verticale, è stato adottato un fattore di comportamento q pari a 1, quindi, di fatto, l'azione sismica è stata computata considerando lo spettro elastico.

DEFINIZIONE DELLA MASSA SISMICA

In accordo con quanto prescritto dalla normativa al punto 2.5.3, gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

La capacità della struttura di sopportare le azioni sismiche in campo non lineare, permette di considerare azioni sismiche minori di quelle corrispondenti ad una risposta elastica lineare. Per evitare di compiere analisi strutturali inelastiche, in fase di progettazione, la capacità della struttura di dissipare energia, mediante il comportamento duttile dei suoi elementi e/o altri meccanismi, può essere tenuta in conto svolgendo un'analisi elastica basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello puramente elastico (*spettro di progetto*). Questa riduzione è ottenuta abbattendo le ordinate dello spettro elastico attraverso il fattore di comportamento q , definito in precedenza.

Per il caso in esame, avendo deciso di assumere un fattore di comportamento $q=1$, lo spettro di progetto coincide con lo spettro elastico.

Localizzazione geografica:

Lat. : 45°8'47" N

Long. : 9°51'16" E

Vita nominale $V_N = 50$ anni

Classe d'uso IV

Coefficiente d'uso $C_U = 2,0$

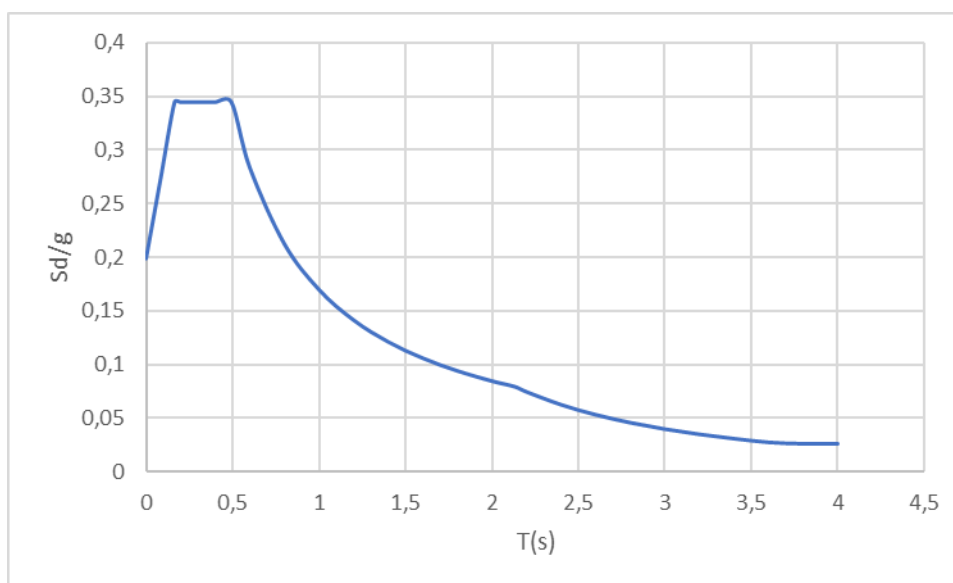
Categoria Sottosuolo C

Categoria Topografica T1

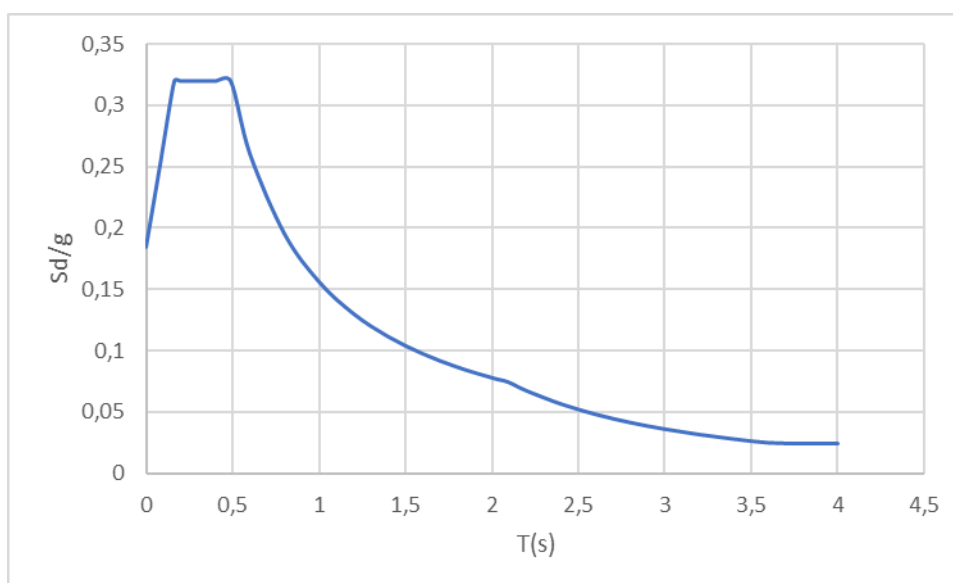
Sulla base di quanto sopra esposto, si riportano nel seguito i parametri e gli spettri di risposta di progetto (ossia elastici, in quanto $q_H = q_V = 1,0$) della componente orizzontale e della componente verticale per gli stati limite ultimi (SLV) e per gli stati limite di esercizio (SLD), forniti dal geologo.

Spettri per componente orizzontale del sisma

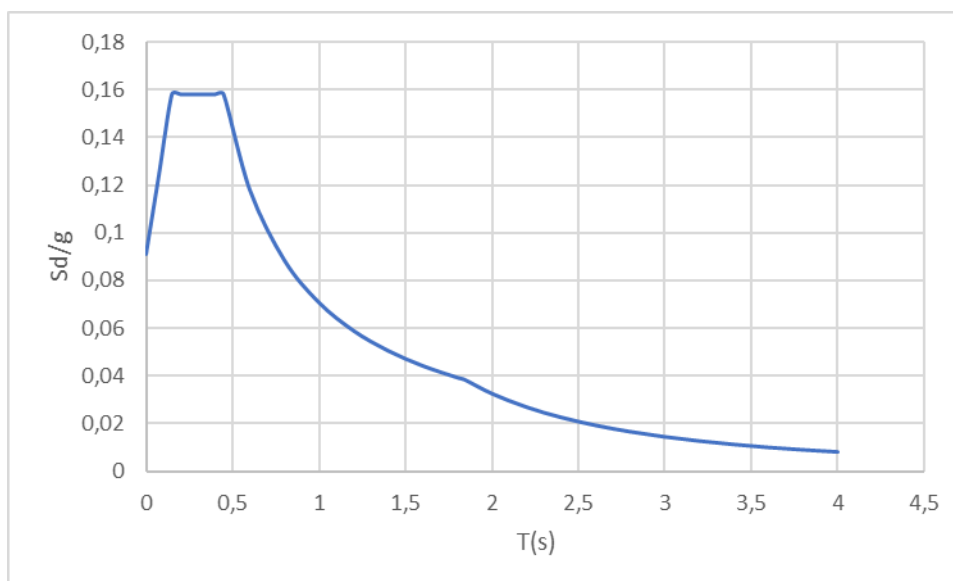
SLC



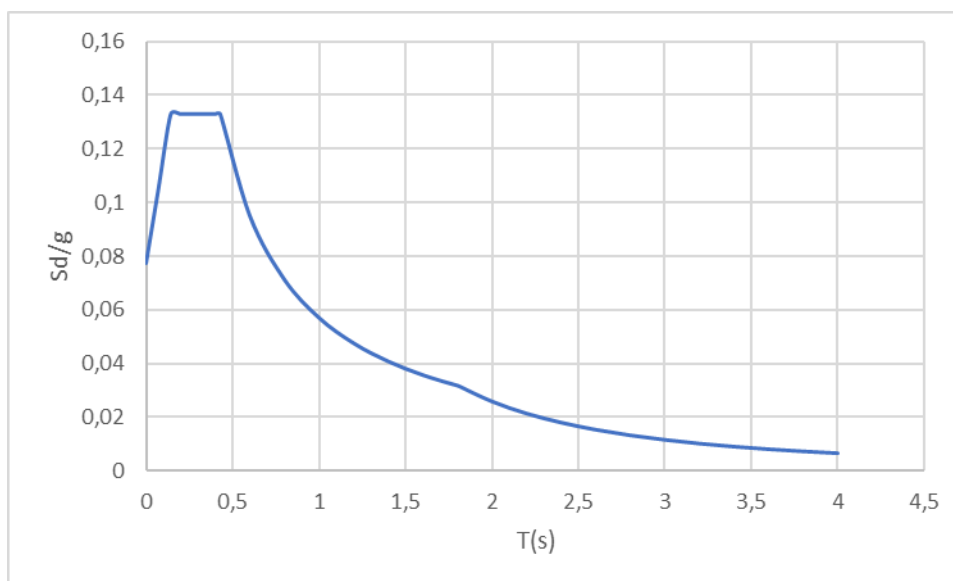
SLV



SLD

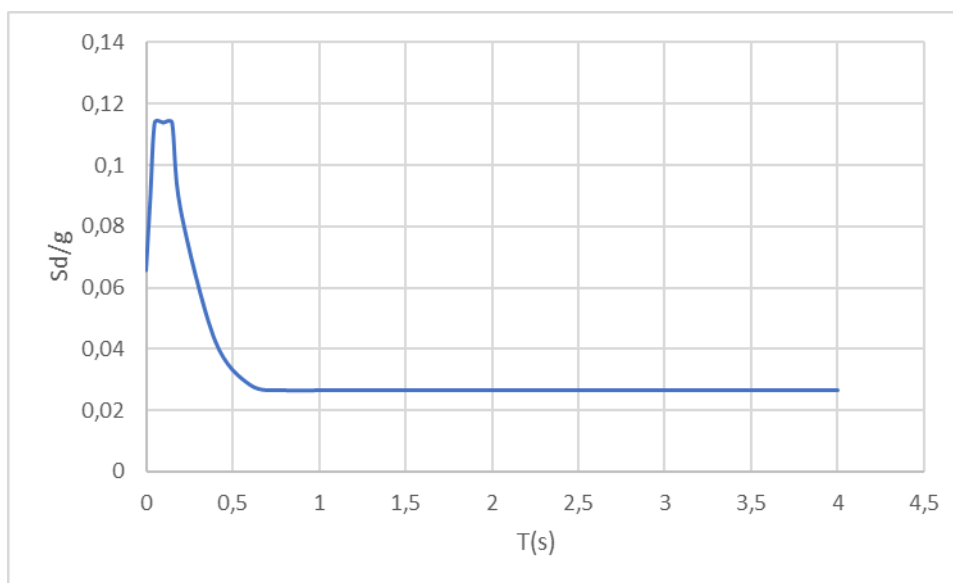


SLO

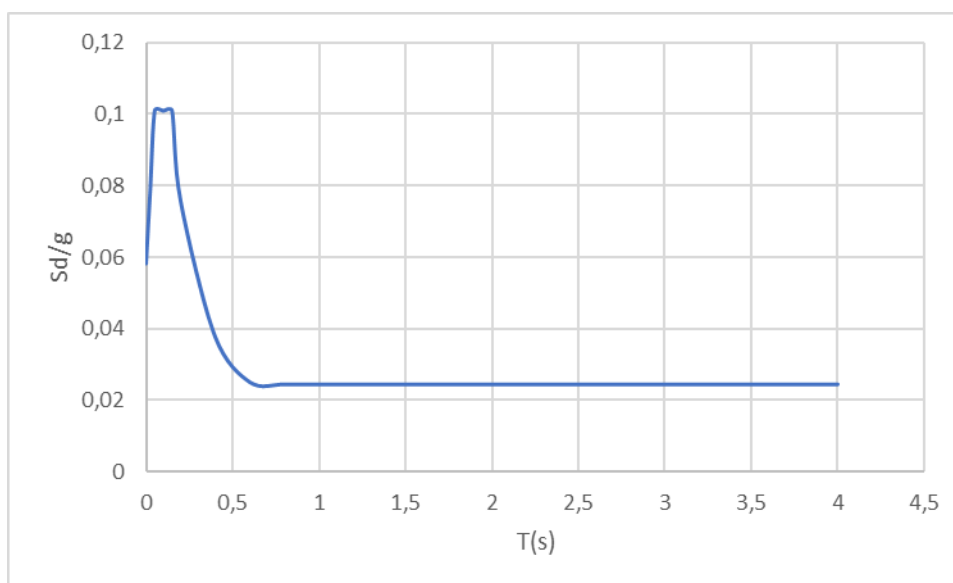


Spettri per componente verticale del sisma

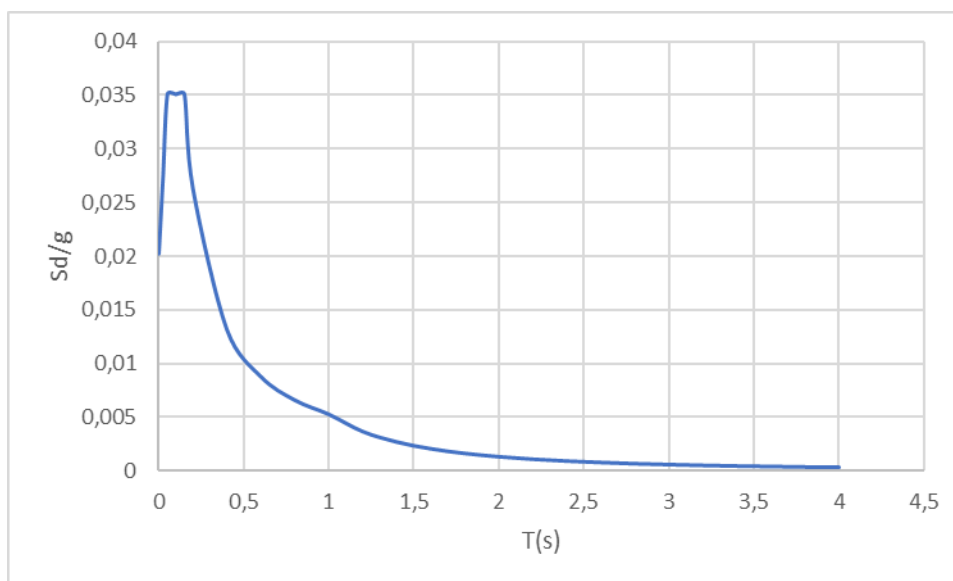
SLC



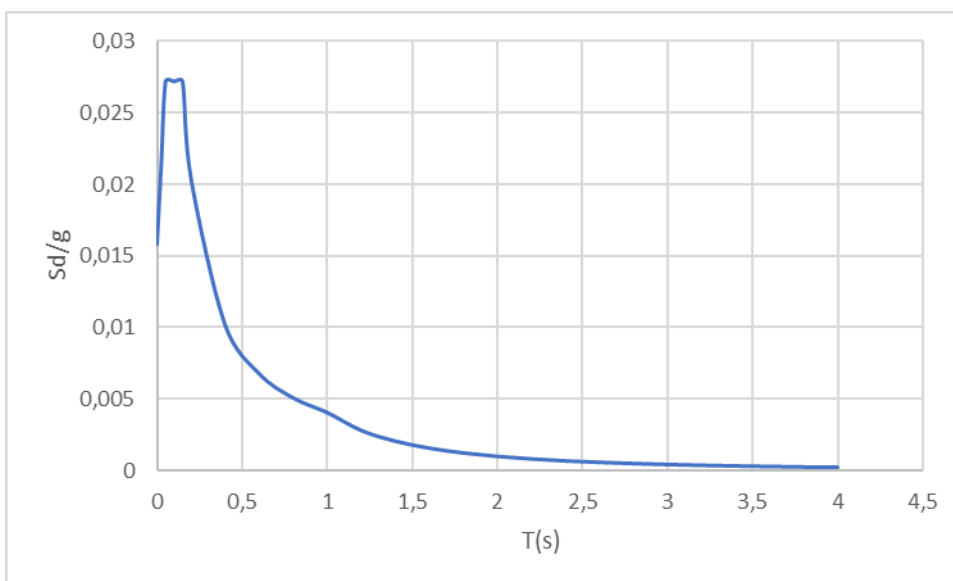
SLV



SLD



SLO



I picchi di accelerazione rilevati in fase di indagine geologica hanno suggerito l'adozione di una analisi che potesse restituire il comportamento strutturale il più fedele possibile alla realtà. L'analisi dinamica, pertanto, è stata effettuata in campo non lineare con integrazione al passo nel dominio del tempo delle equazioni del moto (Analisi Time History).

Sulla base di questa scelta, il segnale sismico è stato implementato attraverso accelerogrammi artificiali spettro compatibili. Si riportano nel seguito gli accelerogrammi adottati nelle analisi. In base alle indicazioni delle NTC 2018 nel paragrafo 7.3.5 vengono adottate 3 storie temporali statisticamente indipendenti e gli effetti sulla struttura vengono valutati utilizzando i valori più sfavorevoli.

7.2 Combinazioni di carico

7.2.1 Introduzione

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 17 gennaio 2018 al punto 5.1.3.14. Tali combinazioni devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto dalla normativa.

I carichi di interesse ai fini della verifica del viadotto, secondo la definizione riportata dalla suddetta normativa, sono:

- *Azioni permanenti:*

- peso proprio degli elementi strutturali: g_1 ;
- carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, barriere acustiche, barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili);
- altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.);

- *Distorsioni e deformazioni impresse:*

- distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε_1 ;
- effetti reologici:
 - ritiro: ε_2 ;
 - viscosità: ε_3 ;
 - cedimenti vincolari: ε_4 ;

- *Azioni variabili da traffico:*

- carichi verticali: q_1 ;

- *Azioni variabili di vento e neve:* q_5 ;

- *Azioni idrodinamiche:* q_6 ;

- *Azioni della temperatura:* q_7 ;

- *Azioni sismiche:* E ;

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, sono da considerare le combinazioni riportate nella tabella seguente:

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

I coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni, nelle verifiche agli stati limite ultimi, valgono:

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

I coefficienti $\psi_{0,j}$, $\psi_{1,j}$ e $\psi_{2,j}$ per le diverse categorie di azioni valgono:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le azioni devono essere combinate in modo da rispettare quanto prescritto al punto 2.5.3 del D.M. 17.01.2018

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se dal caso, i carichi G_2 .

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a 1,0.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

7.2.2 Casi elementari di carico

Si riporta nel seguito la lista dei casi elementari di carico considerati nell'analisi:

CONDIZIONI DI CARICO	
Permanenti strutturali	g_1
Permanenti non strutturali	g_2
Folla compatta	q_1
Vento	q_{vento}
Neve	q_{neve}
Temperatura	q_{temp}
Sisma	E

7.2.3 Combinazioni Stato Limite Ultimo (SLU) – Statica

	COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO							
	SLU - 01		SLU - 02		SLU - 03		SLU - 04	
	SLU-01a	SLU-01b	SLU-02a	SLU-02b	SLU-03a	SLU-03b	SLU-04a	SLU-04b
g_1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
g_2	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
q_1	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
q_{vento}	0,90	0,90	1,50	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90
q_{neve}	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50	1,50	0,90	0,90
q_{temp}^+	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50
q_{temp}^-	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00

Con la campitura in giallo si indica il carico variabile assunto come dominante

Considerando carichi mobili e frenamento come unico carico da traffico:

- SLU-01 = folla dominante;
- SLU-02 = vento dominante ;
- SLU-03 = neve dominante;
- SLU-04 = termica dominante;

7.2.4 Combinazioni Stato Limite Esercizio (SLE)

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO								
COMBINAZIONE CARATTERISTICA - RARA								
	SLER - 01		SLER - 02		SLER - 03		SLER - 04	
	SLER-01a	SLER-01b	SLER-02a	SLER-02b	SLER-03a	SLER-03b	SLER-04a	SLER-04b
g_1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
q_1	1,00	1,00	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
q_{vento}	0,60	0,60	1,00	1,00	0,60	0,60	0,60	0,60
q_{neve}	0,60	0,60	0,60	0,60	1,00	1,00	0,60	0,60
q_{temp}^{+}	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00
q_{temp}^{-}	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00	0,00
COMBINAZIONE FREQUENTE								
	SLEF - 01		SLEF - 02		SLEF - 03		SLEF - 04	
	SLEF-01a	SLEF-01b	SLEF-02a	SLEF-02b	SLEF-03a	SLEF-03b	SLEF-04a	SLEF-04b
g_1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
q_1	0,75	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q_{vento}	0,00	0,00	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
q_{neve}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,20	0,00	0,00
q_{temp}^{+}	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,60
q_{temp}^{-}	0,50	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,60	0,00

Combinazione Quasi Permanente

COMBINAZIONE QUASI-PERM		
	SLEQP-01a	SLEQP-01b
g_1	1,00	1,00
g_2	1,00	1,00
q_1	0,00	0,00
q_{vento}	0,00	0,00
q_{neve}	0,00	0,00
q_{temp}^{+}	0,00	0,50
q_{temp}^{-}	0,50	0,00

Con la campitura in giallo si indica il carico variabile assunto come dominante.

Considerando carichi mobili e frenamento come unico carico da traffico:

SLE-01 = carichi mobili dominante;

SLE-02 = vento dominante ;

SLE-03 = neve dominante;

SLE-04 = termica dominante;

7.2.5 Stato Limite Salvaguardia della Vita (SLV) - Sismica SLU

	STATO LIMITE SALVAGUARDA DELLA VITA (SLV)			
	SLV - EX		SLV - EY	
	SLVEX-01	SLVEX-02	SLVEY-01	SLVEY-02
g_1	1,00	1,00	1,00	1,00
g_2	1,00	1,00	1,00	1,00
q_{temp}^+	0,00	0,50	0,00	0,50
q_{temp}^-	0,50	0,00	0,50	0,00
ESLV-XY	1,00	1,00	1,00	1,00
ESLV-YX	0,00	0,00	0,00	0,00

Nota: Nelle combinazioni sismiche non è stata considerata la presenza di carichi mobili.

7.2.6 Stato Limite di Collasso (SLC) - Sismica SLU

	STATO LIMITE DI COLLASSO (SLC)			
	SLC - EX		SLC - EY	
	SLCEX-01	SLCEX-02	SLCEY-01	SLCEY-02
g_1	1,00	1,00	1,00	1,00
g_2	1,00	1,00	1,00	1,00
q_{temp}^+	0,00	0,50	0,00	0,50
q_{temp}^-	0,50	0,00	0,50	0,00
ESLC-XY	1,00	1,00	1,00	1,00
ESLC-YX	0,00	0,00	0,00	0,00

Nota: Nelle combinazioni sismiche non è stata considerata la presenza di carichi mobili.

7.2.7 Combinazione eccezionale

Trattandosi del dimensionamento di un dispositivo di sicurezza la sola combinazione di carico significativa è quella relativa alla condizione eccezionale di urto del veicolo in svio:

$$G_1 + G_2 + A_d$$

dove:

- G_1 sono i carichi permanenti strutturali
- G_2 sono i carichi permanenti non strutturali
- A_d è l'azione eccezionale da urto del veicolo in svio contemporanea alla presenza dell'impronta del carico mobile

8 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Per l'adeguamento statico dell'impalcato sono previsti diversi interventi come descritti in seguito.

8.1 Impermeabilizzazione e sostituzione dei giunti

Questo intervento prevede la rimozione della pavimentazione esistente e la sostituzione dei giunti esistenti secondo le fasi di lavorazione in seguito riportate.

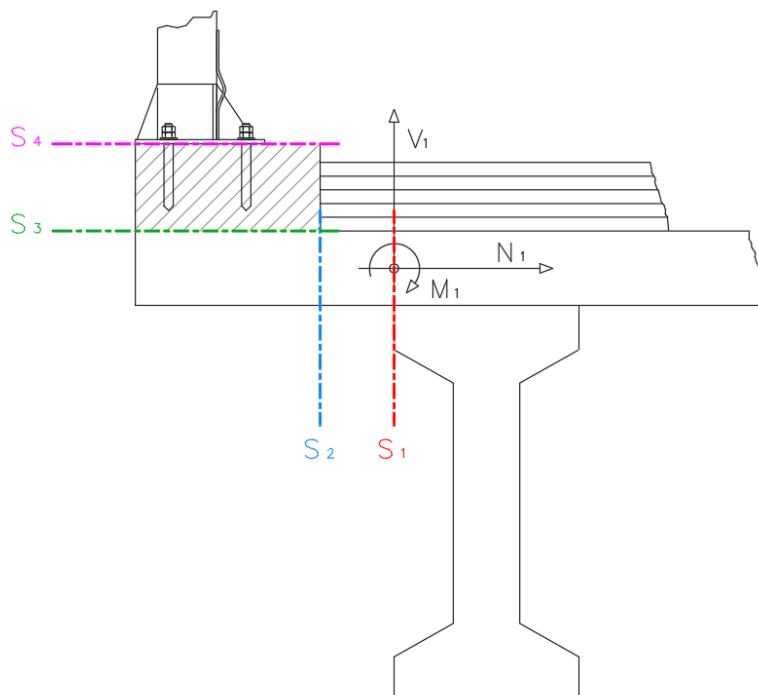
1. Demolizione pavimentazione e della massicciata stradale e rimozione del giunto esistente.
2. Possa di getto con malta reoplastica fibrorinforzata in corrispondenza con l'estradosso della soletta.
3. Posa in opera del nuovo giunto sull'estradosso.
4. Posa in opera del manto impermeabilizzante sull'estradosso.
5. Rifacimento della pavimentazione.

8.2 Riqualifica delle barriere

Lo scopo dell'intervento è sostituire le barriere esistenti di tipo "guardrail" con barriere più performanti per incrementare il livello di sicurezza nel ponte. Per questo motivo l'obiettivo della progettazione di questo intervento è individuare una configurazione di riqualifica del cordolo che garantisca verifiche soddisfatte nei riguardi di tutti i possibili meccanismi di rottura del sistema di collegamento della barriera all'opera d'arte e dell'opera esistente stessa per effetto dell'installazione del nuovo dispositivo.

9 VERIFICA DELLA RIQUALIFICA DELLE BARRIERE

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



Sezioni di verifica

9.1 Calcolo delle sollecitazioni

Sezione S1:

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

$$V_1 = P_{Barriera} + \frac{Q_{2k-Mobile}}{diff_Q} + P_{cordolo} + P_{soletta} + P_{pavimentazione}$$

$$M_1 = P_{Barriera} \cdot L_{diff} + \frac{M_{urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + \frac{Q_{2k-Mobile}}{diff_Q} \cdot L_{diff-Q2k} +$$

$$+ P_{cordolo} \cdot (L_{sbalzo} - B_{cordolo} / 2) + P_{soletta} \cdot (L_{sbalzo} / 2) + P_{pavimentazione} \cdot (L_{soletta} / 2) +$$

$$+ \frac{F_{H,urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} \cdot (H_{cordolo} - H_{soletta} / 2)$$

Sezione S2:

$$N_2 = \frac{F_{H,urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}}$$

$$V_2 = P_{Barriera} + P_{cordolo} + P_{soletta} + P_{pavimentazione}$$

$$M_2 = P_{Barriera} \cdot L_{diff} + \frac{M_{urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + P_{cordolo} \cdot (L_{sbalzo} - B_{cordolo} / 2) + P_{soletta} \cdot (L_{sbalzo} / 2) +$$

$$P_{pavimentazione} \cdot (L_{soletta} / 2) + \frac{F_{H,urto}}{2 \cdot (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} \cdot (H_{cordolo} - H_{soletta} / 2)$$

Sezione S3:

$$N_3 = P_{Barriera};$$

$$V_3 = F_{H,urto};$$

$$M_3 = M_{urto} \cdot (1,0 \text{ m} + H_{pav})$$

Sezione S4:

$$N_4 = P_{Barriera}$$

$$V_4 = F_{H,urto}$$

$$M_4 = F_{H,urto}$$

9.2 Verifica della soletta (Sezione S1, S2)

Lo sbalzo della soletta viene verificato 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:

$$V_{ED} < V_{RD}$$

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.

$$V_{RD} = \left\{ 0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \sigma_p \right\} b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_p) b_w d$$

Dove:

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

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

d = altezza utile sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale < 0.02 ;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione $< 0.2 f_{cd}$;

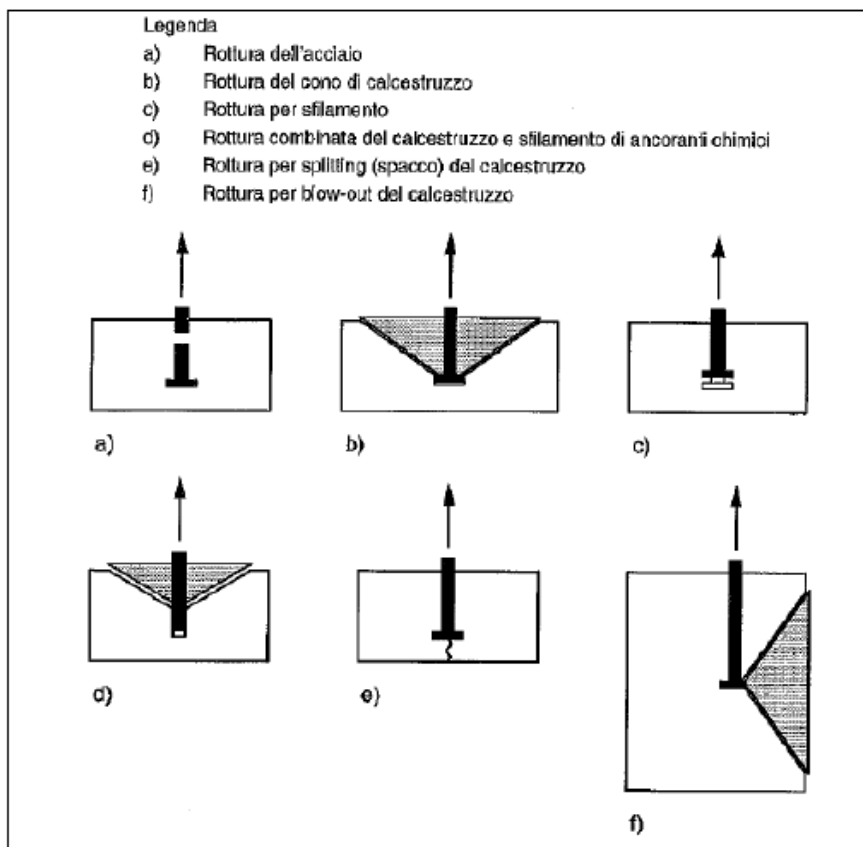
b_w = larghezza minima della sezione (in mm)

9.3 Verifica dei collegamenti (Sezioni S3, S4)

La verifica viene condotta in accordo a quanto previsto nell'UNI-EN 1992-4:2018, sia per i carichi di trazione che per i carichi di taglio. Per la sezione S2 (collegamento soletta – nuovo cordolo) si verifica la resistenza degli inghisaggi riportati in figura.

9.3.1 Verifiche a trazione

Nei confronti dei carichi di trazione bisogna verificare che non avvengano le seguenti rotture



Modalità di rottura degli ancoranti post-inseriti sotto carichi di trazione (Fig. 7.1 UNI EN 1992-4)

prospetto 7.1 Verifiche richieste per ancoranti muniti di testa post-inseriti in trazione

Modalità di rottura	Singolo ancorante	Gruppo di ancoranti	
		Ancorante più caricato	Gruppo
1 Rottura dell'acciaio dell'ancorante	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2 Rottura del cono di calcestruzzo	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
3 Rottura per sfilamento dell'ancorante ^{a)}	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$N_{Ed}^h < N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
4 Rottura combinata per sfilamento e rottura del calcestruzzo ^{b)}	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$
5 rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$
6 Rottura per blow-out del calcestruzzo ^{c)}	$N_{Ed} \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$
7 Rottura dell'acciaio dell'armatura	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
8 Rottura dall'ancoraggio dell'armatura	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,a}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,a}$	

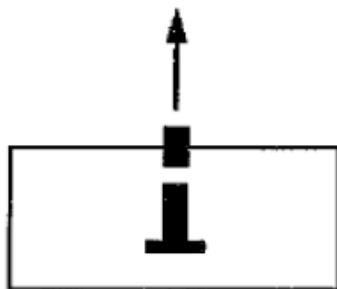
a) Non richiesto per ancoranti chimici post-inseriti.
 b) Non richiesto per ancoranti meccanici muniti di testa o post-inseriti.
 c) Per casi che richiedono la verifica vedere punto 7.2.1.8 [1].

Verifiche richieste per ancoranti post-inseriti sotto carichi di trazione

9.3.2 Rottura dell'acciaio dell'ancorante

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

La resistenza così ottenuta va moltiplicata per il numero di ancoranti sollecitati a trazione che, nel caso delle ipotesi di carico assunte, corrispondono a quelli sulla fila interna (lato strada) del sistema di ancoraggio.



Rottura a Trazione Acciaio

La resistenza dell'acciaio dell'ancorante è data da:

$$N_{RKS} = A_s \times f_{uk}$$

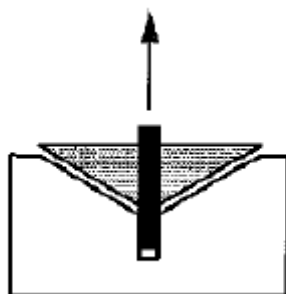
Dove:

- A_s : sezione trasversale dell'ancorante reagente a trazione;
- f_{uk} : tensione di rottura dell'acciaio dell'ancorante.

9.3.3 Rottura combinata per sfilamento e rottura conica del calcestruzzo

Tale verifica procede tramite il calcolo della resistenza caratteristica a trazione per un ancorante isolato o in gruppo ($N_{Rk,p}$ 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 $A^{\circ}_{p,N}$);
- distanza dell'ancorante dal bordo ($\psi_{s,Np}$);
- interazione ancoranti ($\psi_{g,Np}$);
- eventuale eccentricità del carico ($\psi_{ec,Np}$);
- eventuale presenza di armatura ($\psi_{re,Np}$).



La resistenza nei confronti della rottura combinata per sfilamento e rottura del calcestruzzo è:

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \times \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \times \psi_{g,Np} \times \psi_{s,Np} \times \psi_{re,N} \times \psi_{ec,Np}$$

Dove:

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \times \tau_{Rk} \times \pi \times d \times h_{ef}$$

Dove:

$$\psi_{sus} = 1 \text{ per } \alpha_{sus} \leq \psi_{sus}^0 \quad (7.14a)$$

$$\psi_{sus} = \psi_{sus}^0 + 1 - \alpha_{sus} \text{ per } \alpha_{sus} > \psi_{sus}^0 \quad (7.14b)$$

ψ_{sus}^0 è il fattore dipendente dal prodotto che tiene conto dell'influenza del carico sostenuto sulla forza di aderenza da prendere dalla pertinente Specifica tecnica di prodotto europea;

α_{sus} è il rapporto tra il valore delle azioni sostenute (che comprende le azioni permanenti e la componente permanente delle azioni variabili) e il valore delle azioni totali considerate all'ULS;

$\tau_{Rk} = \tau_{Rk,cr}$ per calcestruzzo fessurato;

= $\tau_{Rk,ucr}$ per calcestruzzo non fessurato;

$\tau_{Rk,cr}$ e $\tau_{Rk,ucr}$ sono indicati nella pertinente Specifica tecnica di prodotto europea.

Se nella Specifica tecnica di prodotto europea non è indicato alcun valore per il prodotto si dovrebbe utilizzare un valore $\psi_{sus}^0 = 0,6$. Il valore $\psi_{sus}^0 = 0,6$ si riferisce a un carico di trazione sostenuta presente durante una vita di progetto di 50 anni e un minimo di 10 anni ad una temperatura del calcestruzzo di 43 °C nella regione degli ancoranti. Per fissaggi con una temperatura a lungo termine diversa da 43 °C si applicano valori diversi che dovrebbero essere ottenuti mediante prove e valutazioni appropriate. In generale, per una temperatura del calcestruzzo minore di 43 °C il fattore ψ_{sus}^0 è maggiore di 0,6.

Il rapporto α_{sus} dovrebbe essere determinato dal progettista per il tipo di attacco da progettare. Nei documenti nazionali possono essere riportate delle linee guida.

$A_{p,N}^0 = s_{cr,Np} \times s_{cr,Np}$ area di influenza dell'incollaggio di riferimento di un singolo ancorante

$A_{p,N}$ è l'area d'influenza effettiva, limitata dalla sovrapposizione delle aree degli ancoranti adiacenti ($s \leq s_{cr,Np}$) e dai bordi dell'elemento di calcestruzzo ($c \leq c_{cr,Np}$).

$$s_{cr,Np} = 7,3d (\psi_{sus} \tau_{Rk})^{0,5} \leq 3h_{ef} \quad (7.15)$$

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

Dove:

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \times \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \times d} \sqrt{h_{ef} \times f_{ck}}$$

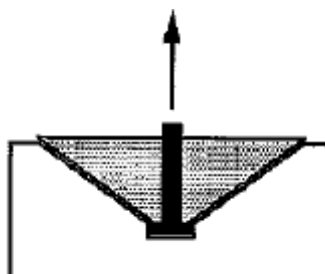
$$k_3 = 7,7 \text{ per calcestruzzo fessurato} \\ = 11,0 \text{ per calcestruzzo non fessurato}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \left(\frac{c}{c_{cr,Np}} \right) \leq 1$$

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

Dato 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.

9.3.4 Rottura del cono di calcestruzzo



La resistenza nei confronti della rottura del cono di calcestruzzo è data da:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \times \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \times \psi_{s,N} \times \psi_{re,N} \times \psi_{ec,N} \times \psi_{M,N}$$

Dove:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \times \sqrt{f_{ck}} \times h_{ef}^{1,5}$$

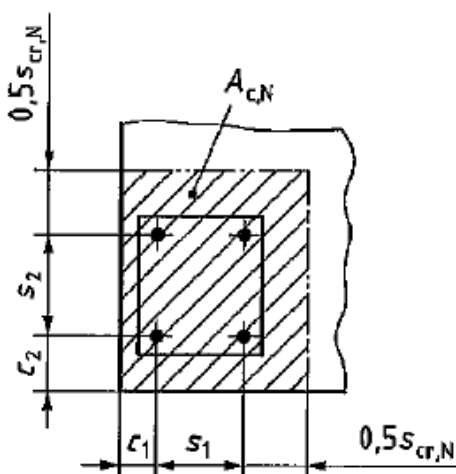
$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \times s_{cr,N}$$

$A_{c,N}$ è l'area di proiezione effettiva, limitata dalla sovrapposizione dei coni di calcestruzzo degli ancoranti adiacenti ($s \leq s_{cr,N}$) e dai bordi dell'elemento di calcestruzzo ($c \leq c_{cr,N}$). Un esempio per il calcolo di $A_{c,N}$ è indicato nella figura 7.4.

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

se c_1 e $c_2 \leq c_{cr,N}$

s_1 e $s_2 \leq s_{cr,N}$



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

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

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

$\psi_{M,N} = 1$ per i casi seguenti:

- Fissaggi con una distanza dal bordo $c < 1,5 h_{ef}$;
 - Fissaggi con $c \geq 1,5 h_{ef}$ caricato mediante un momento flettente e una forza di trazione con $C_{Ed} / N_{Ed} < 0,8$, dove C_{Ed} è la forza di compressione risultante tra elemento di collegamento e calcestruzzo (presa come valore assoluto) e N_{Ed} è la forza di trazione risultante degli ancoranti sottoposti a trazione; oppure
 - Fissaggi con $z / h_{ef} \geq 1,5$
- $$= 2 - \frac{z}{1,5 h_{ef}} \geq 1 \text{ per tutti gli altri casi} \quad (7.7)$$

Qualora la verifica a rottura del cono di calcestruzzo non risulti soddisfatta, risulta necessario effettuare la verifica delle armature supplementari.

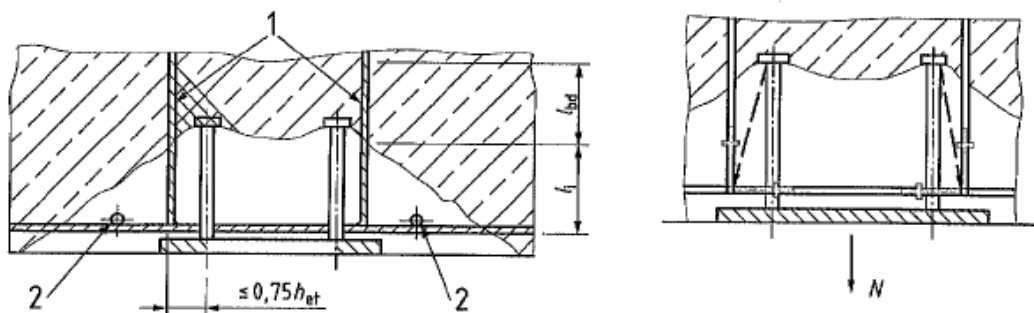
Il progetto dell'armatura supplementare è effettuato seguendo quanto prescritto al capitolo 7.2.1.2 dell'UNI EN 1992-4.

- a) L'armatura deve consistere in barre d'armatura nervate ($f_{yk,rs} \leq 600 \text{ N/mm}^2$) con un diametro ϕ non maggiore di 16 mm e deve essere dotata di staffe o asole con un diametro del mandrino ϕ_m secondo la EN 1992-1-1.
- b) Se l'armatura supplementare è stata dimensionata per l'ancorante più caricato, la stessa armatura deve essere prevista attorno a tutti gli ancoranti.
- c) L'armatura supplementare dovrebbe essere posizionata simmetricamente il più vicino possibile agli ancoranti per ridurre al minimo l'effetto di eccentricità associata all'angolo del cono di rottura. Preferibilmente, l'armatura supplementare dovrebbe includere l'armatura superficiale. Solo barre di armatura con una distanza $\leq 0,75 h_{ef}$ dall'ancorante devono essere assunte come efficaci.
- d) Solo armature supplementari con una lunghezza di ancoraggio nel cono di rottura del calcestruzzo $l_1 \geq 4\phi$ (ancoraggio con curve, ganci o asole) o $l_1 \geq 10\phi$ (ancoraggio con barre dritte con o senza barre trasversali saldate) devono essere assunte come efficaci.
- e) L'armatura supplementare deve essere ancorata all'esterno del cono di rottura assunto con una lunghezza di ancoraggio l_{bd} secondo la EN 1992-1-1 (vedere figura 7.2 a)). La rottura del cono di calcestruzzo deve essere verificata assumendo una lunghezza d'inserimento corrispondente all'estremità dell'armatura supplementare utilizzando la formula (7.1) per $N_{Rk,c}$. Tale verifica può essere omessa se negli elementi strutturali armati la trazione nella barra d'armatura ancorata è trasferita all'armatura nell'elemento strutturale mediante un'adeguata giunzione a sovrapposizione.
- f) L'armatura superficiale dovrebbe essere prevista come da figura 7.2 progettata per resistere alle forze derivanti dal modello di puntone e tirante e dalle forze di splitting assunte secondo il punto 7.2.1.7 (2)b).

figura 7.2 a) Attacco con armatura supplementare per assorbire i carichi di trazione; b) Modello tirante-puntone corrispondente - Esempio

Legenda

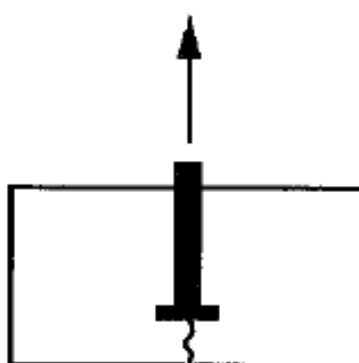
- 1 Armatura supplementare
- 2 Armatura superficiale



9.3.5 Rottura per splitting del calcestruzzo

Tale verifica procede tramite il calcolo della resistenza caratteristica a trazione per un ancorante isolato o in gruppo ($N^{\circ}R_{k,c}$ 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 splitting del calcestruzzo

Come definito al capitolo 7.2.1.7 al punto "b" dell' UNI EN 1992-4:

- b) Non è richiesta alcuna verifica se è soddisfatta almeno una delle condizioni seguenti.
- 1) La distanza dal bordo in tutte le direzioni è $c \geq 1,0 c_{cr,sp}$ per singoli ancoranti e $c \geq 1,2 c_{cr,sp}$ per gruppi di ancoranti e lo spessore dell'elemento è $h \geq h_{min}$ in entrambi i casi, con h_{min} corrispondente a $c_{cr,sp}$.
 - 2) Le resistenze caratteristiche per la rottura del cono di calcestruzzo e la rottura per sfilamento (ancoranti meccanici muniti di testa e post-inseriti) o la rottura combinata del calcestruzzo e sfilamento (di ancoranti chimici) sono calcolate per il calcestruzzo fessurato e l'armatura resiste alle forze di splitting limitando l'ampiezza della fessura a $w_k \leq 0,3$ mm.

In assenza di migliori informazioni la sezione trasversale dell'armatura, $\sum A_{s,re}$, per resistere alle forze di splitting può essere determinata come segue:

$$\sum A_{s,re} = k_4 \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk,re} / \gamma_{Ms,re}} \quad (7.22)$$

dove:

- k_4 = 2,0 ancoranti ad espansione "a controllo di spostamento"
 = 1,5 ancoranti ad espansione "a controllo di coppia" ed ancoranti ad espansione incollati
 = 1,0 ancoranti sottosquadro e viti per calcestruzzo
 = 0,5 ancoranti chimici, ancoranti a piolo

$\sum N_{Ed}$ è la somma della forza di trazione di progetto degli ancoranti in trazione sotto il valore di progetto delle azioni.

$f_{yk,re}$ è la resistenza a snervamento nominale dell'acciaio di armatura ≤ 600 N/mm².

Si raccomanda che questa armatura sia posizionata simmetricamente e vicino all'ancorante o a ciascun ancorante nel caso di un gruppo.

- c) Se nessuna delle due condizioni b) 1) oppure b) 2) è soddisfatta, la resistenza caratteristica di un ancorante o di un gruppo di ancoranti in caso di rottura per splitting del calcestruzzo deve essere calcolata secondo la formula (7.23).

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \times \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \times \psi_{s,N} \times \psi_{re,N} \times \psi_{ec,N} \times \psi_{h,sp} \quad (7.23)$$

dove:

$N_{Rk,sp}^0$ è indicato nella pertinente Specifica tecnica di prodotto europea

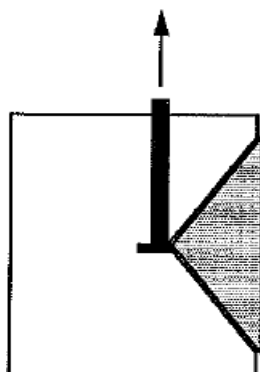
$A_{c,N}, A_{c,N}^0, \psi_{s,N}, \psi_{re,N}, \psi_{ec,N}$ secondo il punto 7.2.1.4, tuttavia i valori $c_{cr,N}$ ed $s_{cr,N}$ devono essere sostituiti rispettivamente da $c_{cr,sp}$ ed $s_{cr,sp}$ che corrispondono allo spessore minimo dell'elemento h_{min} .

$\psi_{h,sp}$ tiene conto dell'influenza dello spessore effettivo dell'elemento h sulla resistenza allo splitting (vedere formula (7.24))

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \max \left\{ 1; \left(\frac{h_{ef} + 1,5c_1}{h_{min}} \right)^{2/3} \right\} \leq 2 \quad (7.24)$$

- d) Se nella pertinente Specifica tecnica di prodotto europea $c_{cr,sp}$ è indicato per più di uno spessore minimo dell'elemento h_{min} , lo spessore minimo dell'elemento corrispondente a $c_{cr,sp}$ utilizzato nella formula (7.23) deve essere inserito nella formula (7.24).

9.3.6 Rottura per blow-out del calcestruzzo

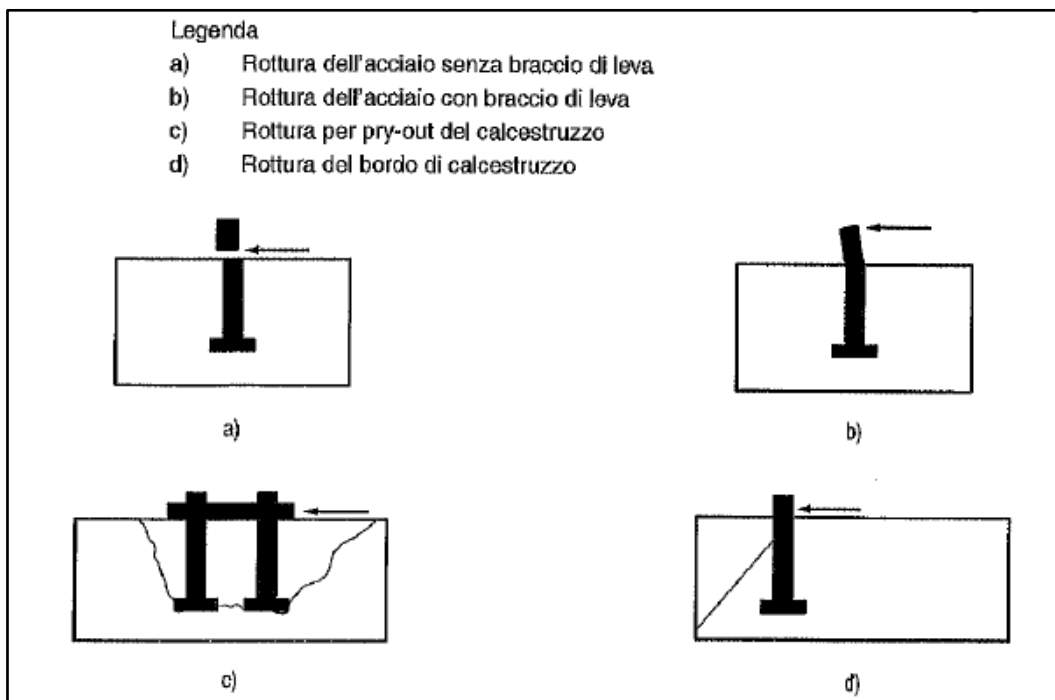


Rottura per blow-out del calcestruzzo

La verifica a rottura per blow out del calcestruzzo è omessa poiché la geometria dell'installazione prevede nel nostro caso una distanza del tirafondo dal bordo $c > 0,5 h_{eff}$.

9.3.7 Verifiche a taglio

Nei confronti dei carichi di taglio bisogna verificare che non avvengano le seguenti rotture:



Modalità di rottura degli ancoranti post-inseriti sotto carichi di taglio (Fig.7.9 UNI EN 1992-4)

	Modalità di rottura	Singolo ancorante	Gruppo di ancoranti	
			Ancorante più caricato	Gruppo
1	Rottura dell'acciaio dell'ancorante senza braccio di leva	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2	Rottura dell'acciaio dell'ancorante con braccio di leva	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	
3	Rottura per pry-out del calcestruzzo	$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^a \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$ a)
4	Rottura del bordo di calcestruzzo	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^a \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
5	Rottura dell'acciaio dell'armatura supplementare ^{b)}	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
6	Rottura dell'ancoraggio dell'armatura supplementare ^{b)}	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,a}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,a}$	

a) Per le eccezioni, vedere punto 7.2.2.4 (4).
 b) La forza di trazione che agisce sull'armatura è calcolata da V_{Ed} secondo la formula (6.6).

Verifiche richieste per ancoranti post-inseriti sotto carichi di taglio (Prosp.7.2 UNI EN 1992-4)

9.3.8 Rottura dell'acciaio senza braccio di leva



Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

La resistenza nei confronti della rottura dell'acciaio senza braccio di leva è data da:

$$V_{Rk,s}^0 = k_s \times A_s \times f_{yk}$$

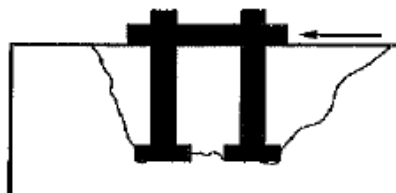
dove:

$$k_s = 0,6 \text{ per } f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$= 0,5 \text{ per } 500 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} \leq 1\,000 \text{ N/mm}^2$$

Per ancoranti con un rapporto $h_{ef}/d < 5$ e una classe di resistenza a compressione del calcestruzzo $< C20/25$ la resistenza caratteristica $V_{Rk,s}^0$ dovrebbe essere moltiplicata per un fattore di 0,8.

9.3.9 Rottura per pry-out del calcestruzzo



Rottura per pry-out del calcestruzzo

La resistenza nei confronti della rottura per pry-out del calcestruzzo è data da:

- > per fissaggi senza armatura supplementare

$$V_{Rk,cp} = k_s \times \min \{ N_{Rk,c}; N_{Rk,p} \} \quad (7.39c)$$

- per fissaggi con armatura supplementare

$$V_{Rk,cp} = 0,75 \times k_s \times \min \{ N_{Rk,c}; N_{Rk,p} \} \quad (7.39d)$$

9.3.10 Rottura del bordo di calcestruzzo

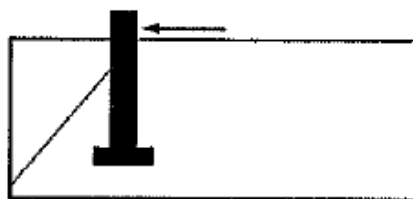


Figura: Rottura del bordo del calcestruzzo

La resistenza nei confronti della rottura del bordo di calcestruzzo è data da:

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

Dove:

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \times d_{nom}^{\alpha} \times l_t^{\beta} \times \sqrt{f_{ck}} \times c_1^{1,5} \quad (7.41)$$

con

$$k_9 = 1,7 \text{ per calcestruzzo fessurato} \\ = 2,4 \text{ per calcestruzzo non fessurato}$$

$$\alpha = 0,1 \times \left(\frac{l_t}{c_1} \right)^{0,5} \quad (7.42)$$

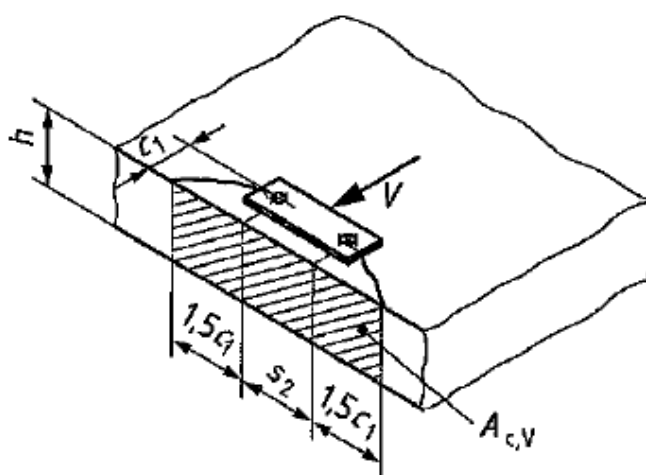
$$\beta = 0,1 \times \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2} \quad (7.43)$$

l_t = h_{ef} in caso di diametro uniforme del gambo dell'ancorante munito di testa e di un diametro uniforme dell'ancorante post-inserito
 $\leq 12 d_{nom}$ In caso di $d_{nom} \leq 24$ mm
 $\leq \max \{ 8 d_{nom}; 300 \text{ mm} \}$ In caso di $d_{nom} > 24$ mm

$A_{c,V}^0$ è l'area di proiezione di riferimento, vedere figura 7.13.

$$= 4,5 c_1^2 \quad (7.44)$$

$A_{c,V}$ è l'area del corpo di rottura di calcestruzzo idealizzato, limitata dai coni di calcestruzzo sovrapposti degli ancoranti adiacenti ($s \leq 3 c_1$), nonché dai bordi paralleli alla direzione di carico assunta ($c_2 \leq 1,5 c_1$) e dallo spessore dell'elemento ($h < 1,5 c_1$). Esempi per il calcolo di $A_{c,V}$ sono indicati nella figura 7.14.



$$A_{c,V} = (2 \times 1,5 c_1 + c_2) \times h$$

$$h < 1,5 c_1$$

$$s_2 \leq 3 c_1$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \times \frac{c_2}{1,5 c_1} \leq 1$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1$$

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

$$\psi_{\alpha,V} = \frac{1}{\sqrt{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \times \sin \alpha_V)^2}} \geq 1 \quad (7.48)$$

dove:

α_V è l'angolo compreso tra un carico di taglio di progetto V_{Ed} (singolo ancorante) o V_{Ed}^g (gruppo di ancoranti) e una retta perpendicolare al bordo verificato, $0^\circ \leq \alpha_V \leq 90^\circ$, vedere figura 7.12.

$\psi_{re,V} = 1,0$ Attacco nel calcestruzzo non fessurato e attacco nel calcestruzzo fessurato senza armatura o staffe del bordo.

$\psi_{re,V} = 1,4$ Attacco nel calcestruzzo fessurato con armatura del bordo (vedere figura 7.10) e staffe o rete metallica a distanza ravvicinata con interasse $a \leq 100 \text{ mm}$ e $a \leq 2 c_1$.

Qualora la verifica nei confronti della rottura combinata trazione+taglio non risulti soddisfatta è necessario, anche in tal caso, pensare di affidare la resistenza alla rottura del bordo di cls alle armature aggiuntive.

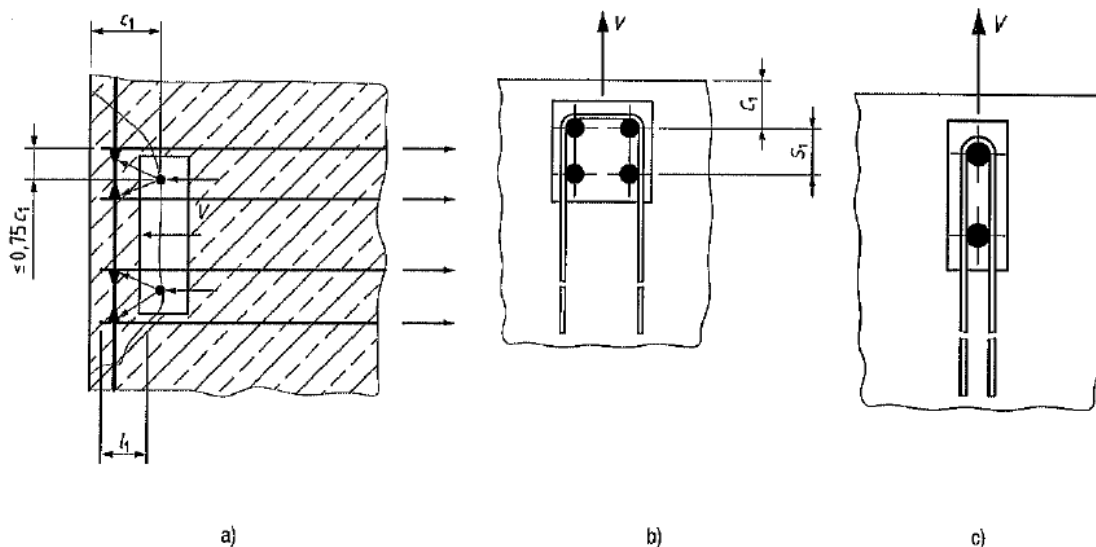
Il progetto dell'armatura supplementare è effettuato seguendo quanto prescritto al capitolo 7.2.2.2 dell'UNI EN 1992-4.

- (1) Quando la progettazione si basa su armature supplementari, non è necessario verificare la rottura del bordo di calcestruzzo secondo il prospetto 7.2 e il punto 7.2.2.5 ma le armature supplementari devono essere progettate secondo il punto 7.2.2.6 per resistere al carico totale. L'armatura supplementare può assumere la forma di un'armatura superficiale (vedere figura 7.10 a)) o la forma di staffe e asole (vedere figura 7.10 b) e c)).
- (2) L'armatura supplementare deve essere ancorata all'esterno del corpo di rottura assunto con una lunghezza di ancoraggio l_{bd} secondo la EN 1992-1-1. Negli elementi di cemento armato la trazione nella barra d'armatura ancorata deve essere trasferita all'armatura nell'elemento mediante un'adeguata giunzione a sovrapposizione. Altrimenti, il trasferimento del carico dall'armatura supplementare all'elemento strutturale deve essere verificato mediante un modello appropriato, per esempio, il modello tirante-puntone.
- (3) Se la forza di taglio è assorbita da un'armatura secondo la figura 7.10 a), le barre devono essere assunte come efficaci solo se sono soddisfatte le seguenti condizioni.
 - a) Se l'armatura supplementare è stata dimensionata per l'ancorante più caricato, la stessa armatura è prevista attorno a tutti gli ancoranti considerati efficaci per la rottura del bordo del calcestruzzo.
 - b) L'armatura supplementare è costituita da barre nervate con $f_{yk} \leq 600 \text{ N/mm}^2$ e il diametro ϕ non è maggiore di 16 mm. Il diametro del mandrino, ϕ_m , è conforme alla EN 1992-1-1.
 - c) Le barre si trovano entro una distanza di $0,75c_1$ dall'ancorante.
 - d) La lunghezza dell'ancoraggio l_1 nel corpo di rottura è almeno di un $\min l_1 = 10\phi$ per barre dritte con o senza barre trasversali saldate e di $l_1 = 4\phi$ per barre con gancio, curva o asola. Per le eccezioni, vedere il punto 7.2.2.2 (4).
- e) Il corpo di rottura assunto dovrebbe essere lo stesso di quello per il calcolo della resistenza alla rottura del bordo del calcestruzzo (vedere punti 6.2.2.2 e 7.2.2.5).
- f) L'armatura lungo il bordo dell'elemento è prevista e progettata per le forze secondo un appropriato modello di puntone e tirante. A titolo semplificativo si può assumere un angolo dei puntoni di compressione di 45° .

figura 7.10 Armatura per assorbire le forze di taglio agenti su un ancorante

Legenda

- a) Armatura superficiale per assorbire forze di taglio con un modello semplificato di puntone e tirante all'armatura del bordo di progetto
- b) Armatura supplementare sotto forma di staffe
- c) Armatura supplementare sotto forma di asole



La resistenza del rinforzo è calcolata come la minima tra la resistenza a rottura dell'acciaio e dell'ancoraggio calcolate come segue:

- Resistenza dell'acciaio

$$N_{Rk, re} = \sum_{i=1}^{n_{re}} A_{s, re, i} \times f_{yk, re} \quad (7.31)$$

dove:

$$f_{yk, re} \leq 600 \text{ N/mm}^2$$

n_{re} è il numero di barre di armatura supplementare efficace per un ancorante

Dove:

$$f_{yk, re} \leq 600 \text{ N/mm}^2$$

n_{re} è il numero di barre di armatura supplementare efficace per un ancorante

Per il caso in esame si è fatto riferimento ad una resina epossidica per ancoraggi post inseriti all'interno di un calcestruzzo dotata di Benestare Tecnico Europeo (certificato secondo **EAD 332402-00-0601**).

L'ancorante dovrà avere una tensione di adesione in calcestruzzo di classe minima C20/25 non fessurato non minore di:

- Inghisaggio tasselli della barriera di sicurezza: $\tau_{Rk, ucr} = 15,0 \text{ MPa}$
- Inghisaggio armatura di rinforzo cordolo: $\tau_{Rk, ucr} = 15,0 \text{ MPa}$

Nelle verifiche di seguito riportate si utilizza l'ipotesi di calcestruzzo non fessurato, in quanto si è in presenza di cordolo di nuova costruzione dotato di una armatura longitudinale e trasversale, soggetto nel corso della loro vita utile ad intervento di ripristino in caso di urto.

Nelle verifiche inoltre si utilizzano i seguenti coefficienti di riduzione delle resistenze lato acciaio e lato calcestruzzo in accordo a quanto indicato nel prospetto 4.1 dell'UNI-EN 1992-4:2018 e nell'Appendice Nazionale:

- $\gamma_{Ms} = 1,05 f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$ (trazione);
- $\gamma_{Ms} = 1,0 f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$ (taglio);
- $\gamma_{Mc} = \gamma_c * \gamma_{inst}$

dove:

- γ_c è pari a 1,2;
- γ_{inst} è pari a 1,0 secondo la Specifica Tecnica europea di Riferimento dell'ancoraggio.

9.4 Calcolo delle sollecitazioni sui tirafondi

Di seguito si riporta il calcolo del tiro su ciascuna delle 2 barre M20 di ancoraggio.

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	25
4	0	25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,14	4	3,5
2	3,14	26	3,5
3	3,14	4	21,5
4	3,14	26	21,5

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N kN
M kNm
M

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

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

Materiali
B450C **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} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
N° iterazioni:
☐ Precompresso

$$\sigma_s = 386.2 \text{ N/mm}^2$$

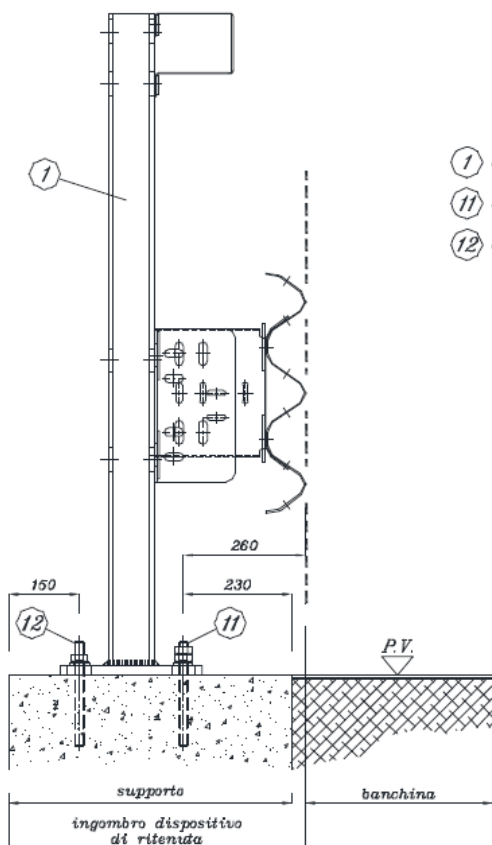
Il valore di σ_s corrisponde con la tensione massima sul tirafondo più sollecitato, in maniera cautelativa questo sforzo massimo di trazione viene ipotizzato come uguale per tutti i tre tirafondi.

$$N_{Ed} = 386.2 \text{ N/mm}^2 \times 314 \text{ mm}^2 = 121.3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,gruppo} = 242.6 \text{ kN}$$

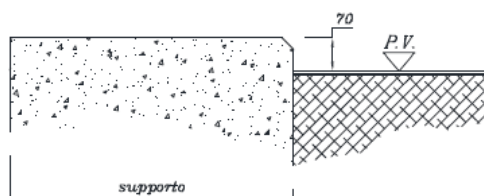
La lunghezza di infissione dei tirafondi M20 è uguale a 250 mm secondo quanto riportato nel manuale d'installazione della barriera.

Il calcolo delle resistenze per i diversi meccanismi di rottura viene riportato di seguito.

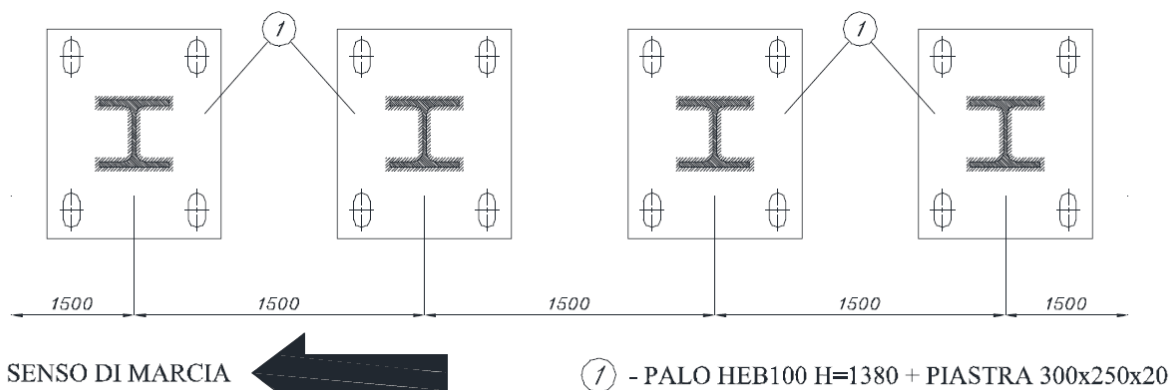


- ① - PALO HEB100 H=1380 + PIASTRA 300x250x20
- ⑪ - TIRAFONDO M20x250 (Barra filettata, n° 2 dadi, rondella, piastrina 40x40x5)
- ⑫ - TIRAFONDO M20x250 (Barra filettata, dado, rondella, piastrina 40x40x5)

Massima elevazione del supporto
ammessa dal produttore senza
alcun rischio di compromettere
la prestazione della barriera.

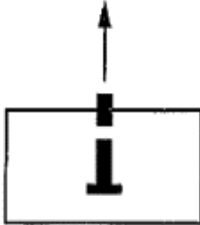


Schema di posizionamento della barriera (Elevazione)



Schema di posizionamento della barriera (Pianta)

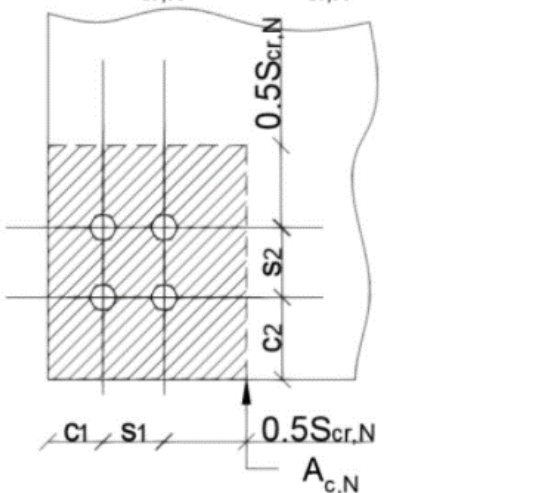
9.5 Verifiche Sezione S4

ROTTURA DELL'ACCIAIO			
		$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
Numero tirafondi resistenti a trazione	n	1	
Area resistente	A_{res}	245,0 mm ²	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	640,0 MPa	
Tensione caratteristica di rottura	f_{uk}	800,0 MPa	
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio (trazione)	$\gamma_{Ms} = 1,05 \cdot f_{uk} / f_{yk} \geq 1,25$	1,3	
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{Rk,s} = A_{res} \cdot f_{uk}$	196,0 kN	
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	149,3 kN	

Per quanto riguarda la verifica alla rottura del cono di calcestruzzo nella di seguito viene riportata la geometria utilizzata per l'analisi dell'interazione tra i coni di rottura.

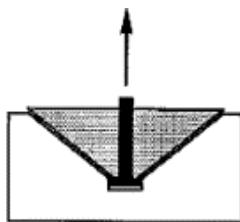
$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0.5S_{cr,N})(c_2 + s_2 + 0.5S_{cr,N})$$

se $c_1 \leq c_{cr,N}$ $c_2 \leq c_{cr,N}$
 $s_1 \leq s_{cr,N}$ $s_2 \leq s_{cr,N}$



I valori per i parametri C1, S1, C2, S2 vengono ricavati dal manuale d'installazione della barriera, secondo gli schemi di posizionamento della barriera mostrato in precedenza.

ROTTURA DEL CONO DI CALCESTRUZZO

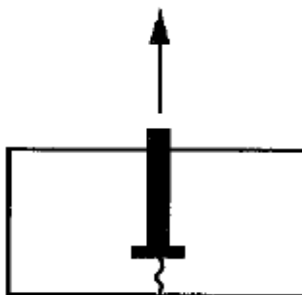


Altezza efficace	$h_{eff} =$	250 mm
Diametro nominale	$d =$	20 mm
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	40 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	32 MPa
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato	$k_1 =$	11
Resistenza iniziale ancorante isolato	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{eff}^{1.5} =$	245,97 kN
Interasse minimo per assenza interazione	$s_{cr,N} = 3 h_{eff} =$	750 mm
Area di influenza ideale singolo ancorante	$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} =$	562500 mm ²
Distanza minima dal bordo interno per assenza interazione	$c_{cr,N} = s_{cr,N} / 2 =$	375 mm
Distanza dal bordo libero interno	$c_1 =$	150 mm
Distanza dal bordo libero esterno	$c_2 =$	750 mm
Interasse longitudinale tirafondi di estremità	$s_1 =$	180 mm
Interasse trasversale tirafondi di estremità	$s_2 =$	220 mm
Area di influenza efficace	$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + \min(c_{cr,N}; c_1)) \cdot (s_{cr,N} + s_2) =$	465600 mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per distanza dal bordo	$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot (c_1 / c_{cr,N}) \leq 1$	0,8
Coefficiente parziale di sicurezza per eccentricità carico	$y_{ec,N} =$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per armatura	$y_{re,N} =$	1
Coefficiente per presenza di forza di compressione	$y_{M,N} =$	1
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot y_{s,N} \cdot y_{ec,N} \cdot y_{re,N} \cdot y_{M,N} =$	166,9 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / g_{Mc} =$	139,1 kN

ROTTURA DELL'ADESIONE/SPLITTING			
Per singolo ancorante			
lunghezza di ancoraggio	$l_b =$	250 mm	
diametro nominale	$d =$	20 mm	
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	40 N/mm ²	
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	32 N/mm ²	
Resistenza caratteristica ancoraggio per cls C20/25 non fessurato	$t_{Rk,ucr} =$	15 N/mm ²	
coefficiente legato alle condizioni di aderenza	$\eta_1 =$	1	
fattore legato al prodotto	$A_k =$	4,2	
esponente legato alla resistenza a compressione del cls	$sp_1 =$	0,35	
esponente legato al diametro della barra	$sp_2 =$	0,19	
esponente legato al copriferro	$sp_3 =$	0,67	
esponente legato al copriferro laterale	$sp_4 =$	0,33	
esponente legato alla lunghezza di ancoraggio	$lb_1 =$	0,6	
fattore legato al cls fessurato	$W_{cr} =$	0,87	
distanza longitudinale tra le barre	$c_{s1} =$	150 mm	
distanza trasversale tra le barre	$c_{s2} =$	150 mm	
distanza trasversale dal bordo esterno	$c_y =$	250 mm	
minimo tra le distanze dai bordi	$c_d = \min (c_{s1}/2; c_y) =$	75 mm	
massimo tra le distanze dai bordi	$c_{max} = \max (c_s/2; c_y) =$	250 mm	
rapporo tra c_d e c_{max}	$c_{max}/c_d < 3,5 =$	OK	
coefficiente che tiene conto dall'armatura trasversale ($a_1 > 125$ mm)	$k_m =$	0	
coefficiente che tiene conto del quantitativo di armatura trasversale	$k_{tr} =$	0	
coefficiente	$y_{sus}^0 =$	0,88	
coefficiente	$a_{sus} =$	1	
Coefficiente	$y_{sus} =$	1	
coefficiente che tiene conto della pressione trasversale nel cls	$W_{p,tr} =$	1	
Resistenza caratteristica ancoraggio adesione/splitting	$t_{Rk,sp} =$	15,00 N/mm ²	
Resistenza caratt. a rottura dell'adesione/splitting singola barra	$N_{Rk,sp} = t_{Rk,sp} \cdot l_b \cdot \phi \cdot \pi =$	235,62 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2	
Resistenza di calcolo a rottura dell'adesione/splitting singola barra	$N_{Rk,sp}^g = N_{Rk,sp}^g / g_{Mc} =$	196,35 kN	

Per gruppo di ancoranti		
lunghezza di ancoraggio	$l_b =$	250 mm
diametro nominale	$d =$	20 mm
Numero di ancoranti per gruppo		2
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	40 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	32 N/mm ²
Resistenza caratteristica ancoraggio per cls C20/25 non fessurato	$t_{Rk,ucr} =$	15 N/mm ²
coefficiente legato alle condizioni di aderenza	$h_1 =$	1
fattore legato al prodotto	$A_k =$	4,2
esponente legato alla resistenza a compressione del cls	$sp_1 =$	0,35
esponente legato al diametro della barra	$sp_2 =$	0,19
esponente legato al copriferro	$sp_3 =$	0,67
esponente legato al copriferro laterale	$sp_4 =$	0,33
esponente legato alla lunghezza di ancoraggio	$lb_1 =$	0,6
fattore legato al cls fessurato	$W_{cr} =$	0,87
distanza longitudinale tra le barre	$c_{s1} =$	150 mm
distanza trasversale tra le barre	$c_{s2} =$	150 mm
distanza trasversale dal bordo esterno	$c_y =$	250 mm
minimo tra le distanze dai bordi	$c_d = \min (c_{s1}/2; c_y) =$	75 mm
massimo tra le distanze dai bordi	$c_{max} = \max (c_s/2; c_y) =$	145 mm
rapporo tra c_d e c_{max}	$c_{max}/c_d < 3,5 =$	OK
coefficiente che tiene conto dall'armatura trasversale ($a_1 > 125$ mm)	$k_m =$	0
coefficiente che tiene conto del quantitativo di armatura trasversale	$k_{tr} =$	0
coefficiente	$y_{sus}^0 =$	0,88
coefficiente	$a_{sus} =$	1
Coefficiente	$y_{sus} =$	1
coefficiente che tiene conto della pressione trasversale nel cls	$W_{p,tr} =$	1
Resistenza caratteristica ancoraggio adesione/splitting	$t_{Rk,sp} =$	15,00 N/mm ²
Resistenza caratt. a rottura dell'adesione/splitting singola barra	$N_{Rk,sp} = t_{Rk,sp} \cdot l_b \cdot f \cdot p =$	235,6 kN
Resistenza caratt. a rottura dell'adesione/splitting gruppo barre	$N_{Rk,sp}^g = (n_{re} \cdot N_{Rk,sp}) =$	471,2 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a rottura dell'adesione/splitting gruppo barre	$N_{Rk,sp}^g = N_{Rk,sp}^g / g_{Mc} =$	392,7 kN

ROTTURA PER SPLITTING DEL CALCESTRUZZO



Altezza efficace	$h_{ef} =$	250 mm
Diametro nominale	$d =$	20 mm
Altezza supporto	$h =$	450 mm
Altezza minima supporto	$h_{min} = h_{ef} + 30 \geq 100$ se $d \leq 12$; $h_{ef} + 2 \cdot d$ se $d > 12$	290 mm
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	40 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	32 N/mm ²
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato	$k_1 =$	11
Resistenza iniziale ancorante isolato	$N_{Rk,sp}^0 = \min (N_{Rk,p}^0 ; N_{Rk,c}^0) =$	246,0 kN
Dist. Min. dal bordo interno per assenza inter.	$c_{cr,sp} = h_{ef}$ se $h/h_{ef} \geq 2$; $(4,6 h_{ef}) - (1,8 h)$ se $2 < h/h_{ef} > 1,3$	340 mm
Interasse minimo per assenza interazione	$s_{cr,sp} = 2 c_{cr,sp} =$	680 mm
Area di influenza ideale singolo ancorante	$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp} =$	462400 mm ²
Distanza dal bordo libero	$c_1 =$	150 mm
Distanza dal bordo libero esterno	$c_2 =$	750 mm
Interasse longitudinale tirafondi	$s_1 =$	180 mm
Interasse trasversale tirafondi di estremità	$s_2 =$	220 mm
Area di influenza efficace	$A_{c,N} = (c_1 + \min(c_{cr,N}; c_1)) \cdot (s_{cr,N} + s_2) =$	465600 mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per distanza dal bordo	$y_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot (c_1/c_{cr,sp}) \leq 1$	0,83
Coefficiente parziale di sicurezza per eccentricità carico	$y_{ec,N} =$	0,9
Coefficiente parziale di sicurezza per armatura	$y_{re,N} =$	1
Coef. parziale di sicur. per profondità del supporto	$y_{h,sp} = (h/h_{min})^{2/3} =$	1,34
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot A_{p,N}/A_{p,N}^0 \cdot y_{s,N} \cdot y_{ec,N} \cdot y_{re,N} \cdot y_{h,sp} =$	248,7 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / g_{Mc} =$	207,2 kN

VERIFICHE A TAGLIO

ROTTURA DELL'ACCIAIO SENZA BRACCIO DI LEVA




Numero tirafondi resistenti a taglio	$n_{V,tot} =$	4
Area resistente	$A_{res} =$	245,00 mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	640 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{uk} =$	800 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$g_{Ms} = 1,00 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$	1,25
Coefficiente che tiene conto della resistenza a rottura dell'acciaio	$k_6 =$	0,5
Resistenza caratteristica a taglio	$V_{Rk,s} = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk} =$	392,00 kN
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / g_{Ms} =$	313,60 kN

ROTTURA PER PRY-OUT DEL CALCESTRUZZO



Numero complessivo di ancoranti resistenti a taglio	$n_{V,tot} =$	4
Ancoranti resistenti a taglio afferenti al gruppo oggetto di verifica	$n =$	4
Resistenza caratteristica a trazione per rottura combinata sfil.-conica	$N_{Rk,p} =$	392,70 kN
Resistenza caratteristica a trazione per rottura conica	$N_{Rk,c} =$	139,1 kN
Fattore di sovrarresistenza	$k_8 =$	2
Resistenza caratteristica a taglio	$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min(N_{Rk,p}, N_{Rk,c}) =$	278,25 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{Rd,cp} = V_{Rk,cp} / g_{Mc} =$	231,9 kN

ROTTURA DEL BORDO DI CALCESTRUZZO			
			
Altezza efficace	$h_{eff} =$	250 mm	
Diametro nominale	$d =$	20 mm	
Numero tirafondi	$n =$	4	
Altezza minima supporto	$h_{min} = h_{ef} + 30 \geq 100$ se $d \leq 12$; $h_{ef} + 2 \cdot d$ se $d > 12$	290 mm	
Altezza supporto	$h =$	370 mm	
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	40 MPa	
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	32 MPa	
Distanza dal bordo libero opposto	$c_1 =$	690 mm	
Distanza da ulteriore bordo libero	$c_2 =$	0 mm	
Lunghezza effettiva di fissaggio	$l_f =$	220 mm	
Coefficiente di calcolo	$\alpha = 0,1 \cdot (l_f/c_1)^{0,5} =$	0,06	
Coefficiente di calcolo	$\beta = 0,1 \cdot (d/c_1)^{0,2} =$	0,05	
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato	$k_g =$	2,4	
Resistenza iniziale ancorante isolato	$V_{Rk,c}^0 = k_g \cdot d^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot c_1^{1,5} =$	380,10 kN	
Area di influenza ideale singolo ancorante	$A_{c,V}^0 = 4,5 c_1^2 =$	2142450 mm ²	
Interasse tirafondi interni	$s_2 =$	180 mm	
Area di influenza efficace	$A_{c,V} = (2 \cdot 1,5 c_1 + (n/2 - 1) \cdot s_2) \cdot \min(h; 1,5 c_1) =$	832500 mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza per ulteriori bordi	$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot (c_2/1,2 c_1) \leq 1$	1	
Coefficiente parziale di sicurezza per spessore elemento	$\psi_{h,V} = (1,5 c_1/h)^{0,5} > 1$	1,67	
Coefficiente parziale di sicurezza per angolo di taglio	$\psi_{a,V} =$	1	
Coefficiente parziale di sicurezza per eccentricità	$\psi_{ec,V} =$	0,9	
Coefficiente parziale di sicurezza per armatura di rinforzo	$\psi_{re,V} =$	1	
Resistenza caratteristica a taglio	$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,V}^0 / A_{c,V} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{a,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} =$	222,32 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2	
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / g_{Mc} =$	185,3 kN	

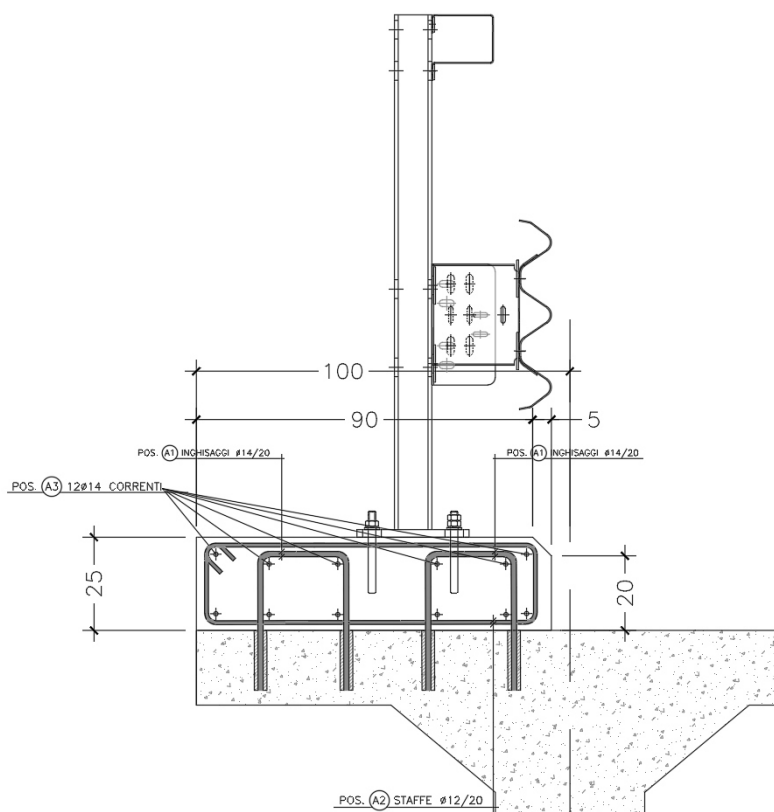
In seguito si presenta un riepilogo delle resistenze e le corrispondenti verifiche.

RIEPILOGO RESISTENZE ANCORAGGI	
Rottura dell'acciaio dell'ancorante	149,33 kN
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva (taglio)	313,60 kN
Modalità di rottura a trazione considerate:	
1. Rottura del cono di calcestruzzo	139,1 kN
1b. Rottura dell'adesione/splitting per gruppo di ancoranti	392,7 kN
1c. Rottura dell'adesione/splitting per singolo ancorante	196,35 kN
2. Rottura combinata a sfilamento e rottura conica del calcestruzzo	198,92 kN
3. Rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo	207,2 kN
Modalità di rottura a taglio considerate:	
4. Rottura per pry-out del calcestruzzo	231,87 kN
5. Rottura del bordo del calcestruzzo	185,27 kN

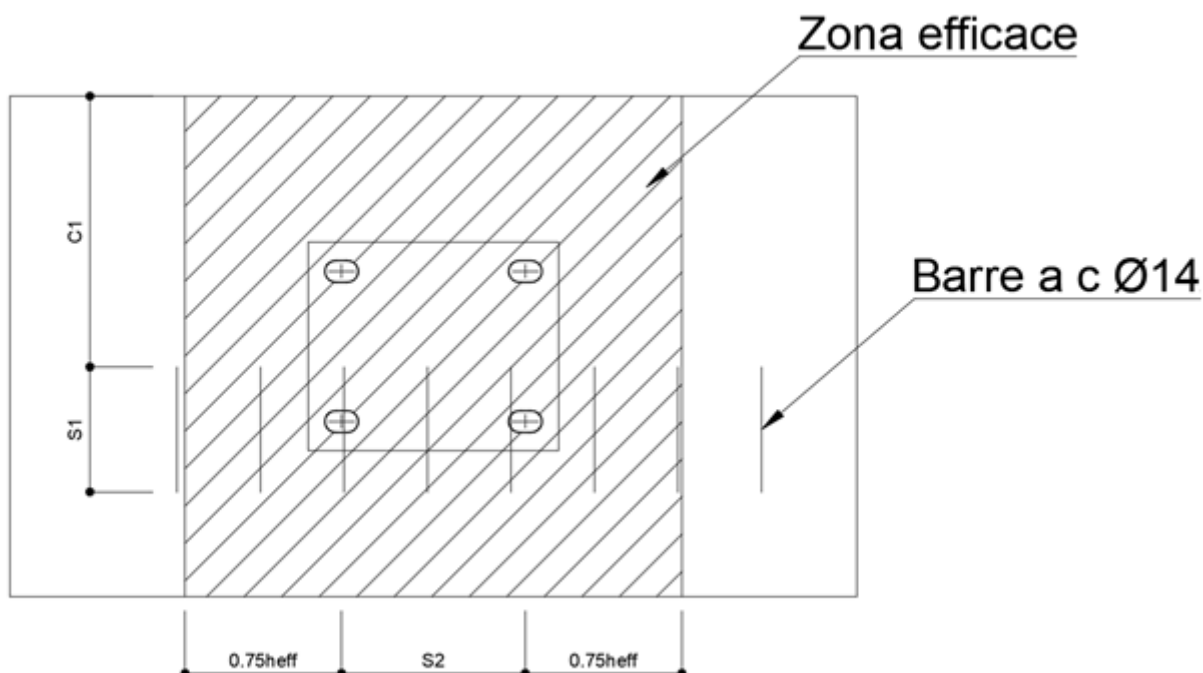
RIEPILOGO VERIFICHE

Rottura dell'acciaio dell'ancorante	0,81 <1
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva (taglio)	0,14 <1
Modalità di rottura a trazione considerate:	
1. Rottura del cono di calcestruzzo	1,7 <1
1a. Rottura dell'adesione/splitting per gruppo di ancoranti	0,6 <1
1b. Rottura dell'adesione/splitting per singolo ancorante	0,62 <1
2. Rottura combinata a sfilamento e rottura conica del calcestruzzo	1,22 <1
3. Rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo	1,17 <1
Modalità di rottura a taglio considerate:	
4. Rottura per pry-out del calcestruzzo	0,19 <1
5. Verifica armatura supplementare per rottura del bordo del calcestruzzo	0,24 <1

Le verifiche a rottura del cono di calcestruzzo e rottura combinata a sfilamento e rottura conica del calcestruzzo non risultano soddisfatte, è quindi necessario effettuare la verifica delle barre supplementari a C, ipotizzando che questa sarà prevista come riportato di seguito. Il numero di barre d'armatura per la verifica sarà quello presente dentro l'area efficace, come riportato in Figura.



Armatura cordolo in cls



Zona efficace

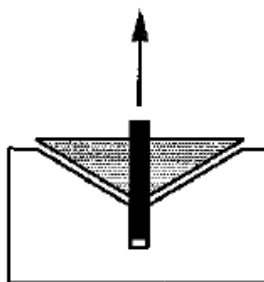
RESISTENZA ALLO SNERVAMENTO ARMATURA SUPPLEMENTARE (BARRE A C)

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk, re} =$	450 N/mm ²
numero di barre efficaci (ancoraggio 10 f) di armatura supplm.	$n_{re} =$	6
Diametro barra di armatura	$d =$	14 mm
Area di armatura singola barra	$A_{s, re, i} =$	153,94 mm ²
Resistenza caratteristica allo snervamento dell'armatura supplm.	$N_{Rk, re} = n_{re} \cdot A_{s, re, i} \cdot f_{yk, re} =$	415,63 KN
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_{Ms, re} =$	1
Resistenza di calcolo allo snervame	$N_{Rd, re} =$	415,6 KN

ROTTURA DEL CONO DI CALCESTRUZZO BARRE A C

Altezza efficace	$h_{eff} =$	150 mm
Diametro nominale	$d =$	14 mm
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	43 MPa
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato	$k_1 =$	11
Resistenza iniziale ancorante isolato	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} =$	132,51 kN
Interasse minimo per assenza interazione	$s_{cr,N} = 3 h_{eff} =$	450 mm
Area di influenza ideale singolo ancorante	$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} =$	202500 mm ²
Distanza minima dal bordo interno per assenza interazione	$c_{cr,N} = s_{cr,N} / 2 =$	225 mm
Distanza dal bordo libero esterno	$c_1 =$	265 mm
Interasse longitudinale barre a C	$s_1 =$	150 mm
Interasse trasversale barre a C	$s_2 =$	500 mm
Area di influenza efficace	$A_{c,N} = (s_2 + s_{cr,N}) \cdot (c_1 + s_1 + c_{cr,N}) =$	608000 mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per distanza dal bordo	$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot (c_1 / c_{cr,N}) \leq 1$	1,0
Coefficiente parziale di sicurezza per eccentricità carico	$y_{ec,N} =$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per armatura	$y_{re,N} =$	1
Coefficiente per presenza di forza di compressione	$y_{M,N} =$	1
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot y_{s,N} \cdot y_{ec,N} \cdot y_{re,N} \cdot y_{M,N} =$	397,9 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / g_{Mc} =$	331,6 kN

ROTTURA COMBINATA PER SFILAMENTO E ROTTURA CONICA DEL CALCESTRUZZO BARRE A C



Altezza efficace	$h_{ef} =$	150,0 mm
Diametro nominale	$d =$	14,0 mm
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck.cube} =$	43,0 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	43,0 MPa
Resistenza caratteristica ancoraggio per cls C20/25 non fess.	$t_{Rk} =$	15,0 MPa
Coefficiente di resistenza tangenziale	$y_{sus}^0 =$	0,6
Coefficiente di resistenza tangenziale	$y_{sus} =$	1
Resistenza iniziale ancorante isolato	$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot t_{Rk} =$	99,0 kN
Interasse minimo per assenza interazione	$s_{cr,Np} = 7,3 d (t_{Rk} \cdot y_{sus})^{0,5} \leq 3 h_{ef} =$	395,8 mm
Area di influenza ideale singolo ancorante	$A_{p,N}^0 = s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np} =$	156672,6 mm ²
Distanza minima dal bordo interno per assenza interazione	$c_{cr,Np} = s_{cr,Np} / 2 =$	197,9 mm
Distanza dal bordo libero esterno	$c_1 =$	265 mm
Interasse longitudinale barre a C	$s_1 =$	150 mm
Interasse trasversale barre a C	$s_2 =$	500 mm
Area di influenza efficace	$A_{c,N} = (s_2 + s_{cr,Np}) \cdot (c_1 + s_1 + c_{cr,Np}) =$	549055,9 mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per distanza dal bordo	$y_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot (c_1 / c_{cr,Np}) \leq 1$	1
Coefficiente per cls non fessurato	$K_3 =$	11
Resistenza tangenziale di aderenza caratteristica	$t_{Rk,C} =$	15 MPa
Numero tirafondi resistenti a trazione	$n =$	2
Coefficiente massimo parziale di sicurezza per interazione	$y_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot (t_{Rk} / t_{Rk,C}) \geq 1$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per interazione	$y_{g,Np} = y_{g,Np}^0 - (s / s_{cr,Np})^{0,5} \cdot (y_{g,Np}^0 - 1) \geq 1$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per eccentricità carico	$y_{ec,Np} =$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per armatura	$y_{re,Np} =$	1
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot A_{p,N} / A_{p,N}^0 \cdot y_{s,Np} \cdot y_{g,Np} \cdot y_{ec,Np} \cdot y_{re,Np} =$	346,8 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / g_{Mc} =$	289,00 kN

RIEPILOGO VERIFICHE ARMATURA SUPPLEMENTARE

Rottura del cono di calcestruzzo barre a C	0,73 < 1
Resistenza allo snervamento barre a C	0,58 < 1
Rottura combinata per sfilamento e rottura conica barre a C	0,84 < 1

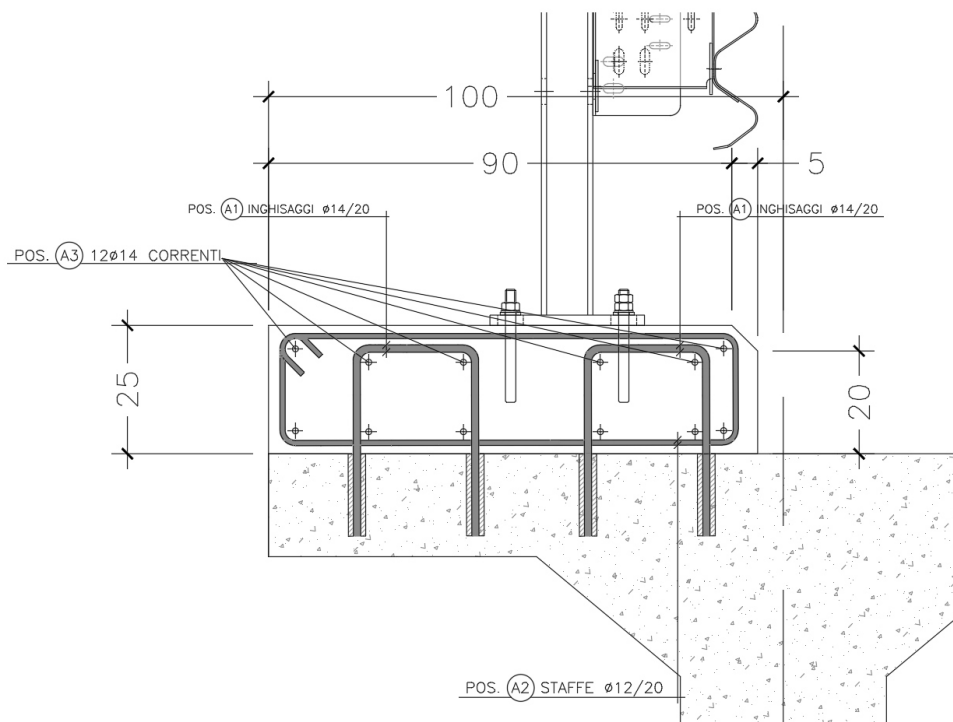
Verifiche combinate taglio e trazione.

ROTTURA COMBINATA TAGLIO E TRAZIONE - ROTTURA ACCIAIO		
Rottura dell'acciaio dell'ancorante	β_N	0,81
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva (taglio)	β_V	0,14
VERIFICA SECONDO LA FORMULA 7.54 DEL PARAGRAFO 7.2.3.1 DELL'UNI EN 1992-4:2018	$\beta_N^2 + \beta_V^2 \leq 1$	0,68

ROTTURA COMBINATA TAGLIO E TRAZIONE - MECCANISMI CON ARMATURA SUPPLEMENTARE		
Modalità di rottura a trazione considerate:		
1. Rottura del cono di calcestruzzo	β_N	0,73
1a. Rottura dell'adesione/splitting per gruppo di ancoranti	β_N	0,62
1b. Rottura dell'adesione/splitting per singolo ancorante	β_N	0,62
2. Rottura combinata a sfilamento e rottura conica del calcestruzzo	β_N	0,73
3. Rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo	β_N	0,60
Modalità di rottura a taglio considerate:		
4. Rottura per pry-out del calcestruzzo	β_V	0,19
5. Verifica per rottura del bordo del calcestruzzo	β_V	0,24
VERIFICA SECONDO LA FORMULA 7.55 DEL PARAGRAFO 7.2.3.1 DELL'UNI EN 1992-4:2018	$B_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} \leq 1$	0,75

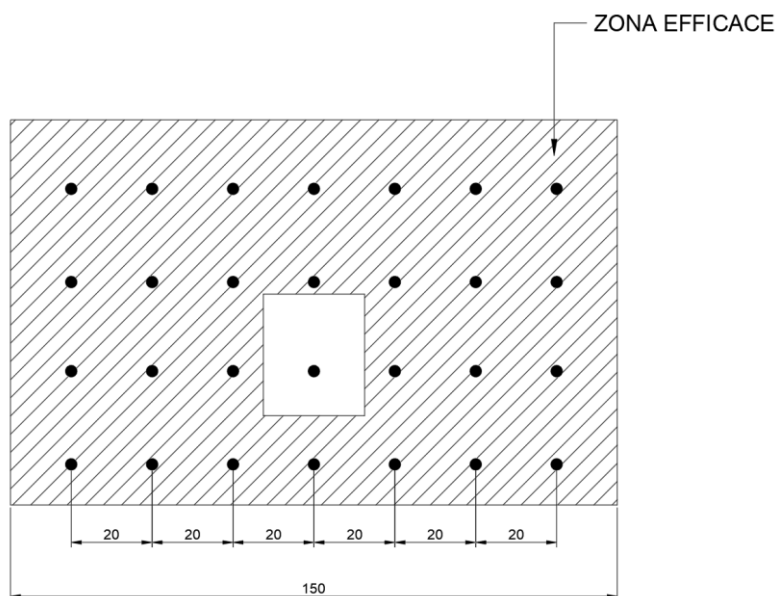
9.6 Verifiche Sezione S3

Nella posizione S3 si procede a verificare la resistenza degli ancoranti cordolo/soletta esistente, in modo tale di garantire la resistenza a meccanismi di rotazione o scorrimento come corpo rigido. La disposizione degli ancoraggi è riportata di seguito assieme alle caratteristiche geometriche della sezione di verifica.



Armatura cordolo in cls

La disposizione degli ancoraggi da come vista nell'immagine sopra riportata consta da quattro ancoraggi all'estradosso della soletta, tutti sono fatti con barre in acciaio diametro 14 mm con un passo da 200 mm. Le resistenze degli ancoraggi sarà verificato sia per i singoli ancorante che per il gruppo con gli stati limiti riportate in questa sezione dopodiché questa resistenza verrà confrontata con gli sforzi negli elementi in modo tale di determinare se la disposizione e le dimensioni previste hanno la resistenza adeguata all'applicazione. Per il calcolo della forza assiale su ogni singola barra, viene considerata una sezione efficace pari alla distanza tra i montanti della barriera, che in questo caso corrisponde a 1.50 m. Come riportato di seguito.



Di seguito si riporta il calcolo del tiro su ciascuna delle barre $\varnothing 14$ inghisate.

Titolo : _____

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 28 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	95
3	150	95
4	150	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
24	1,54	55	78
25	1,54	75	78
26	1,54	95	78
27	1,54	115	78
28	1,54	135	78

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

N Ed 0 **0** kN
M xEd 50 **45,2** kNm
M yEd 0 **0**

P.to applicazione N
☐ Centro ☐ Baricentro cls
☒ Coord.[cm] xN 75 yN 37

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6 N/mm²
 τ_{c1} 1,829 N/mm²

σ_c -0,5496 N/mm²
 σ_s 32,74 N/mm²
 ϵ_s 0,1637 ‰
 d 85 cm
 x 17,1 x/d 0,2012
 δ 0,7

Verifica
 N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

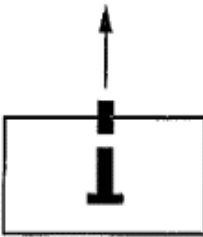
$$\sigma_s = 32.74 \text{ N/mm}^2$$

Il valore di σ_s corrisponde con la tensione massima sul tirafondo più sollecitato, in maniera cautelativa questo sforzo massimo di trazione viene ipotizzato come uguale per tutti i tre tirafondi.

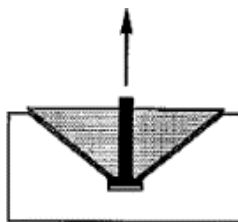
$$N_{Ed} = 32.74 \text{ N/mm}^2 \times 153.9 \text{ mm}^2 = 5.0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed, \text{gruppo}} = 105 \text{ kN}$$

Considerando solo le barre tese (prime tre file) ed in favore della sicurezza considerando la trazione massima uguale su tutte le barre.

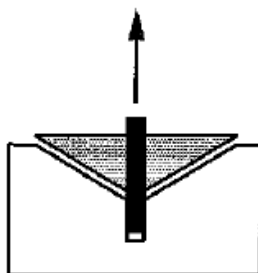
ROTTURA DELL'ACCIAIO			
		$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
Numero tirafondi resistenti a trazione	n	1	
Area resistente	A _{res}	153,9 mm ²	
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk}	450,0 MPa	
Tensione caratteristica di rottura	f _{uk}	540,0 MPa	
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio (trazione)	$g_{Ms} = 1,05 \cdot f_{uk} / f_{yk} \geq 1,25$	1,3	
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{Rk,s} = A_{res} \cdot f_{uk}$	83,1 kN	
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / g_{Ms}$	66,0 kN	

ROTTURA DEL CONO DI CALCESTRUZZO



Altezza efficace	$h_{eff} =$	150 mm
Diametro nominale	$d =$	14 mm
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	43 MPa
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato	$k_1 =$	7,1
Resistenza iniziale ancorante isolato	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{eff}^{1.5} =$	85,53 kN
Interasse minimo per assenza interazione	$s_{cr,N} = 3 h_{eff} =$	450 mm
Area di influenza ideale singolo ancorante	$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} =$	202500 mm ²
Distanza minima dal bordo interno per assenza interazione	$c_{cr,N} = s_{cr,N} / 2 =$	225 mm
Distanza dal bordo libero interno	$c_1 =$	955 mm
Distanza dal bordo libero esterno	$c_2 =$	200 mm
Interasse longitudinale tirafondi di estremità	$s_1 =$	240 mm
Area di influenza efficace	$A_{c,N} = (c_1 + \min(c_{cr,N}; c_2)) \cdot (s_{cr,N} + s_1) =$	796950 mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per distanza dal bordo	$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot (c_1 / c_{cr,N}) \leq 1$	1,0
Coefficiente parziale di sicurezza per eccentricità carico	$y_{ec,N} =$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per armatura	$y_{re,N} =$	1
Coefficiente per presenza di forza di compressione	$y_{M,N} =$	1
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^0 \cdot y_{s,N} \cdot y_{ec,N} \cdot y_{re,N} \cdot y_{M,N} =$	336,6 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / g_{Mc} =$	280,5 kN

ROTTURA COMBINATA PER SFILAMENTO E ROTTURA CONICA DEL CALCESTRUZZO

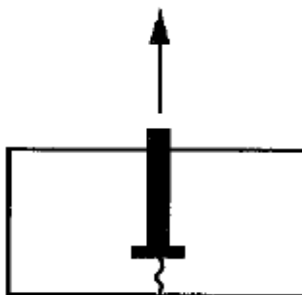


Altezza efficace	$h_{ef} =$	150,0 mm
Diametro nominale	$d =$	14,0 mm
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck.cube} =$	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	43,0 MPa
Resistenza caratteristica ancoraggio per cls C20/25 non fess.	$t_{Rk} =$	15,0 MPa
Coefficiente di resistenza tangenziale	$y_{sus}^0 =$	0,6
Coefficiente di resistenza tangenziale	$y_{sus} =$	1
Resistenza iniziale ancorante isolato	$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot t_{Rk} =$	99,0 kN
Interasse minimo per assenza interazione	$s_{cr,Np} = 7,3 d (t_{Rk} \cdot y_{sus})^{0,5} \leq 3 h_{ef} =$	395,8 mm
Area di influenza ideale singolo ancorante	$A_{p,N}^0 = s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np} =$	156672,6 mm ²
Distanza minima dal bordo interno per assenza interazione	$c_{cr,Np} = s_{cr,Np} / 2 =$	197,9 mm
Distanza dal bordo libero interno	$c_1 =$	950,0 mm
Distanza dal bordo libero esterno	$c_2 =$	200,0 mm
Interasse longitudinale tirafondi di estremità	$s_1 =$	240,0 mm
Area di influenza efficace	$A_{p,N} = (c_1 + \min(c_{cr,Np}; c_2)) \cdot (s_{cr,Np} + s_1) =$	729862,5 mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per distanza dal bordo	$y_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot (c_1 / c_{cr,Np}) \leq 1$	1
Coefficiente per cls non fessurato	$K_3 =$	11
Resistenza tangenziale di aderenza caratteristica	$t_{Rk,C} = (K_3 / (\pi d)) \cdot (h_{eff} f_{ck})^{0,5} =$	15 MPa
Numero tirafondi resistenti a trazione	$n =$	22
Coefficiente massimo parziale di sicurezza per interazione	$y_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot (t_{Rk} / t_{Rk,C}) \geq 1$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per interazione	$y_{g,Np} = y_{g,Np}^0 - (s / s_{cr,Np})^{0,5} \cdot (y_{g,Np}^0 - 1) \geq 1$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per eccentricità carico	$y_{ec,Np} =$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per armatura	$y_{re,Np} =$	1
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot A_{p,N} / A_{p,N}^0 \cdot y_{s,Np} \cdot y_{g,Np} \cdot y_{ec,Np} \cdot y_{re,Np} =$	461,0 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / g_{Mc} =$	384,17 kN

ROTTURA DELL'ADESIONE/SPLITTING			
Per singolo ancorante			
lunghezza di ancoraggio	$l_b =$	150 mm	
diametro nominale	$d =$	14 mm	
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	N/mm ²	
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	43 N/mm ²	
Resistenza caratteristica ancoraggio per cls C20/25 non fessurato	$t_{Rk,ucr} =$	15 N/mm ²	
coefficiente legato alle condizioni di aderenza	$\eta_1 =$	1	
fattore legato al prodotto	$A_k =$	4,2	
esponente legato alla resistenza a compressione del cls	$sp_1 =$	0,35	
esponente legato al diametro della barra	$sp_2 =$	0,19	
esponente legato al copriferro	$sp_3 =$	0,67	
esponente legato al copriferro laterale	$sp_4 =$	0,33	
esponente legato alla lunghezza di ancoraggio	$lb_1 =$	0,6	
fattore legato al cls fessurato	$W_{cr} =$	0,87	
distanza longitudinale tra le barre	$c_{s1} =$	200 mm	
distanza trasversale tra le barre	$c_{s2} =$	240 mm	
distanza trasversale dal bordo esterno	$c_y =$	200 mm	
minimo tra le distanze dai bordi	$c_d = \min (c_{s1}/2; c_y) =$	100 mm	
massimo tra le distanze dai bordi	$c_{max} = \max (c_{s2}/2; c_y) =$	200 mm	
rapporo tra c_d e c_{max}	$c_{max}/c_d < 3,5 =$	OK	
coefficiente che tiene conto dall'armatura trasversale ($a_1 > 125$ mm)	$k_m =$	0	
coefficiente che tiene conto del quantitativo di armatura trasversale	$k_{tr} =$	0	
coefficiente	$y_{sus}^0 =$	0,88	
coefficiente	$a_{sus} =$	1	
Coefficiente	$y_{sus} =$	1	
coefficiente che tiene conto della pressione trasversale nel cls	$W_{p,tr} =$	1	
Resistenza caratteristica ancoraggio adesione/splitting	$t_{Rk,sp} =$	15,00 N/mm ²	
Resistenza caratt. a rottura dell'adesione/splitting singola barra	$N_{Rk,sp} = t_{Rk,sp} \cdot l_b \cdot \phi \cdot \pi =$	98,96 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2	
Resistenza di calcolo a rottura dell'adesione/splitting singola barra	$N_{Rk,sp}^g = N_{Rk,sp}^g / g_{Mc} =$	82,47 kN	

Per gruppo di ancoranti		
lunghezza di ancoraggio	$l_b =$	150 mm
diametro nominale	$d =$	14 mm
Numero di ancoranti per gruppo		22
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	43 N/mm ²
Resistenza caratteristica ancoraggio per cls C20/25 non fessurato	$t_{Rk,ucr} =$	15 N/mm ²
coefficiente legato alle condizioni di aderenza	$h_1 =$	1
fattore legato al prodotto	$A_k =$	4,2
esponente legato alla resistenza a compressione del cls	$sp_1 =$	0,35
esponente legato al diametro della barra	$sp_2 =$	0,19
esponente legato al copriferro	$sp_3 =$	0,67
esponente legato al copriferro laterale	$sp_4 =$	0,33
esponente legato alla lunghezza di ancoraggio	$lb_1 =$	0,6
fattore legato al cls fessurato	$W_{cr} =$	0,87
distanza longitudinale tra le barre	$c_{s1} =$	200 mm
distanza trasversale tra le barre	$c_{s2} =$	240 mm
distanza trasversale dal bordo esterno	$c_y =$	200 mm
minimo tra le distanze dai bordi	$c_d = \min (c_{s1}/2; c_y) =$	100 mm
massimo tra le distanze dai bordi	$c_{max} = \max (c_s/2; c_y) =$	200 mm
rapporo tra c_d e c_{max}	$c_{max}/c_d < 3,5 =$	OK
coefficiente che tiene conto dall'armatura trasversale ($a_1 > 125$ mm)	$k_m =$	0
coefficiente che tiene conto del quantitativo di armatura trasversale	$k_{tr} =$	0
coefficiente	$y_{sus}^0 =$	0,88
coefficiente	$a_{sus} =$	1
Coefficiente	$y_{sus} =$	1
coefficiente che tiene conto della pressione trasversale nel cls	$W_{p,tr} =$	1
Resistenza caratteristica ancoraggio adesione/splitting	$t_{Rk,sp} =$	15,00 N/mm ²
Resistenza caratt. a rottura dell'adesione/splitting singola barra	$N_{Rk,sp} = t_{Rk,sp} \cdot l_b \cdot f \cdot p =$	99,0 kN
Resistenza caratt. a rottura dell'adesione/splitting gruppo barre	$N_{Rk,sp}^g = (n_{re} \cdot N_{Rk,sp}) =$	2177,1 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a rottura dell'adesione/splitting gruppo barre	$N_{Rk,sp}^g = N_{Rk,sp}^g / g_{Mc} =$	1814,3 kN

ROTTURA PER SPLITTING DEL CALCESTRUZZO



Altezza efficace	$h_{ef} =$	150 mm
Diametro nominale	$d =$	14 mm
Altezza supporto	$h =$	200 mm
Altezza minima supporto	$h_{min} = h_{ef} + 30 \geq 100$ se $d \leq 12$; $h_{ef} + 2 \cdot d$ se $d > 12$	178 mm
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck,cube} =$	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck} =$	43 N/mm ²
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato	$k_1 =$	7,1
Resistenza iniziale ancorante isolato	$N_{RK,sp}^0 = \min (N_{RK,p}^0 ; N_{RK,c}^0) =$	137,9 KN
Dist. Min. dal bordo interno per assenza inter.	$c_{cr,sp} = h_{ef}$ se $h/h_{ef} \geq 2$; $(4,6 h_{ef}) - (1,8 h)$ se $2 < h/h_{ef} < 1,3$	330 mm
Interasse minimo per assenza interazione	$s_{cr,sp} = 2 c_{cr,sp} =$	660 mm
Area di influenza ideale singolo ancorante	$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp} =$	435600 mm ²
Distanza dal bordo libero	$c_1 =$	950 mm
Distanza dal bordo libero esterno	$c_2 =$	200 mm
Interasse longitudinale tirafondi	$s_1 =$	260 mm
Area di influenza efficace	$A_{p,N} = (c_1 + \min(c_{cr,Np}, c_2)) \cdot (s_{cr,Np} + s_1) =$	759000 mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per distanza dal bordo	$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot (c_1/c_{cr,sp}) \leq 1$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per eccentricità carico	$y_{ec,N} =$	1
Coefficiente parziale di sicurezza per armatura	$y_{re,N} =$	1
Coef. parziale di secur. per profondità del supporto	$y_{h,sp} = (h/h_{min})^{2/3} \leq \max [1; (((h_{eff} + 1,5c_1)/h_{min})^{2/3})] \leq 2 =$	1,6
Resistenza caratteristica a trazione	$N_{RK,sp} = N_{RK,c}^0 \cdot A_{p,N}/A_{p,N}^0 \cdot y_{s,N} \cdot y_{ec,N} \cdot y_{re,N} \cdot y_{h,sp} =$	384,5 KN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{Rd,sp} = N_{RK,sp} / g_{Mc} =$	320,4 KN

VERIFICHE A TAGLIO

ROTTURA DELL'ACCIAIO SENZA BRACCIO DI LEVA



Numero tirafondi resistenti a taglio	$n_{V,tot} =$	28
Area resistente	$A_{res} =$	153,90 mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{uk} =$	540 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$g_{Ms} = 1,00 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$	1,2
Coefficiente che tiene conto della resistenza a rottura dell'acciaio	$k_6 =$	0,5
Resistenza caratteristica a taglio	$V_{Rk,s} = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk} =$	1163,48 kN
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / g_{Ms} =$	969,57 kN

ROTTURA PER PRY-OUT DEL CALCESTRUZZO



Numero complessivo di ancoranti resistenti a taglio	$n_{V,tot} =$	28
Ancoranti resistenti a taglio afferenti al gruppo oggetto di verifica	$n =$	28
Resistenza caratteristica a trazione per rottura combinata sfil.-conica	$N_{Rk,p} =$	1814,27 kN
Resistenza caratteristica a trazione per rottura conica	$N_{Rk,c} =$	280,5 kN
Fattore di sovrarresistenza	$k_8 =$	2
Resistenza caratteristica a taglio	$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min(N_{Rk,p}, N_{Rk,c}) =$	561,03 kN
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$g_{Mc} = g_c \cdot g_{inst} =$	1,2
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{Rd,cp} = V_{Rk,cp} / g_{Mc} =$	467,5 kN

In seguito si presenta un riepilogo delle resistenze e le corrispondenti verifiche.

RIEPILOGO RESISTENZE ANCORAGGI

Rottura dell'acciaio dell'ancorante	65,96 kN
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva (taglio)	969,57 kN

Modalità di rottura a trazione considerate:

1. Rottura del cono di calcestruzzo	280,5 kN
1b. Rottura dell'adesione/splitting per gruppo di ancoranti	1814,3 kN
1c. Rottura dell'adesione/splitting per singolo ancorante	82,47 kN
2. Rottura combinata a sfilamento e rottura conica del calcestruzzo	384,17 kN
3. Rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo	320,4 kN

Modalità di rottura a taglio considerate:

4. Rottura per pry-out del calcestruzzo	467,52 kN
---	-----------

AZIONI SUI TIRAFONDI

Sforzo massimo sul tirafondo più sollecitato	32,74 N/mm ²
Area del tirafondo	153,90 mm ²
Forza di taglio agente sul gruppo di tirafondi	49,76 kN
Forza assiale agente sulla barra più sollecitata	5,04 kN
Forza assiale agente sul gruppo di tirafondi	105,81 kN

RIEPILOGO VERIFICHE

Rottura dell'acciaio dell'ancorante	0,08 < 1
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva (taglio)	0,05 < 1

Modalità di rottura a trazione considerate:

1. Rottura del cono di calcestruzzo	0,4 < 1
1a. Rottura dell'adesione/splitting per gruppo di ancoranti	0,1 < 1
1b. Rottura dell'adesione/splitting per singolo ancorante	0,06 < 1
2. Rottura combinata a sfilamento e rottura conica del calcestruzzo	0,28 < 1
3. Rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo	0,3 < 1

Modalità di rottura a taglio considerate:

4. Rottura per pry-out del calcestruzzo	0,11 < 1
---	----------

9.7 Verifica Sezione S2 e S1

Le verifiche delle Sezioni S2 e S1 vengono omesse perché lo sbalzo della soletta è trascurabile e le azioni dovute all'urto gravano praticamente nella loro totalità sulla trave principale.

9.8 Verifiche strutturali cordoli

In seguito vengono riportate le verifiche strutturali dei cordoli in base alle sollecitazioni riportate in precedenza.

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio § 4.1.2.3.5.1

Sollecitazione a SLU	V_{Ed}	45,20 kN
Sforzo normale nella sezione	N_{Ed}	0,00 kN
Altezza della sezione lungo la direzione del taglio	h	950 mm
Larghezza dell'anima resistente a taglio	b_w	250 mm
Copriferro	c	50 mm
Altezza utile della sezione	d	900 mm
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0,18
Tensione normale media	σ_{cp}	0,00 Mpa
Coefficiente	k	1,47
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_l	0,0096
Tensione tangenziale minima	v_{min}	0,35 MPa
Resistenza minima del calcestruzzo	$V_{Rd,min}$	79,51 kN
Resistenza a taglio del calcestruzzo	V_{Rd}	186,50 kN
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{Rd} < 1$	0,24

Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti § 4.1.2.3.6

Sollecitazione a SLU	T_{Ed}	45,20 kNm
Area delle armature longitudinali	A_{sl}	2155,13 mm ²
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	237500 mm ²
Perimetro della sezione di calcestruzzo	u	2400 mm
Spessore della sezione resistente cava	t	98,96 mm
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	A	128542,75 mm ²
Perimetro medio del nucleo resistente	u_m	2004,17 mm
Area della armatura trasversale torsione	A_{st}	226,19 mm ²
Torsione resistente dovuto al calcestruzzo	T_{Rcd}	140,36 kNm
Torsione resistente dovuto alle staffe trasversali	T_{Rsd}	327,12 kNm
Torsione resistente dovuto all'armatura longitudinale	T_{Rld}	49,76 kNm
Resistenza di progetto alla torsione	T_{Rd}	49,76 kNm
Verifica a torsione	$T_{Ed}/T_{Rd} < 1$	0,91

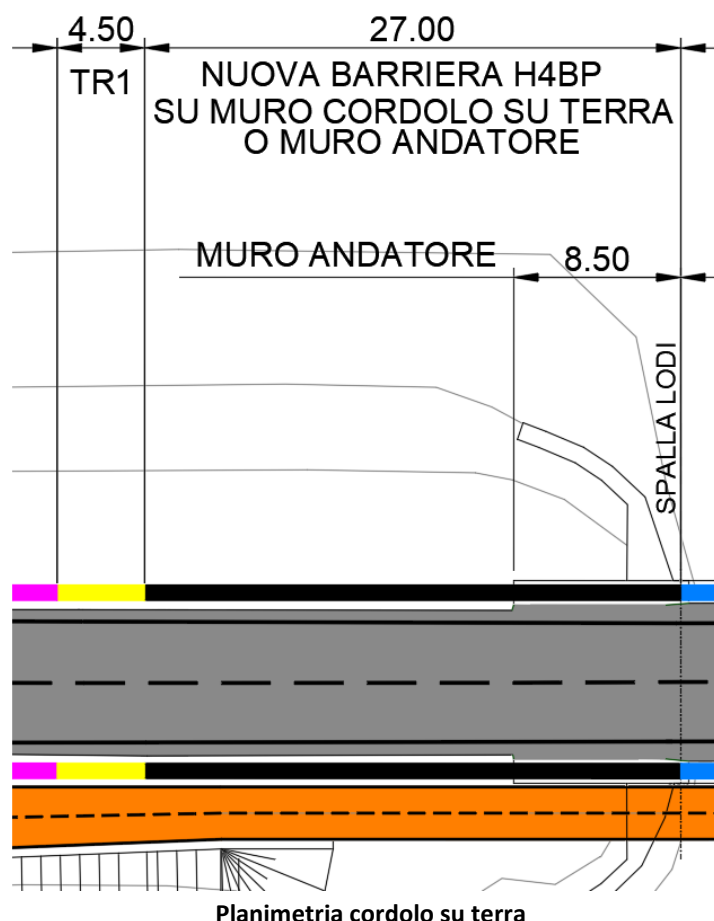
Nel caso della verifica a taglio, il fattore di sfruttamento $E_d/R_d = 0.24 < 1$ e quindi risulta verificato, mentre che per le sollecitazioni torcenti il fattore di sfruttamento $E_d/R_d = 0.91 < 1$ e risulta quindi verificato anche nei confronti di sollecitazioni torcenti.

Inoltre si procede a verificare la resistenza alle sollecitazioni composte torsione e taglio, come riportato in seguito.

Sollecitazioni composte torsione e taglio § 4.1.2.3.6		
Verifica sollecitazione composta torsione e taglio	$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rcd} < 1$	0,36

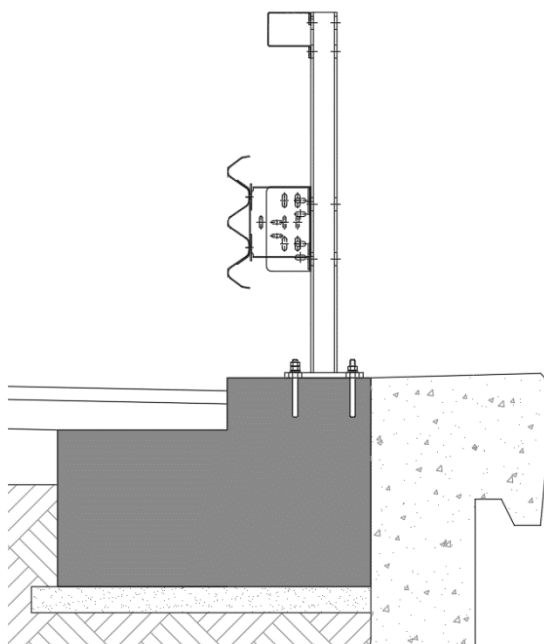
10 VERIFICA CORDOLO SU TERRA

E' prevista la realizzazione di cordoli su terra, oltr el'opera d'arte come riportato nella planimetria delle barriere. Come verifica iniziale di questi manufatti si prende in considerazione la loro resistenza in confronto degli stati limiti geotecnici ovvero ribaltamento, scorrimento e capacità portante. Nel caso del cordolo rettangolare questo consente di dimensionare la altezza massima del manufatto in modo tale di non raggiungere questi stati limiti.



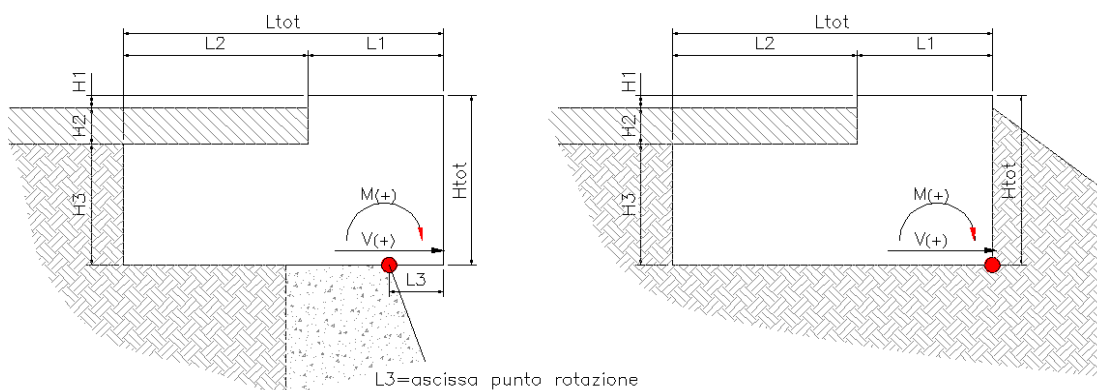
Planimetria cordolo su terra

In seguito vengono riportate le verifiche del cordolo su terra, considerando come sviluppo 13.50 m in favore della sicurezza.



Prospetto cordolo su terra

Geometria del cordolo



H1 =	0,05 m
H2 =	0,15 m
H3 =	0,60 m
Altezza cordolo Htot =	0,80 m
Sviluppo longitudinale	13,50 m
Superficie cordolo	0,83 m ²
Ascissa punto di rotazione L3 =	0 m
L1 =	0,55 m
L2 =	0,65 m
Larghezza cordolo Ltot =	1,20 m

Caratteristiche del terreno

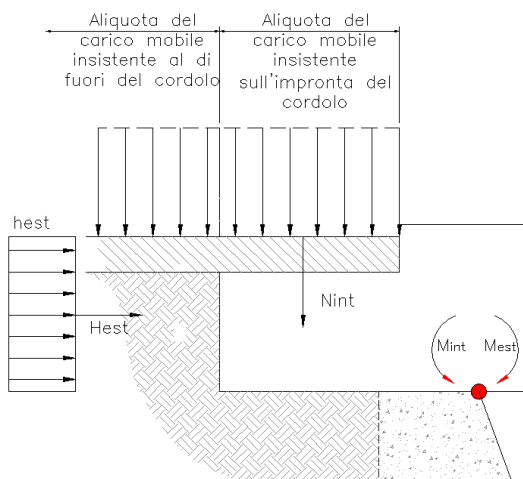
Peso specifico terreno	20 kN/mc
Angolo di attrito terreno	30 °
coefficiente di spinta attiva ka	0,33
coefficiente di spinta passiva kp	3,00
Aliquota considerata spinta passiva	10%
Altezza ricoprimento Hr	0,10 m

Azione dell'Urto (NTC - paragrafo 3.6.3.3.2)

Vurto =	100,0 kN
Murto =	175,0 kNm

Azione del Carico mobile (Circolare, paragrafo C.5.1.3.3.5.1)

2Q1k =	600 kN
q1k	9 kN/m ²
Superficie di distribuzione del carico tandem:	
Ltrasversale =	3,00 m
Llongitudinale =	2,20 m
Risultanti azione verticale insistente su impronta del cordolo	
Nint,2Q1k =	130,0 kN
Nint,q1k =	79,0 kN
Mint,2Q1k =	-113,8 kN
Mint,q1k =	-69,1 kNm
Risultanti azione verticale esterna all'impronta del cordolo	
Nest,2Q1k =	470,0 kN
	90,9 kN/mq
Nest,q1k =	285,5 kN
	9,0 kN/mq
Hest,2Q1k	50,0 kN
Hest,q1k	30,4 kN
Mest,2Q1k	18,8 kNm
Mest,q1k	11,4 kNm



Verifica a Ribaltamento - Approccio 2 (A1, M1, R3)	Momento ribaltante	Momento stabilizzante
Condizione di carico 2 (senza considerare il q1k)		
Azione dell'Urto (NTC - paragrafo 3.6.3.3.2)	175,00 kNm	0,00 kNm
Azione del Carico mobile (Circolare, paragrafo C.5.1.3.3.5.1)		
M,2Q1k	18,75 kNm	113,75 kNm
M,q1k	0,00 kNm	0,00 kNm
Peso proprio cordolo	0,00 kNm	156,01 kNm
Peso proprio pavimentazione	0,00 kNm	25,34 kNm
Peso proprio barriere di sicurezza	0,00 kNm	18,56 kNm
Spinte del terreno	0,64 kNm	0,01 kNm
	194,39 kNm	313,67 kNm
c.s. = Mres/Mrib	1,61	>1.00: VERIFICATO

Verifica a Scorrimento - Approccio 2 (A1, M1, R3)

Coefficiente attrito cls-cls	0,55
coefficiente di attrito terreno - calcestruzzo	0,58
Azioni orizzontali:	
Azione dell'Urto (NTC - paragrafo 3.6.3.3.2)	100,0 kN
Azione del Carico mobile (Circolare, paragrafo C.5.1.3.3.5.1)	
Hest,2Q1k	50,0 kN
Hest,q1k	30,4 kN
Spinte del terreno	
Spinta attiva: Sa =	5,5 kN
Spinta passiva: Sp =	-0,4 kN
	99,6 kN
Azioni verticali:	
Azione del Carico mobile (Circolare, paragrafo C.5.1.3.3.5.1)	
Nint,2Q1k =	130,0 kN
Nint,q1k =	79,0 kN
Peso proprio cordolo	
PP1 = L1 x (H1+H2) =	37,1 kN
PP2 = Ltot x H3 =	243,0 kN
Peso proprio pavimentazione	29,0 kN
Peso proprio barriere di sicurezza	67,5 kN
	585,6 kN
Condizione di carico 1	
Forza sollecitante	99,6 kN
Forza resistente (attrito)	322,1 kN
c.s. = Fres/Fsoll	0,31 < 1.10: VERIFICATO

Verifica in condizioni drenate			
$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$			
fattori di capacità portante	N_c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N_γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N_q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s_c	$1 + (N_q / N_c) (B' / L')$	Vesic (1973-1975)
	s_γ	$1 - 0.4 (B' / L')$	"
	s_q	$1 + \tan(\phi) (B' / L')$	"
	approfondimento		
	d_c	$d_q [(1 - d_q) / (N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d_q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per $D/B' < 1$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per $D/B' > 1$	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i_c	$i_q [(1 - i_q) / (N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i_γ	$[1 - (H / (N + B' L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i_q	$[1 - (H / (N + B' L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')]$	"
	inclinazione fondazione		
	b_q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)
	b_γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"
	b_c	$b_q [(1 - b_q) / (N_c \tan \phi')]$	"
	inclinazione piano campagna		
	g_q	$(1 - \tan \omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)
	g_γ	$(1 - \tan \omega)^2$	"
	g_c	$g_q [(1 - g_q) / (N_c \tan \phi')]$	"

Caratteristiche geotecniche e geometriche			
γ_w	peso di volume acqua	9,807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	20,0	(kN/m ³)
φ'	angolo di attrito	30,0	(°)
c'	coesione drenata	0,0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	0,66	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	13,50	(m)
D	approfondimento della fondazione	0,75	(m)
α	inclinazione della fondazione	0,0	(°)
β	pendenza piano di campagna	0,0	(°)
fattori di capacità portante		Nc =	30,14
		N γ =	22,40
		Nq =	18,40
fattori di forma		Sc =	1,03
		S γ =	0,98
		Sq =	1,03
fattori di approfondimento		dc =	1,14
		d γ =	1,00
		dq =	1,13
fattori di inclinazione del carico		ic =	1,32
		i γ =	1,50
m = 1,953		iq =	1,30
fattori di inclinazione della fondazione		bc =	1,00
		b γ =	1,00
		bq =	1,00
fattori di inclinazione del piano di campagna		gc =	1,00
		g γ =	1,00
		gq =	1,00
Capacità portante limite: <u>Approccio 2</u> $\gamma_R = 2,3$			
$q_{lim} =$		637,57	(kN/m ²)
$q_{amm} =$		277,20	(kN/m ²)
$Ed =$		65,57	(kN/m ²)
c.s. = q_{amm}/Ed		4,23	>1.00: VERIFICATO

Per le verifiche della sezione di attacco tra la barriera e il cordolo si rimanda al paragrafo 9.5.

In seguito vengono riportate le verifiche strutturali del cordolo.

Per le verifiche strutturali si procede a valutare la sezione più debole del cordolo, ovvero una sezione di 55cm x 25 cm.

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio § 4.1.2.3.5.1

Sollecitazione a SLU	V_{Ed}	45,20 kN
Sforzo normale nella sezione	N_{Ed}	0,00 kN
Altezza della sezione lungo la direzione del taglio	h	550 mm
Larghezza dell'anima resistente a taglio	b_w	250 mm
Copriferro	c	50 mm
Altezza utile della sezione	d	500 mm
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0,18
Tensione normale media	σ_{cp}	0,00 Mpa
Coefficiente	k	1,63
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_l	0,0283
Tensione tangenziale minima	v_{min}	0,41 MPa
Resistenza minima del calcestruzzo	$V_{Rd,min}$	51,62 kN
Resistenza a taglio del calcestruzzo	V_{Rd}	164,99 kN
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{Rd} < 1$	0,27

Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti § 4.1.2.3.6

Sollecitazione a SLU	T_{Ed}	45,20 kNm
Area delle armature longitudinali	A_{sl}	2155,13 mm ²
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	137500 mm ²
Perimetro della sezione di calcestruzzo	u	1600 mm
Spessore della sezione resistente cava	t	85,94 mm
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	A	76135,25 mm ²
Perimetro medio del nucleo resistente	u_m	1256,25 mm
Area della armatura trasversale torsione	A_{st}	226,19 mm ²
Torsione resistente dovuto al calcestruzzo	T_{Rcd}	72,19 kNm
Torsione resistente dovuto alle staffe trasversali	T_{Rsd}	193,75 kNm
Torsione resistente dovuto all'armatura longitudinale	T_{Rld}	47,02 kNm
Resistenza di progetto alla torsione	T_{Rd}	47,02 kNm
Verifica a torsione	$T_{Ed}/T_{Rd} < 1$	0,96

Nel caso della verifica a taglio, il fattore di sfruttamento $E_d/R_d = 0.27 < 1$ e quindi risulta verificato, mentre che per le sollecitazioni torcenti il fattore di sfruttamento $E_d/R_d = 0.96 < 1$ e risulta quindi verificato anche nei confronti di sollecitazioni torcenti.

Inoltre si procede a verificare la resistenza alle sollecitazioni composte torsione e taglio, come riportato in seguito.

Sollecitazioni composte torsione e taglio § 4.1.2.3.6

Verifica sollecitazione composta torsione e taglio	$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rcd} < 1$	0,70
---	--------------------------------------	-------------