

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**ITINERARIO NAPOLI-BARI.**

**RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.**

**II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.**

MURI DI PROTEZIONE

Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IF0H 02 D 11 CL OC0005 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE	M.Piscitelli	Novembre 2017	F.Bavetta	Novembre 2017	F.Cerone	Novembre 2017	F.Arduini Novembre 2017

## INDICE

1.	GENERALITA' .....	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
1.2	UNITÀ DI MISURA.....	7
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	8
3.	MATERIALI .....	9
3.1	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI .....	9
3.2	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C 32/40) .....	11
3.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C 25/30).....	12
3.4	CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI LIVELLAMENTO/SOTTOFONDAZIONI (C12/15) .....	13
3.5	ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C) .....	14
4.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	15
5.	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	16
5.1	VERIFICHE ALLO SLU .....	16
5.1.1	<i>Pressoflessione</i> .....	16
5.1.2	<i>Taglio</i> .....	17
5.2	VERIFICA SLE .....	19
5.2.1	<i>Verifiche alle tensioni</i> .....	19
5.2.2	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	20
6.	RISULTATI E VERIFICHE MURI DI PROTEZIONE .....	21
6.1	AZIONI ECCEZIONALI DA URTO .....	21
6.1.1	<i>Muro Di protezione Tipo A (D ≤ 5m)</i> .....	22
6.1.2	<i>Muro Di protezione Tipo B (5m &lt; D ≤ 15m)</i> .....	23
6.2	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE A CARICO LIMITE ORIZZONTALE.....	23
6.2.1	<i>Muro Di protezione Tipo A (D ≤ 5m)</i> .....	25

6.2.2	Muro Di protezione Tipo B ( $5m < D \leq 15m$ ).....	28
6.3	VERIFICA MURO ELEVAZIONE.....	31
6.3.1	Muro Di protezione Tipo A ( $D \leq 5m$ ).....	31
6.3.2	Muro Di protezione Tipo B ( $5m < D \leq 15m$ ).....	32

## 1. GENERALITA'

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del Raddoppio dell'Itinerario Ferroviario Napoli-Bari nella Tratta Canello-Benevento/ 2° Lotto Funzionale Frasso Telesino – Vitulano.

Le Analisi e verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento ai muri di protezione in c.a. previsti a margine dell'asse principale del tracciato di progetto.

### 1.1 Descrizione dell'opera

Le opere in questione sono elencate nel dettaglio nella tabella seguente e sono suddivise in due tipologie in relazione alla distanza "D" che intercorre tra il paramento del muro e l'asse del binario più vicino. In particolare:

- Tipologia manufatto A:  $D \leq 5m$
- Tipologia manufatto B:  $5m < D \leq 15m$

Lotto	Lato	pk inizio	pk fine	lunghezze parziali	TIPOLOGIA Manufatto	Sezione tipologica Margine Sede	B.A.R.	
							(Tipologia)	Codice
<b>1</b>	Pari	18+717	18+940	223.0	A	A	H4	BA6a
<b>2</b>	Pari	31+400	31+460	60.0	A	F	Assente	-
	Pari	31+460	31+468	7.8	A	A	H4	BA45
		31+468	31+632	163.7	A	A	H4	
	Dispari	37+520	37+617	97.2	B	Z2	Assente	-
	Dispari	37+617	37+690	73.2	B	Q	Assente	-
	Dispari	37+690	37+862	171.9	B	N	H5	BA47
	Dispari	37+862	37+979	117.1	B	N	H7	BA48
	Pari	38+536	38+694	157.7	A	A	H6	BA53
Pari	38+724	38+778	54.0	A	A	H2	BA55	
<b>3</b>	Pari	39+808	39+852	44.0	A	A	H6	BA59
		39+852	40+050	198.0	B	N	H6	
		40+093	40+375	282.5	B	N	H6	
	Pari	40+375	40+404	28.7	B	N	H4	BA60
		40+550	40+626	75.9	A	A	H4	
	Pari	40+626	40+898	272.1	A	A	H8	BA61
	Dispari	39+522	39+555	33.0	B	Q	Assente	-
	Dispari	39+555	39+747	192.0	A	A	H7	BA62

Tabella 1: Elenco opere

Tale distinzione consente di differenziare le azioni eccezionali da urto di progetto in accordo al paragrafo 3.6.3.4 delle NTC2008.

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative delle opere in oggetto. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

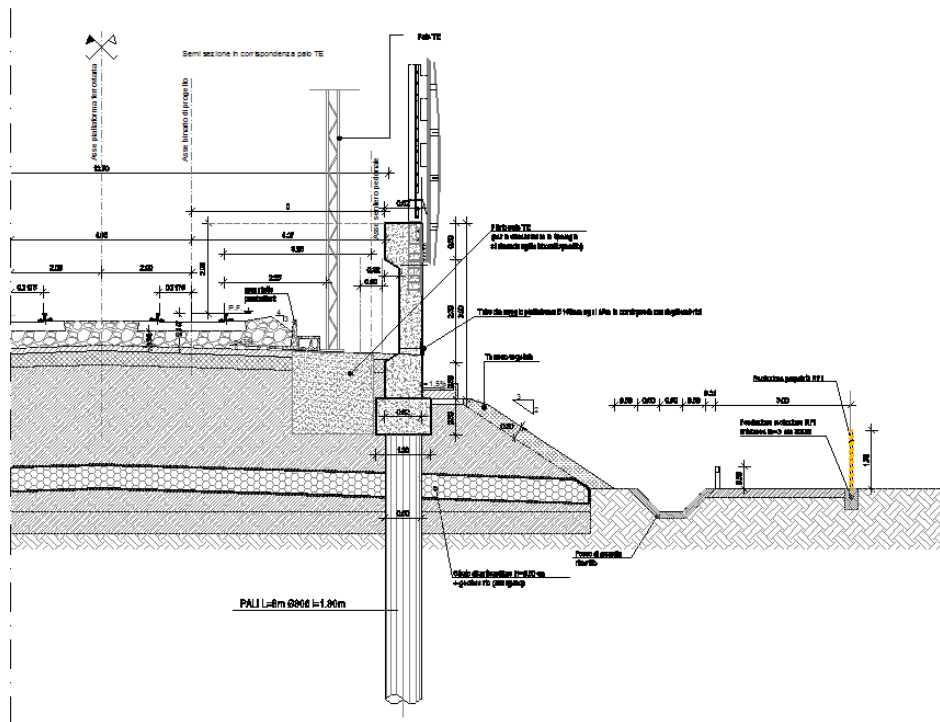


Figura 1 – Sezione trasversale muro di protezione tipo A

PROSPETTO MURO ANTISVIO TIPO "A"

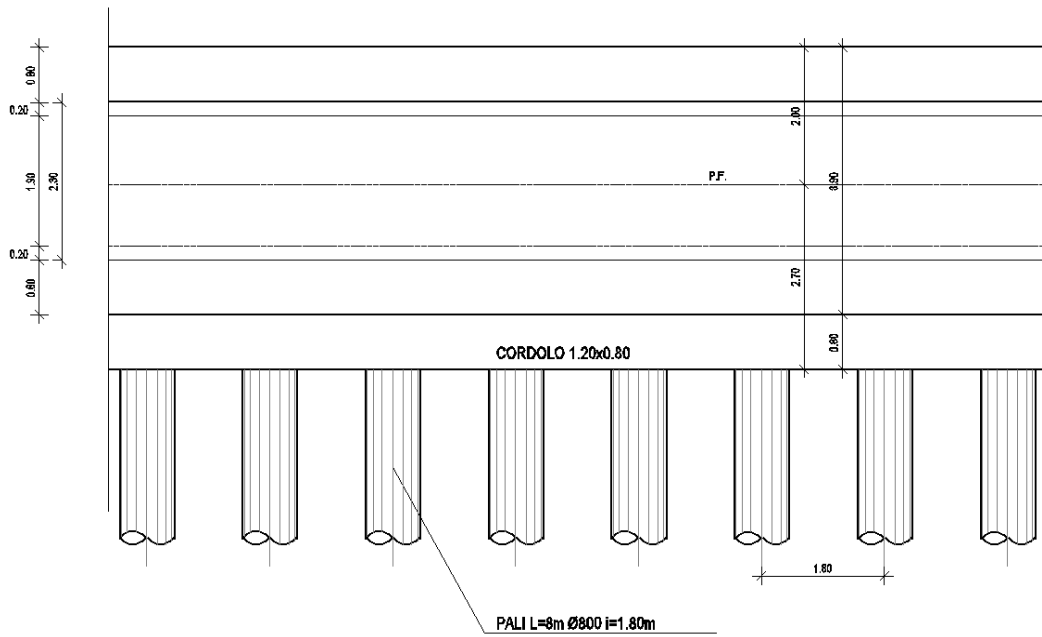


Figura 2 - Prospetto muro di protezione tipo A

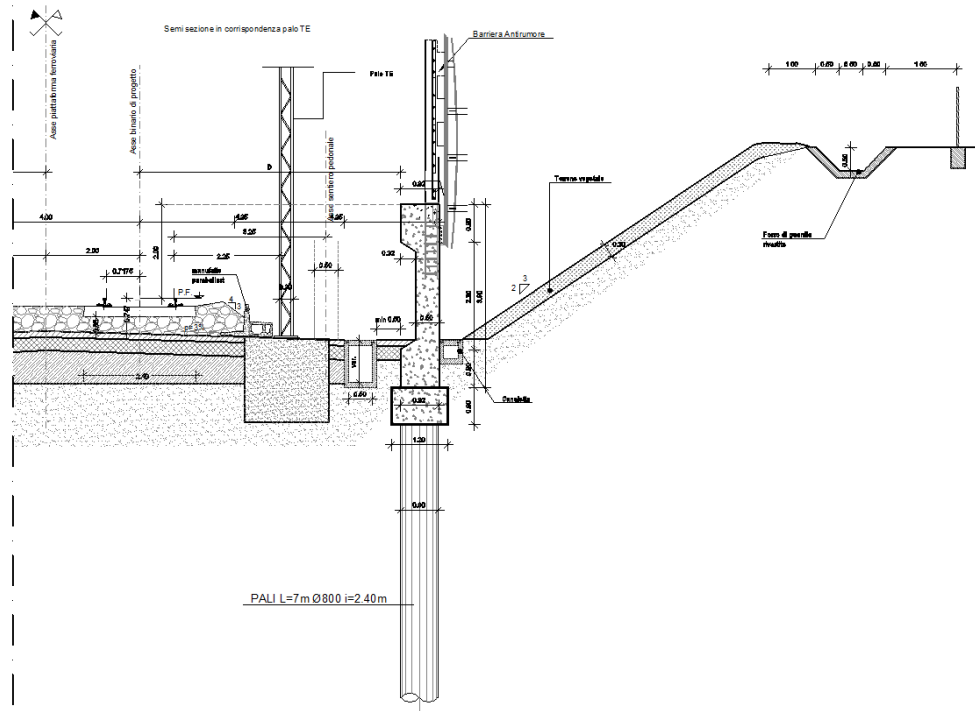


Figura 3 - Sezione trasversale muro tipo B

PROSPETTO MURO ANTISVIO TIPO "B"

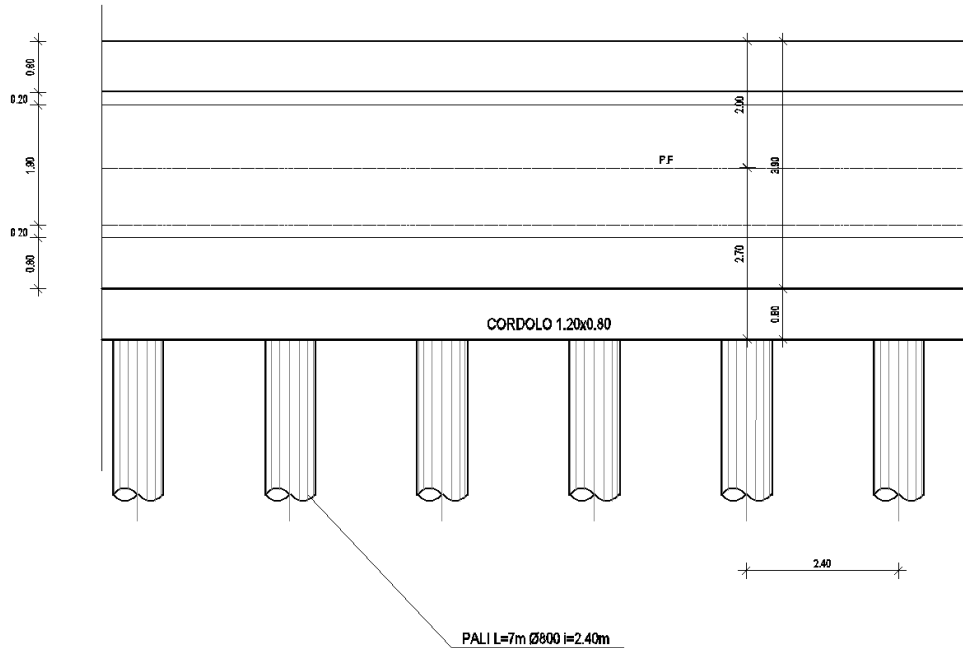


Figura 4 – Prospetto muro tipo B

Nel seguito della presente relazione è affrontato il dimensionamento strutturale e geotecnico delle opere definite in precedenza.

## 1.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze  $\Rightarrow$  m, mm
- per i carichi  $\Rightarrow$  kN, kN/m<sup>2</sup>, kN/m<sup>3</sup>
- per le azioni di calcolo  $\Rightarrow$  kN, kNm
- per le tensioni  $\Rightarrow$  MPa

## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture ( RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016 )
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [10] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- Rif. [11] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Rif. [12] UNI 11104: Calcestruzzo : Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

### 2.1 **Elaborati di riferimento**

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.



### 3. MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

#### 3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206-1-2006, si definiscono di seguito le classe di esposizione del calcestruzzo delle diversi parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Soletta di Fondazione: XC2;
- Elevazioni: XC4;
- Pali di fondazione: XC2

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel coperto o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettono quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera tra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
<b>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salinità marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *</b>						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
<b>6 Attacco chimico**</b>						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contentori di fanghi e vasche di decantazione. Contentori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contentori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

\*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:  
- moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;  
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.  
) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

#### Classi di esposizione secondo norma UNI – EN 206-2006

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104, di cui alla successiva tabella:

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione															
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri			Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico			
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare		Cloruri provenienti da altre fonti		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza <sup>1)</sup>	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45	
Minimo contenuto in cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)												3,0 <sup>a)</sup>				
Altri requisiti												Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati <sup>b)</sup>			

<sup>1)</sup> Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.  
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.  
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della Circolare n617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Fondazione ed elevazioni: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

### 3.2 Calcestruzzo per Elevazioni (C 32/40)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg: - -

$$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 41.2 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.17 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{cfm} = 3.7 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.6 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

*Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0*

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 18.8 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.45 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd f} = 1.74 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

*Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%*

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 14018 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 3.25 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

**Tensioni massime per la verifica agli SLE** (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{\text{cmax QP}} = (0,40 f_{\text{ck}}) = \boxed{13.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cmax R}} = (0,55 f_{\text{ck}}) = \boxed{18.26} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

### 3.3 Calcestruzzo per Pali di Fondazione (C 25/30)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{\text{ck}} = \boxed{30} \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{\text{ck}} = \boxed{24.9} \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{\text{ck}})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{\text{cm}} = 32.9 \text{ MPa} \quad (f_{\text{ck}} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{\text{ctm}} = \boxed{2.56} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{\text{ctk},0,05} = \boxed{1.79} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{\text{ctf}} = \boxed{3.1} \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{\text{cfk},0,05} = \boxed{2.1} \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = \mathbf{1.5}$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{\text{cd}} = \boxed{14.1} \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{\text{ck}} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{\text{ctd}} = \boxed{1.19} \text{ MPa} \quad (f_{\text{ctk},0,05} / \gamma_s)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{\text{ctd f}} = \boxed{1.43} \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{\text{ctd}}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{\text{cm}} = \boxed{31447} \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{\text{cm}} = \boxed{13103} \text{ MPa}$$

Muro Di protezione – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	OC000 5001	A	13 di 32

**Modulo di Poisson:**

$$\nu = \boxed{0.2}$$

□

**Coefficiente di dilatazione lineare**

$$\alpha = \boxed{0.00001} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

**Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo**

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = \boxed{2.69} \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_s)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

**Tensioni massime per la verifica agli SLE** (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{\text{cmax QP}} = (0,40 f_{ck}) = \boxed{9.96} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cmax R}} = (0,55 f_{ck}) = \boxed{13.70} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

### 3.4 Calcestruzzo magro per Getti di livellamento/sottofondazioni (C12/15)

**Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:**

$$R_{ck} = \boxed{15} \text{ MPa}$$

**Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:**

$$f_{ck} = \boxed{12.5} \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

**Resistenza a compressione cilindrica media:**

$$f_{cm} = 20.5 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Si omettono resistenze e/o tensioni di calcolo, essendo tale conglomerato previsto per parti d'opera senza funzioni strutturali.

### 3.5 Acciaio in barre d'armatura per c.a. (B450C)

*Tensione caratteristica di rottura:*

$$f_{tk} = \boxed{540} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

*Tensione caratteristica allo snervamento:*

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

*Fattore di sovraresistenza (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)*

$$k = f_{tk} / f_{yk} = \boxed{1.20} \text{ MPa}$$

*Allungamento a rottura (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)*

$$(A_{gt})_k = \quad \varepsilon_{uk} = \boxed{7.5} \%$$

$$\varepsilon_{ud} = \quad 0,9 \varepsilon_{uk} = \boxed{6.75} \%$$

*Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:*

$$\gamma_c = \quad \mathbf{1.15}$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

*Resistenza di calcolo allo SLU:*

$$f_{yd} = \boxed{391.3} \text{ MPa } (f_{yk} / \gamma_s)$$

*Modulo di elasticità :*

$$E_f = \boxed{210000} \text{ MPa}$$

*Tensione massima per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)*

$$\sigma_{s \max} = (0,75 f_{yk}) = \boxed{360} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

#### **4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO**

Considerando le masse degli elementi strutturali, l'azione sismica genera sollecitazioni inferiori a quelle date dall'azione eccezionale dell'urto da traffico ferroviario, con le quali non va comunque combinata.

Si trascurano pertanto gli effetti sulle strutture dovuti alle azioni sismiche in quanto non dimensionanti.

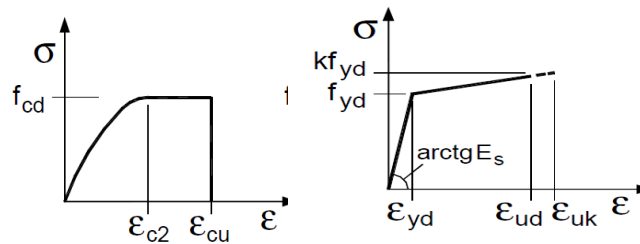
## 5. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.08.

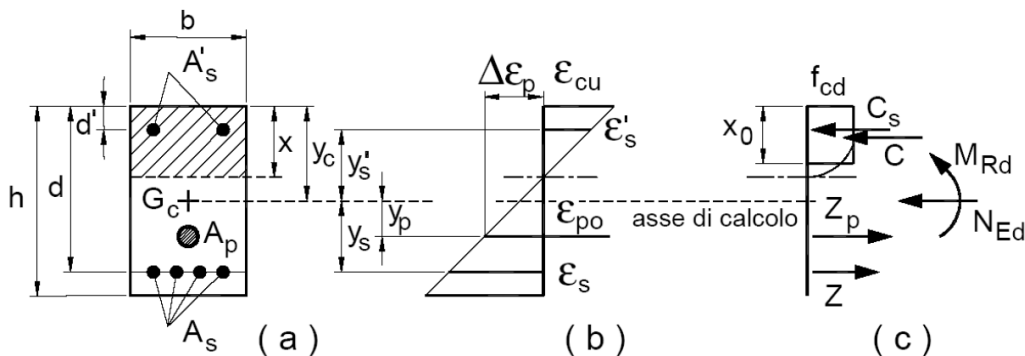
### 5.1 VERIFICHE ALLO SLU

#### 5.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



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

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:



$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

### 5.1.2 Taglio

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

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

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- $d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$  mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

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

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

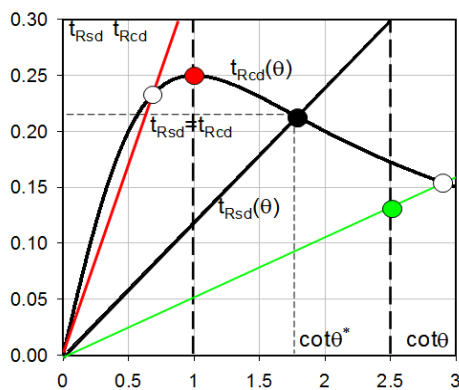
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

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

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$



- Se la  $\cot \theta^*$  è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la  $\cot \theta^*$  è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rsd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una  $\cot \theta = 2,5$ .
- Se la  $\cot \theta^*$  è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una  $\cot \theta = 1,0$ .

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

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(  $\theta^*$  angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

$f'_{cd}$  = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$f_{cd}$  = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

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

$\omega_{sw}$  : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

## 5.2 VERIFICA SLE

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

### 5.2.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento " Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 30-12-16 ", ovvero:

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI-BARI.</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO.</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO.</b>					
	Muro Di protezione – Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 02 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO OC000 5001	REV. A

## 5.2.2 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel documento RFI DTC SICS MA IFS 001 A – 2.5.1.8.3.2.4 (*Manuale di progettazione delle opere civili del 30/12/2016*).

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure  $\delta_f$  dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 – Tab 4.1.III), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite **w1=0,20 mm** sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.

## 6. RISULTATI E VERIFICHE MURI DI PROTEZIONE

### 6.1 Azioni eccezionali da urto

Con riferimento al paragrafo 3.6.3.4 delle NTC il quale afferma che:

“All’occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell’evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza  $d$  degli elementi esposti dall’asse del binario:

- per  $5\text{ m} < d \leq 15\text{ m}$ :
  - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per  $5\text{ m} < d \leq 15\text{ m}$ :
  - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per  $d > 15\text{ m}$  pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente”

Per quanto concerne la distribuzione di questa forza sul paramento si è considerata una ripartizione nel paramento secondo un angolo di 45 gradi a partire dal punto di applicazione della forza.

In particolare si ha:

**PROSPETTO TIPO MURO ANTISVIO**

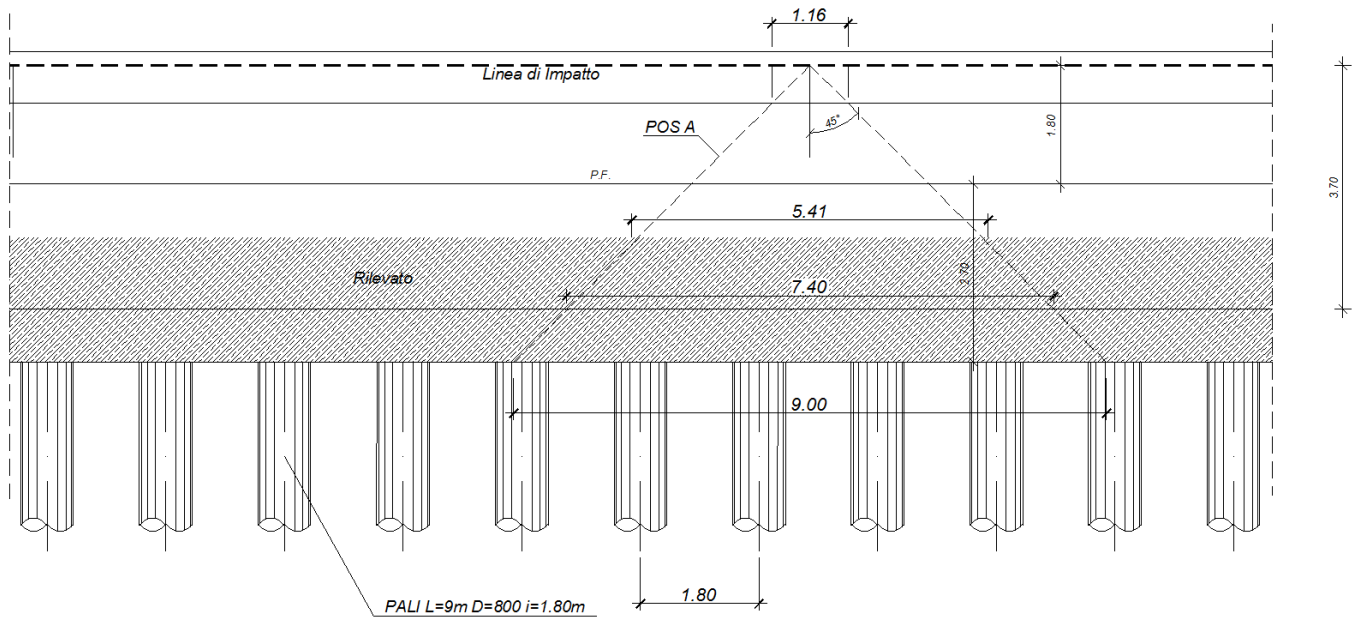


Figura 5: Schema diffusione azione eccezionale da urto sul paramento del muro

Pertanto per le due tipologie di palo definite in premessa si ha:

**6.1.1 Muro Di protezione Tipo A ( $D \leq 5m$ )**

$$H_{svio} = 1500.0kN \quad (\text{Azione eccezionale da urto da traffico ferroviario par.3.6.3.4 NTC2008})$$

$$L_d (m) = 9.0 \quad (\text{lunghezza di diffusione longitudinale del carico da urto})$$

$$H_{svio,d} = 166.7 \text{ kN/m} \quad (H_{svio} / L_d)$$

### 6.1.2 Muro Di protezione Tipo B ( $5m < D \leq 15m$ )

$H_{svio} = 750.0kN$  (Azione eccezionale da urto da traffico ferroviario par.3.6.3.4 NTC2008)

$Ld (m) = 9.0 m$  (lunghezza di diffusione longitudinale del carico da urto)

$H_{svio,d} = 83.3 kN/m(H_{svio}/Ld)$

### 6.2 Verifica pali di fondazione a carico limite orizzontale

Per la verifica del carico limite orizzontale si utilizza la teoria di Broms e si considerano pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

$c_u$  = resistenza non drenata del terreno;

$M_y$  = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

Muro Di protezione – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	OC000 5001	A	24 di 32

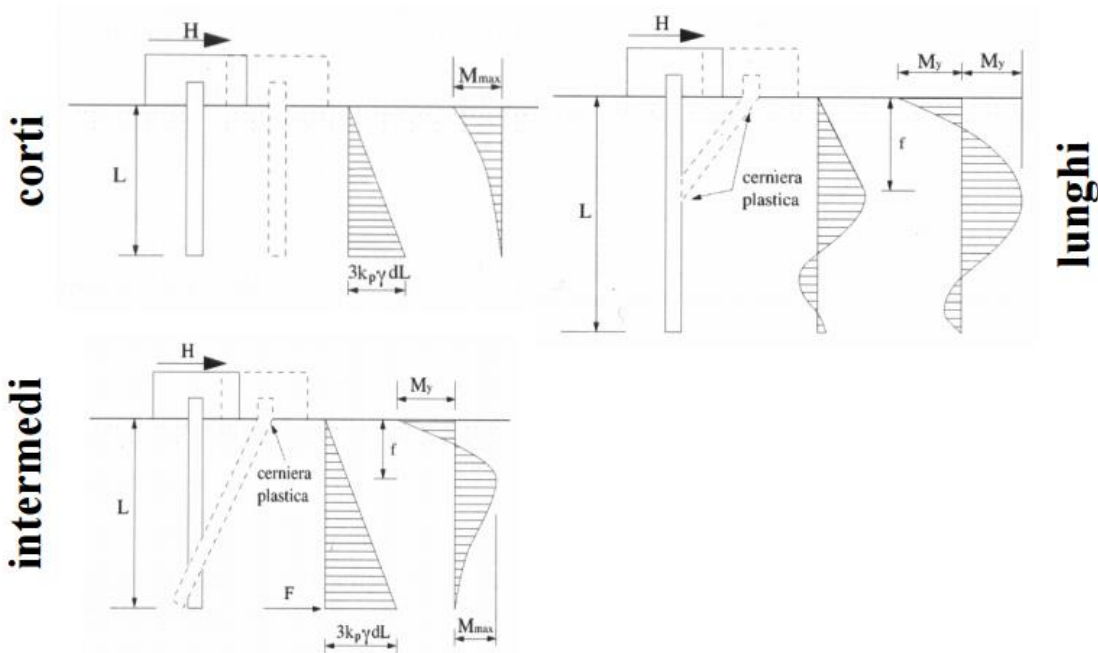
Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

$k_p$  = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni ( $V_{pd}$ ); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;



$\xi$  = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

$\gamma_T$  = fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.

**Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

Resistenze Caratteristiche (R)	R1	R2	R3
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

Nel caso in esame per le due tipologie di muri di protezione definiti in premessa si ha:

### 6.2.1 Muro Di protezione Tipo A ( $D \leq 5m$ )

**H svio** = 1500.0 kN (Azione eccezionale da urto da traffico ferroviario par.3.6.3.4 NTC2008)

**Ld (m)** = 9.0 m (lunghezza di diffusione longitudinale del carico da urto)

**Hsvio,d** = 166.7 kN/m (Hsvio/Ld)

**ip** = 1.8 m (interasse pali)

**ev** = 4.5 m (eccentricità verticale carico-testa palo effettiva)

**e** = 1.2 m (eccentricità verticale aggiuntiva fino a quota reazione terreno  $\cong 1,5 D$ )

**D** = 0.8 m (Diametro palo)

**Lp** = 8.0 m (lunghezza effettiva palo)

**Lp'** = 6.8 m (lunghezza di palo reagente alle azioni orizzontali)

**$\varphi'$**  = 30.0 ° (Angolo di attrito terreni)

**KP** = 3.0 (Coefficiente di Spinta Passiva - Teoria di Rankine )

**$\gamma$**  = 20.0 kN/m<sup>3</sup> (Peso unità volume terreno)

**H svio p** = 300.0 kN (taglio sul palo)

**Mtp** = 1710.0 (kN m) (momento massimo a testa palo)

**My** = 2121.2 (kNm) (momento di plasticizzazione)

### VALUTAZIONE CARICO LIMITE PALO CORTO

$$H_{LIM} = 604 \text{ kN}$$

$$e/D = 7.13$$

$$f = 2.89 \text{ m}$$

$$M_{MAX} = 1889 \text{ KNm} \quad \text{OK PALO CORTO}$$

$$\xi = 1.4$$

$$R = 1.3$$

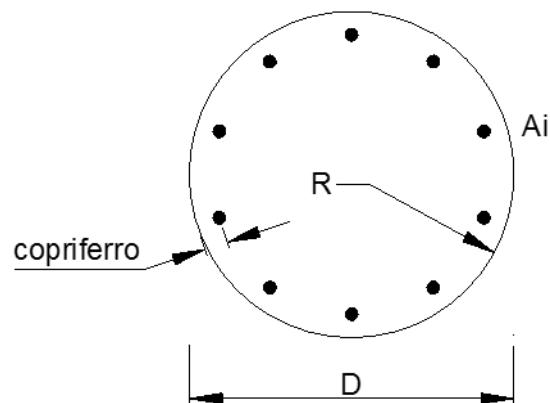
$$H_d = 332 \text{ kN}$$

$$cs = 1.11$$

Dove il momento di plasticizzazione  $M_y$  è valutato nel modo seguente:

#### Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro	=	800 (mm)
Raggio	=	400 (mm)
Sforzo Normale	=	0 (kN)



**Caratteristiche dei Materiali**

**calcestruzzo**

$R_{ck} = 30$  (Mpa)
   
 $f_{ck} = 25$  (Mpa)
   
 $\gamma_c = 1.0$ 
  
 $\alpha_{cc} = 0.85$ 
  
 $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.25$  (Mpa)

**Acciaio**

tipo di acciaio
   
 $f_{yk} = 450$  (Mpa)
   
 $\gamma_s = 1$ 
  
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450.0$  (Mpa)
   
 $E_s = 206000$  (Mpa)
   
 $\epsilon_{ys} = 0.218\%$ 
  
 $\epsilon_{uk} = 10.000\%$

**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
36	26	19113	80
0	30	0	150
0	0	0	0

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 2121.2$  (kN m)

Inserisci

### 6.2.2 Muro Di protezione Tipo B ( $5m < D \leq 15m$ )

$H_{svio} = 750.0 \text{ kN}$  (Azione eccezionale da urto da traffico ferroviario par.3.6.3.4 NTC2008)

$L_d (m) = 9.0 \text{ m}$  (lunghezza di diffusione longitudinale del carico da urto)

$H_{svio,d} = 83.3 \text{ kN/m}$  ( $H_{svio}/L_d$ )

$i_p(m) = 2.4 \text{ m}$  (interasse pali)

$e_v(m) = 4.5 \text{ m}$  (eccentricità verticale carico-testa palo effettiva)

$e(m) = 1.2 \text{ m}$  (eccentricità verticale aggiuntiva fino a quota reazione terreno  $\cong 1,5 D$ )

$D(m) = 0.8 \text{ m}$  (Diametro palo)

$L_p (m) = 7.0 \text{ m}$  (lunghezza effettiva palo)

$L_p' (m) = 5.8 \text{ m}$  (lunghezza di palo reagente alle azioni orizzontali)

$\varphi' = 30.0^\circ$  (Angolo di attrito terreni)

$K_P = 3.0$  (Coefficiente di Spinta Passiva - Teoria di Rankine )

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$  (Peso unità volume terreno)

$H_{svio p} = 200.0 \text{ kN}$  (taglio sul palo)

$M_{tp} = 1140.0(\text{kN m})$  (momento massimo a testa palo)

$M_y = 1216.6(\text{kN m})$  (momento di plasticizzazione)

### VALUTAZIONE CARICO LIMITE CARATTERISTICO PALO CORTO

$H_{LIM} = 407 \text{ kN}$

$e/D = 7.13$

$f = 2.38 \text{ m}$

$M_{MAX} = 1134 \text{ KNm}$

**OK PALO CORTO**

Muro Di protezione - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	OC000 5001	A	29 di 32

$$\xi = 1.4$$

$$R = 1.3$$

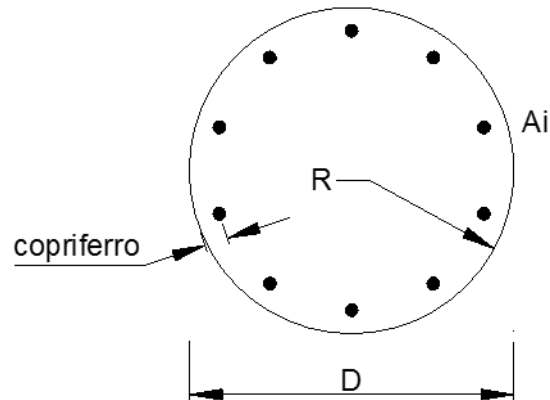
$$H_d = 224 \text{ kN}$$

$$cs = 1.12$$

Dove il momento di plasticizzazione  $M_y$  è valutato nel modo seguente:

**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro	=	800 (mm)
Raggio	=	400 (mm)
Sforzo Normale	=	0 (kN)



**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

C25/30

$R_{ck} = 30$  (Mpa)

$f_{ck} = 25$  (Mpa)

$\gamma_c = 1.0$

$\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.25$  (Mpa)

Muro Di protezione – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	02 D 11	CL	OC000 5001	A	30 di 32

### Acciaio

tipo di acciaio

B450C ▼

$f_{yk}$  = 450 (Mpa)

$\gamma_s$  = 1

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450.0$  (Mpa)

$E_s$  = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.218%

$\epsilon_{uk}$  = 10.000%

### Armature

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
22	φ 24	9953	80
0	φ 30	0	150
0	φ 0	0	0

Calcolo

### Momento di Plasticizzazione

$M_y = 1216.6$  (kN m)

Inserisci

### 6.3 Verifica Muro elevazione

#### 6.3.1 Muro Di protezione Tipo A ( $D \leq 5m$ )

##### SEZIONE DI SOMMITA

Ld (m) = 1.0 m (lunghezza di diffusione longitudinale del carico da urto)

V = 1500 KN/m

SLU

CLS : C32/40

B	H	c	Af	Af '	Af t
cm	cm	cm			
100	50	6	10 $\phi$ 24	5 $\phi$ 24	1 $\phi$ 12/20x10

M	N	T	Mrd	C.S. NM min	Trd long *	C.S. T min (Trd/T)
kNm	KN	KN	kNm		KN	
0	0	1500	-	-	1685	1.12

\*  $\theta = 21,8$

##### SEZIONE DI BASE (ext cordolo pali)

Ld (m) = 4.0 m (lunghezza di diffusione longitudinale del carico da urto)

ev(m) = 3.7 m (eccentricità verticale linea impatto - testa cordolo)

M = 1387.5 KNm/m

CLS : C32/40

B	H	c	Af	Af '	Af t
cm	cm	cm			
100	82	6	10+10 $\phi$ 24	5 $\phi$ 24	1 $\phi$ 12/20x20

M	N	T	Mrd	C.S. NM min	Trd long *	C.S. T min (Trd/T)
kNm	KN	KN	kNm		KN	
1388	0	0	2421	1.74		

### 6.3.2 Muro Di protezione Tipo B ( $5m < D \leq 15m$ )

#### SEZIONE DI SOMMITA

Ld (m) = 1.0 m (lunghezza di diffusione longitudinale del carico da urto)

V = 750 KN/m

#### SLU

CLS : C32/40

B	H	c	Af	Af '	Af t
m	m	cm			
100	50	6	5 $\phi$ 24	5 $\phi$ 18	1 $\phi$ 12/20x20

M	N	T	Mrd	C.S. NM min	Trd long *	C.S. T min (Trd/T)
kNm	KN	KN	kNm		KN	
0	0	750	-	-	1260	1.68

\*  $\theta = 21,8$

#### SEZIONE DI BASE (ext cordolo pali)

Ld (m) = 4.0 m (lunghezza di diffusione longitudinale del carico da urto)

ev(m) = 3.7 m (eccentricità verticale linea impatto - testa cordolo)

M = 693.8 KNm/m

CLS : C32/40

B	H	c	Af	Af '	Af t
m	m	cm			
100	82	6	10 $\phi$ 24	5 $\phi$ 18	1 $\phi$ 12/20x20

M	N	T	Mrd	C.S. NM min	Trd long *	C.S. T min (Trd/T)
kNm	KN	KN	kNm		KN	
0	0	0	1297	1.87		