

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

LOTTO 9: Opere Civili e Impianti Tecnologici di Piazzale per il completamento del raddoppio della linea Ponte SP – Bergamo e per lo spostamento provvisorio della linea Treviglio - Bergamo.

BARRIERE ANTIRUMORE

MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA

RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA:

-

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

N B 1 R 0 9 D 2 6 C L R I 0 0 0 5 0 0 5 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	G. Grimaldi 	Febbraio 2021	A. Maran 	Febbraio 2021	M. Berlingieri 	Febbraio 2021	A. Perego



File: NB1R09D26CLRI0000005A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	5
2.2	DOCUMENTI CORRELATI	7
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	7
4	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	8
4.1	PREMESSA.....	8
4.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	8
4.3	ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE	10
4.4	CRITERI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI TRASVERSALI	11
4.5	CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE.....	14
4.6	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI.....	15
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	17
6	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	18
7	ANALISI DEI CARICHI	19
7.1	PESI PROPRI STRUTTURALI.....	19
7.2	SPINTA STATICA DOVUTA AI PESI PROPRI.....	19
7.3	AZIONI PROVENIENTI DALLE BARRIERE ANTIRUMORE	21
7.4	AZIONI SISMICHE	29
7.5	SOVRASPINTA SISMICA	31
7.6	AZIONI DA URTO FERROVIARIO	32
8	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	33
9	SCHEMA DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI	36
10	VERIFICHE	38



**PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO –
MONTELLO
LOTTO 9**

BARRIERE ANTIRUMORE

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE
FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26	CLRI0000005	A	2 di 59

10.1	VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO	38
10.2	VERIFICA DEL CORDOLO.....	44
10.3	VERIFICA PORTANZA LATERALE PALO.....	50



**PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO –
MONTELLO
LOTTO 9**

BARRIERE ANTIRUMORE

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE
FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26	CLRI0000005	A	3 di 59

1 PREMESSA

La presente relazione intende descrivere i criteri e le scelte progettuali adottate nel presente progetto definitivo per la realizzazione di barriere antirumore nel comune di Bergamo.

Tale lavoro si individua nell'ambito del progetto del prolungamento del raddoppio della linea ferroviaria S.Pietro – Bergamo – Montello.

Lo scopo del presente documento riguarda l'effettuazione delle verifiche strutturali e geotecniche dei muri di recinzione in progetto lungo la sede ferroviaria, nel tratto tra le pk 1+065.018 – 1+243.203.

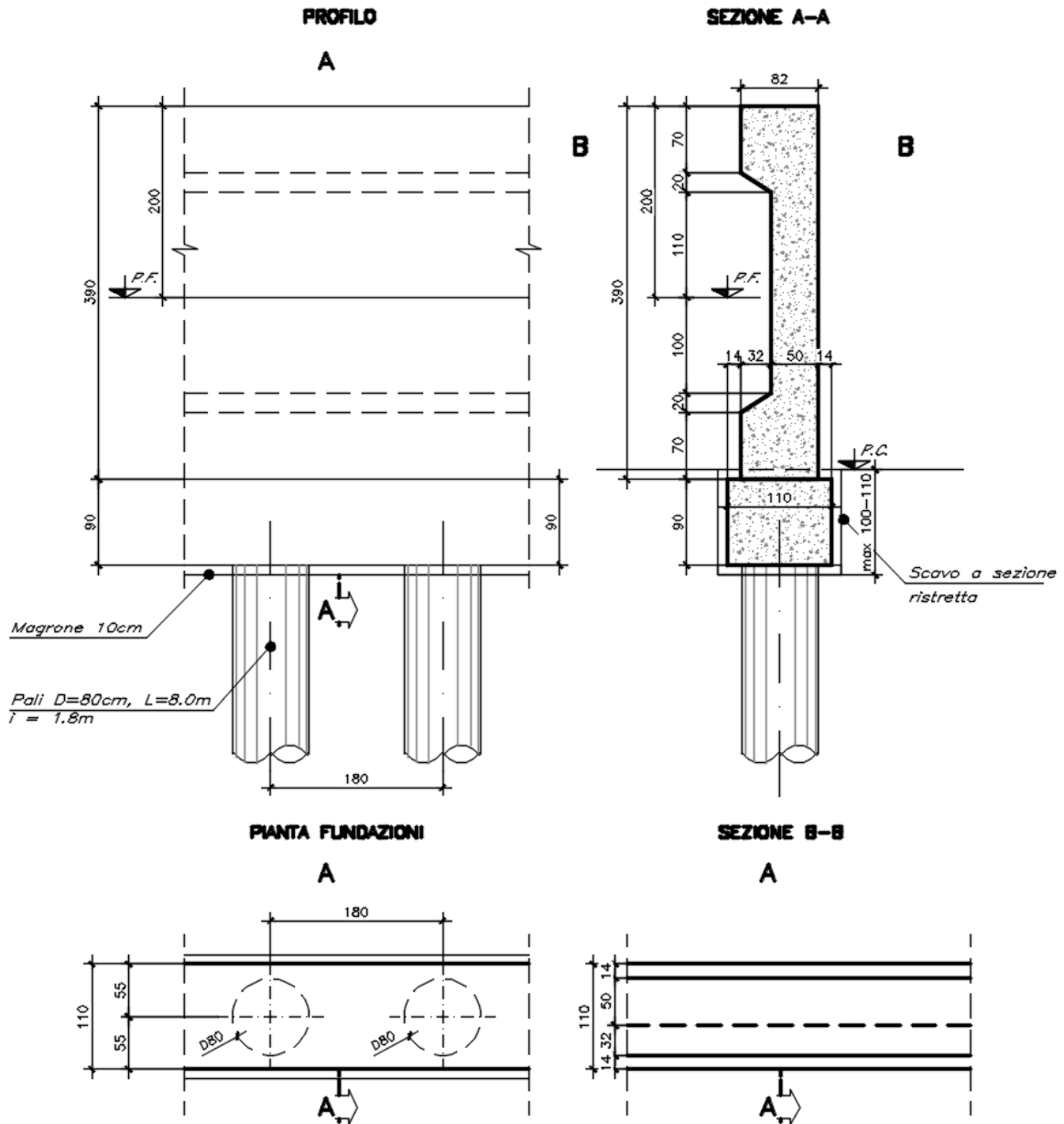



Figura 1 Tipologia 3.9m

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 BARRIERE ANTIRUMORE					
RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLRI0000005	REV. A	FOGLIO 5 di 59

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- [1] Legge 5 novembre 1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- [2] Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [3] D.M. del 17.01.2018 “*Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*” (NTC 2018)
- [4] Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l'applicazione delle “*Nuove norme tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. del 17.01.2018
- [5] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 2 - Ponti e strutture” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [6] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 3 – Corpo stradale” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [7] EN 1991-2 “*Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti*”.
- [8] EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici*”.
- [9] EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi*”.
- [10] EN 1997-1 “*Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali*”. UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”.
- [11] UNI EN 206-1:2014: “*Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità*”.
- [12] UNI 11104: “*Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1*”.
- [13] “*Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.*”.
- [14] UIC CODE 777-2R “*Structures built over railway lines-Construction requirements in the track zone*”
- [15] Norme STI

- 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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- **REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSISONE** del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.
- **REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSISONE** del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.



**PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO –
MONTELLO
LOTTO 9**

BARRIERE ANTIRUMORE

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE
FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26	CLRI0000005	A	7 di 59

2.2

DOCUMENTI CORRELATI

Muro di recinzione Linea BG-Ponte S.Pietro lato Nord da pk 1+065.018 a pk 1+218.545 - Pianta, profilo	NB1R	0	9	D	26	B9	RI	0	0	0	0	4	A
Muro di recinzione Linea BG-Ponte S.Pietro lato Nord da pk 1+065.018 a pk 1+218.545 - Sezioni	NB1R	0	9	D	26	WA	RI	0	0	0	0	4	A
Muro di recinzione Linea BG-Ponte S.Pietro lato Sud da pk 1+178.183 a pk 1+234.203 - Pianta, profilo	NB1R	0	9	D	26	B9	RI	0	0	0	0	5	A
Muro di recinzione Linea BG-Ponte S.Pietro lato Sud da pk 1+178.183 a pk 1+234.203 - sezioni	NB1R	0	9	D	26	WA	RI	0	0	0	0	5	A


3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Oggetto della presente relazione è il calcolo del muro in c.a. di recinzione con sezione variabile (50 cm nel tratto più ristretto, 82 cm nel ringrosso in testa), di altezza $h = 3.9\text{m}$, disposto in direzione della linea ferroviaria, realizzato su una singola fila di pali, soggetto all'urto da traffico ferroviario in direzione ortogonale alla linea.

Le verifiche geotecniche sono state condotte con il metodo dei coefficienti parziali secondo il D.M. 17/01/2018.

Le verifiche strutturali sono state condotte con il metodo degli Stati Limite.

L'opera in oggetto è costituita da un muro gettato in opera collegato ad un cordolo di fondazione di dimensioni pari a larghezza 0.90 per altezza 1.1 m. Il cordolo è fondato su pali di diametro 0.8m e lunghezza pari a 8m distribuiti con passo pari a 1.8 m.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 BARRIERE ANTIRUMORE					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLRI0000005	REV. A

4 CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

4.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nelle NTC 2018 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche, sia per il caso statico che per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 2 delle NTC 2018 nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e formazione di fessure.

4.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del NTC18, devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del NTC18})$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali.

Tabella 4-1. Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0

	Sfavorevole		1.5	1.3
--	-------------	--	-----	-----

(1) = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 4-2. Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del NTC18).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del NTC18})$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 BARRIERE ANTIRUMORE					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLRI0000005	REV. A

4.3

ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE

Per le fondazioni su pali si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite significativo in base alle caratteristiche e alle problematiche specifiche dell'opera in esame.

La verifica di stabilità globale deve essere condotta secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo Approccio 2:

- Combinazione 1: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 4.1, 4.2.


I coefficienti parziali γ_R da applicare al valore caratteristico R_k per ottenere il valore di progetto R_d , sono quelli riportati nelle Tabelle 6.4.VI e 6.8.I del NTC2018] e riportati nella tabella seguente:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 BARRIERE ANTIRUMORE					
RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLRI0000005	REV. A	FOGLIO 11 di 59

4.4 CRITERI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI TRASVERSALI

Il problema della determinazione della resistenza $R_{tr,cal}$ di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale, applicata all'estremità superiore del palo, è stato studiato da numerosi autori; nell'ambito della presente trattazione si farà riferimento alla teoria sviluppata da Broms (1964) di seguito descritta.

Il calcolo del carico limite H_{lim} (corrispondente a $R_{tr,cal}$) scaturisce da considerazioni di equilibrio limite applicate al complesso palo-terreno nell'ipotesi di adottare modelli costitutivi rigido-perfettamente plastici sia per il terreno sia per il palo ed è governata dai seguenti aspetti:

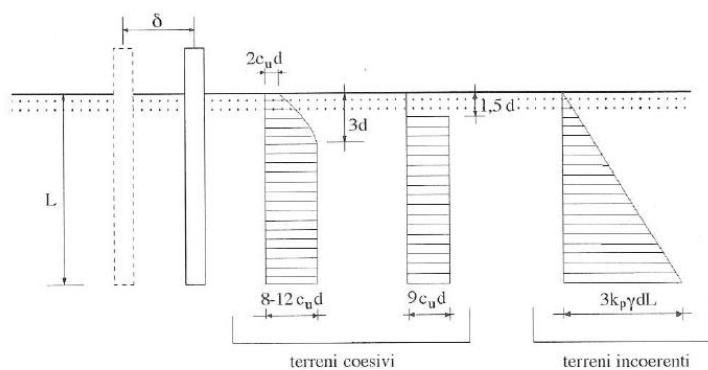
- stratigrafia e caratteristiche di resistenza del terreno;
- tipo di vincolo della testa del palo;
- caratteristiche geometriche e di resistenza del palo ovvero diametro, lunghezza, eventuale lunghezza del palo sopra il piano campagna, armatura e materiali.

In particolare, nell'ipotesi di terreno omogeneo con proprietà costanti con la profondità, si distinguono le due seguenti tipologie di rottura con riferimento alla resistenza del terreno:

- rottura in condizioni non drenate analizzata in termini di tensioni totali per i terreni a comportamento prevalentemente coesivo;
- rottura in condizioni drenate analizzata in termini di tensioni efficaci per i terreni a comportamento prevalentemente incoerente.

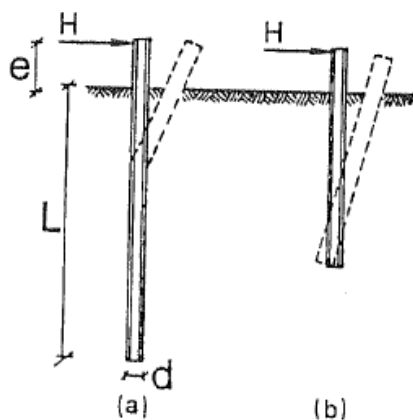
Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza limite del terreno abbia l'andamento rappresentato in Figura, ovvero:

- per un terreno coesivo, alla superficie il terreno è libero di rifluire verso l'alto e la resistenza è pari a $p=2 \cdot c_u \cdot d$; per una profondità $z \geq 3 \cdot d$ il terreno è costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso e la reazione vale $p=(8 \div 12) \cdot c_u \cdot d$. Ai fini di un'analisi semplificata Broms propone di adottare il diagramma con reazione nulla fino a $z = 1.5 \cdot d$ e a partire da tale profondità costante pari a $p=9 \cdot c_u \cdot d$;
- per un terreno incoerente si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge $p=3 \cdot k_p \cdot g \cdot z \cdot d$.

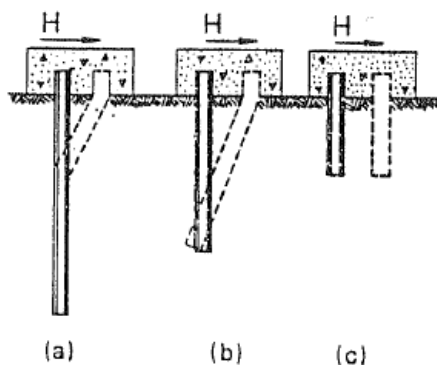


In relazione al tipo di vincolo in testa al palo occorre distinguere i seguenti due casi:


- palo libero di ruotare per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
 - di palo “lungo” schematizzato in Figura (a);
 - di palo “corto” schematizzato in Figura (b);



- palo impedito di ruotare in testa per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
 - di palo “lungo” schematizzato in Figura (a);
 - di palo “intermedio” schematizzato in Figura (b);
 - di palo “corto” schematizzato in Figura (c);



Il valore di H_{lim} deriva quindi dal raggiungimento o della massima reazione possibile trasmessa dal terreno completamente plasticizzato (caso di palo “corto”) oppure dalla prematura formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo in numero tale da rendere il complesso palo-terreno un meccanismo (caso di palo “intermedio” e “lungo”).

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 BARRIERE ANTIRUMORE					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLRI0000005	REV. A

4.5 CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche dell'opera constano del dimensionamento geotecnico della palificata di fondazione, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali di fondazione.

In particolare si esegue la seguente procedura di calcolo:

- calcolo della quintupla di azioni (F_x , F_y , F_z , M_x ed M_y) ad intradosso zattera di fondazione, risultanti dalle combinazioni di carico su descritte;
- calcolo dei carichi assiali su ciascun palo;
- dimensionamento dei pali di fondazione ai fini del soddisfacimento delle verifiche di capacità portante degli stessi.

Le opere in oggetto presentano una fondazione indiretta costituita da una platea di fondazione su pali trivellati, il cui valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R come da Tab 6.4.II nel NTC2018:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 5: Fattori di correlazione ξ

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione definitiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$.

4.6 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione ξ .

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

dove:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R_i^s} + \frac{Q_b}{R_i^b} \right) - W_{palo} \quad \text{- compressione}$$

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R_i^s} \right) + W_{palo} \quad \text{- trazione}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b;$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s;$$

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

q_b = pressione limite alla base del palo;

τ_s = pressione laterale lungo il palo;

R_i e ξ = coefficienti di abbattimento delle resistenze;

W_{palo} = peso caratteristico del palo al netto del peso del terreno asportato;

In particolare, per terreni coesivi:

$$q_b = 9 \cdot c_{ub} + \sigma_{v0}$$

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

per terreni incoerenti:

$$q_b = N_q \cdot \sigma_{v0}$$

$$q_s = k_i \cdot \tan \phi' \cdot \sigma_{v0}$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

c_{ub} = coesione non drenata alla base del palo;

σ_{v0} = tensione litostatica totale;

α = coefficiente empirico;

$k_i = 0.5$;

N_q = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguito riportate:

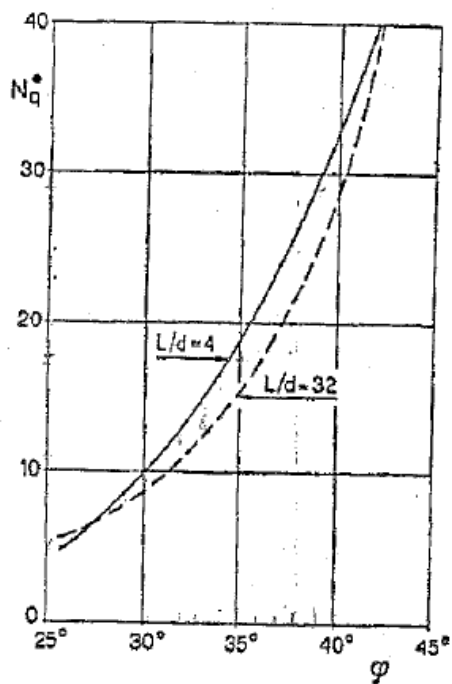


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Figura 5: Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

Per quanto riguarda il coefficiente empirico α , possono considerarsi i valori della tabella seguente:

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
Da 25 a 50	0.8
Da 50 a 75	0.6
≥ 75	0.4

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

Calcestruzzo per cordolo: C 30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \quad \text{resistenza caratteristica cilindrica}$$

$$E_c = 32836.6 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

Calcestruzzo per pali gettati in opera: C 25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \quad \text{resistenza caratteristica cilindrica}$$

$$E_c = 31475.8 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

Calcestruzzo per muro: C 32/40

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa} \quad f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \quad \text{resistenza caratteristica cilindrica}$$

$$E_c = 33346 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

Acciaio da c.a.: B 450 C

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa} \quad f_{yk} = 450 \text{ MPa} \quad f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \quad \text{resistenza caratteristica cilindrica}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

Copriferro

Il copriferro netto vale 40mm per i muri.

Il copriferro netto vale 60mm per i pali.

6 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle caratteristiche geotecniche peggiori riscontrabili sulla linea oggetto di intervento, pertanto si è fatto riferimento alla stratigrafia individuata nella relazione geotecnica per la tratta da 0+750 a 1+150.

Il terreno si considera quindi costituito dai seguenti parametri:

Strato 1: Ug1

Profondità: da 0m a 6m (da p.c.)

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

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

Strato 2: Ug3 b

Profondità: da 6m a 16m (da p.c.)

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

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

$$c_u = 75 \text{ kPa}$$

La profondità della falda non interessa le strutture dell'opera in oggetto, trovandosi a circa 27 [m] da p.c..

7 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti globalmente sulla struttura. Il calcolo è stato effettuato su una striscia di larghezza unitaria di muro.

7.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

I pesi sono stati valutati considerando un peso specifico del CLS pari a 25 kN/m^3 .

Nello specifico, per metro lineare di opera, si ha:

- Quota estradosso fondazione:

$$G_{k,1} = A_1 \cdot \rho_c = 2.46 \cdot 25 = 61.5 \text{ kN/m}$$

Dove:

$$A_1 = 2.46 \text{ m}^2 - \text{area della sezione di muro in cls}$$

- Quota intradosso fondazione:

$$G_{k,2} = G_{k,1} + A_2 \cdot \rho_c = 61.5 + 0.99 \cdot 25 = 86.3 \text{ kN/m}$$

Dove:

$$A_2 = 0.99 \text{ m}^2 - \text{area del cordolo di fondazione in cls}$$

7.2 SPINTA STATICA DOVUTA AI PESI PROPRI

Le spinte statiche, dovute ai pesi propri del ballast/terreno, sono state calcolate per un'altezza di rilevato pari a $H = 1.10 \text{ m}$.

7.2.1 Spinta del terreno

Per la determinazione delle azioni applicate al muro di recinzione sia dal rilevato ferroviario lato binario, che dal rinterro lato ricettore, si assumono i parametri geotecnici indicati al capitolo 6.

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S = 1/2 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad $1/3 H$. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete $k_0 = (1 - \sin \phi)$

A favore di sicurezza è stato considerato solamente il contributo del rilevato ferroviario.

Nello specifico si ha:

$$S = 0.5 \times k_0 \cdot \gamma \cdot H^2 = 0.5 \times 0.43 \times 20 \times 1.10 \times 1.10 = 5.2 \text{ kN} = \text{Spinta estradosso fondazione}$$

$$M = 5.2 \times (1.1 \text{ m} / 3) = 1.91 \text{ kNm}$$

$$S = 0.5 \times k_0 \cdot \gamma \cdot (H + 0.9)^2 = 0.5 \times 0.43 \times 20 \times (1.10 + 0.90) = 17.2 \text{ kN} = \text{Spinta intradosso fondazione}$$

$$M = 17.2 \times (1.1 + 0.9) / 3 = 11.5 \text{ kNm}$$

Dove:

$$k_0 = (1 - \sin\varphi) = 0.43$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$H_{\max} = 1.10\text{m}$$

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

7.2.2 Spinta del ballast

$$S = k_0 \cdot q \cdot H = 0.43 \times 14.4 = 6.19 \text{ kN/m}^2$$

$$S = k_0 \cdot q \cdot H = 0.43 \times 14.4 \times 1.10 = 6.81 \text{ kN} = \text{Spinta estradosso fondazione}$$

$$M = 6.81 \times H/2 = 3.75 \text{ kNm}$$

$$S = k_0 \cdot q \cdot (H+0.9) = 0.43 \times 14.4 \times (1.10 + 0.90) = 12.4 \text{ kN} = \text{Spinta intradosso fondazione}$$

$$M = 6.81 \times (H+0.9)/2 = 6.81 \text{ kNm}$$

$$\text{Con } q = \text{sovraccarico ballast} = 0.8 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 14.4 \text{ kN/m}^2$$

7.2.3 Spinta del carico da traffico ferroviario

Per considerare il sovraccarico sul rilevato dovuto al passaggio dei treni si fa riferimento alle specifiche RFI nelle quali si prescrive di utilizzare il carico LM71 per le opere di sostegno:

$$q = 250 \text{ kN} \times 4 / (1.60 \text{ m} \times 4) = 156 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = \text{coefficiente di adattamento} = 1.1$$

Il sovraccarico ferroviario si distribuisce attraverso il ballast con una pendenza di 4:1, quindi:

$$L_{\text{trasv.}} = 2.8 \text{ m}$$

Ottenendo:

$$q_{\text{LM71}} = 1.1 \times 156 / 2.8 = 61.00 \text{ kN/m/m}$$

$$S = k_0 \cdot q \cdot H = 0.43 \times 61 \times 1.10 = 29 \text{ kN} = \text{Spinta estradosso fondazione}$$

$$M = 29 \times H/2 = 16 \text{ kNm}$$

$$S = k_0 \cdot q \cdot (H+0.9) = 0.43 \times 61 \times (1.10 + 0.90) = 52.46 \text{ kN} = \text{Spinta intradosso fondazione}$$

$$M = 52.46 \times (H+0.9)/2 = 52.46 \text{ kNm}$$

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 BARRIERE ANTIRUMORE					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLRI0000005	REV. A

7.3 AZIONI PROVENIENTI DALLE BARRIERE ANTIRUMORE

L'azione principale agente sulle barriere antirumore è quella del vento, che viene combinata con le sovrappressioni dovute al passaggio dei convogli calcolate secondo quanto indicato al paragrafo 5.2.2.6 delle NTC 2018 (Rif. Manuale: Parte II – Sezione II – Paragrafo 2.5.1.4.6).

7.3.1 Azione del vento

L'azione principale agente sulle barriere antirumore è quella del vento, che viene combinata con le sovrappressioni dovute al passaggio dei convogli calcolate secondo quanto indicato al paragrafo 5.2.2.6 delle NTC 2018 (Rif. Manuale: Parte II – Sezione II – Paragrafo 2.5.1.4.6).

Su metro lineare di muro si applicano nei due casi di vento diretto da esterno verso l'interno e viceversa, scegliendo caso per caso la condizione più sfavorevole per il muro. Si considerano ai fini dei calcoli solo i casi di vento spingente nella stessa direzione del terreno essendo questa la condizione peggiore.

Si considera un caso limite di massima pressione esercitabile con massima altezza della barriera sopra un rilevato.

La pressione del vento è data dalla seguente espressione (D.M.2018, §3.3.4):

$$p = q_r \times c_e \times c_d \times c_p$$

dove:

q_r = pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6);

c_e = coefficiente di esposizione (§ 3.3.7);

c_p = coefficiente di pressione (§ 3.3.8);

c_d = coefficiente dinamico (§ 3.3.9).

La pressione cinetica di riferimento q_r è definita:

$$q_r = 0.5 \times \rho \times v_r^2 \quad [\text{N/m}^2]$$

dove:

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a 1.25 kg/m³;

v_r = velocità di riferimento del vento (in m/s).

La velocità di riferimento v_r del vento è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Essa è definita in funzione del sito dell'opera in progetto:

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Bergamo ricade in zona 1 e pertanto si ottiene:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

La velocità di riferimento v_r dipende inoltre dal tempo di ritorno adottato secondo la seguente espressione:

$$V_r = v_b \times C_r$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento (§3.3.1)

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Si considera un tempo di ritorno pari a 50 anni, per il quale $c_r = 1$ e quindi $v_b = 25 \text{ m/s}$.

Si ottiene pertanto la pressione cinetica di riferimento q_b :

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \times 25^2 = 391 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z del punto considerato sul suolo, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Esso viene calcolato mediante le espressioni di seguito:

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) [7 + \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

dove: k_r , c_t , z_0 e z_{\min} sono definiti nella seguente tabella (tab. 3.3.II):

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Il coefficiente di topografia c_t viene assunto pari a 1.0 (§ 3.3.7).

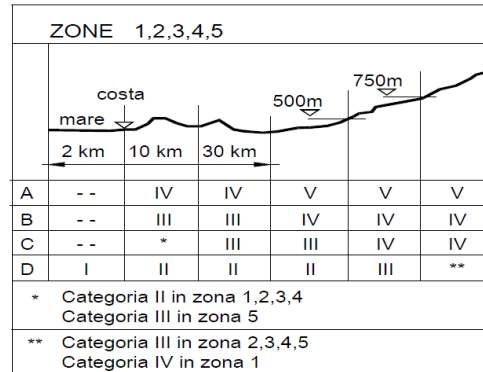
Per il sito relativo alla struttura in esame si considera la classe di rugosità del terreno B (tab. 3.3.III):

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

In zona 1, con classe di rugosità B ed oltre i 30 km dalla costa si ottiene pertanto la classe di esposizione del sito IV (figura 3.3.2):



Riassumendo:

classe di rugosità del terreno B;

categoria di esposizione IV:

$$k_r = 0.22$$

$$z_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8.0 \text{ m}$$

Per il calcolo dell'azione del vento sulla struttura si considera come altezza di riferimento z l'altezza massima della costruzione sopra il piano di campagna. Per quanto riguarda la tipologia "RFI" si considera l'altezza della barriera come distanza tra il piano del ferro e la sommità della barriera, pari a $5.50\text{m} + 2\text{m} = 7.50\text{m}$. Inoltre, nel caso peggiore al di sotto della barriera è presente un rilevato di altezza massima di circa 4.0 metri. Si ottiene quindi:

$$z_{\text{RFI}} = 7.50 + 4.0 = 11.50 \text{ m}$$

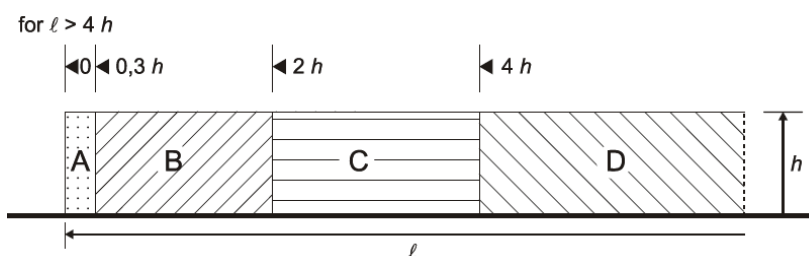
In funzione di z si calcola il coefficiente di esposizione:

$$c_{e,\text{RFI}}(z) = c_e(11.5 \text{ m}) = 0.22^{2*1} \ln(11.50/0.3) * (7 + \ln(11.50/0.3)) = 1.88$$

Il coefficiente dinamico viene cautelativamente assunto unitario: $c_d = 1.0$.

Le azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario verranno cumulate con quelle del vento.

Per la determinazione del coefficiente di forma c_p si fa riferimento a quanto riportato al § 7.4 dell'Eurocodice 1. Si assume di ricadere in zona D secondo il seguente schema e la relativa tabella associata:



Le barriere antirumore, sviluppandosi lungo i binari, avranno uno schema riconducibile alla zona D, visto che l'altezza massima (h) di queste risulta essere in ogni caso minore dello sviluppo planimetrico (l) (è sempre verificata la condizione $l > 4h$).

Per le barriere antirumore, che presentano una superficie solida continua senza aperture, ad eccezione degli accessi situati ogni 250 m, si considera un coefficiente di solidità unitario. Per una superficie riconducibile alla zona D, priva di angoli e con rapporto elevato di l/h , secondo la tabella 7.9 si ottiene un coefficiente di pressione netta $c_{p,net}$ pari a 1.2.

prospetto 7.9 Valori raccomandati dei coefficienti di pressione $c_{p,net}$ per pareti libere e parapetti

Solidità	Zona	A	B	C	D	
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$l/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$l/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$l/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^a$	2,1	1,8	1,4	1,2	
$\varphi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2	

a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.

La pressione del vento risulta a questo punto:

$$p_{v,RFI} = q_b \times c_e \times c_d \times c_p = 0.391 \times 1.88 \times 1.0 \times 1.2 = 0.882 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione deve essere associata all'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario.

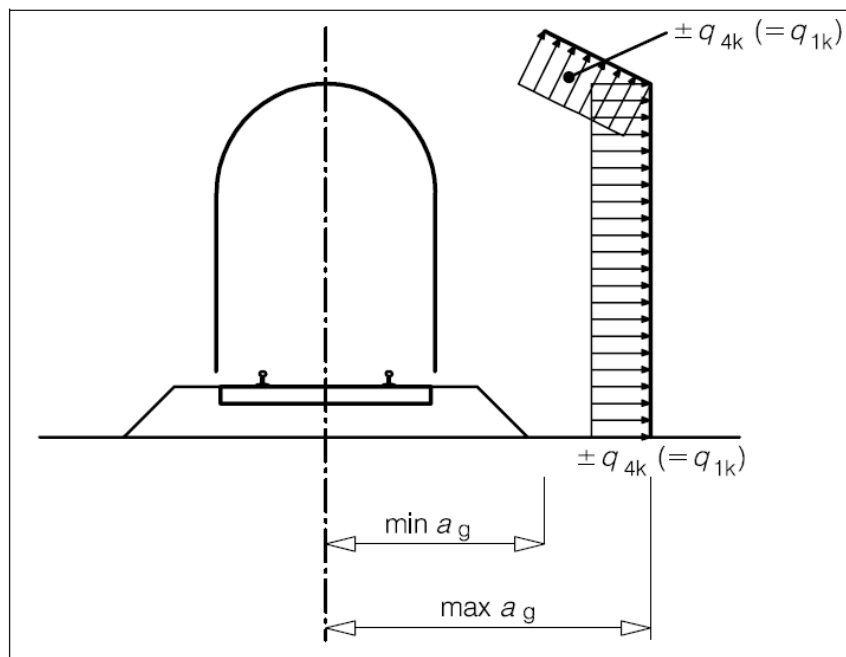
7.3.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

Si considerano inoltre gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari secondo quanto contenuto nel D.M.2018 paragrafo 5.2.2.6 e quanto previsto nella “Specificazione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” (RFI DTC INC PO SP IFS 001 C). Si fa riferimento al caso di superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (§5.2.2.6.4 NTC2018).

Il valore $\pm q_{4k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g' dal binario:

$$a_g' = 0.6 a_{g,\min} + 0.4 a_{g,\max}$$

dove le distanze $a_{g,\min}$ e $a_{g,\max}$ sono state determinate in base al grafico sottostante:

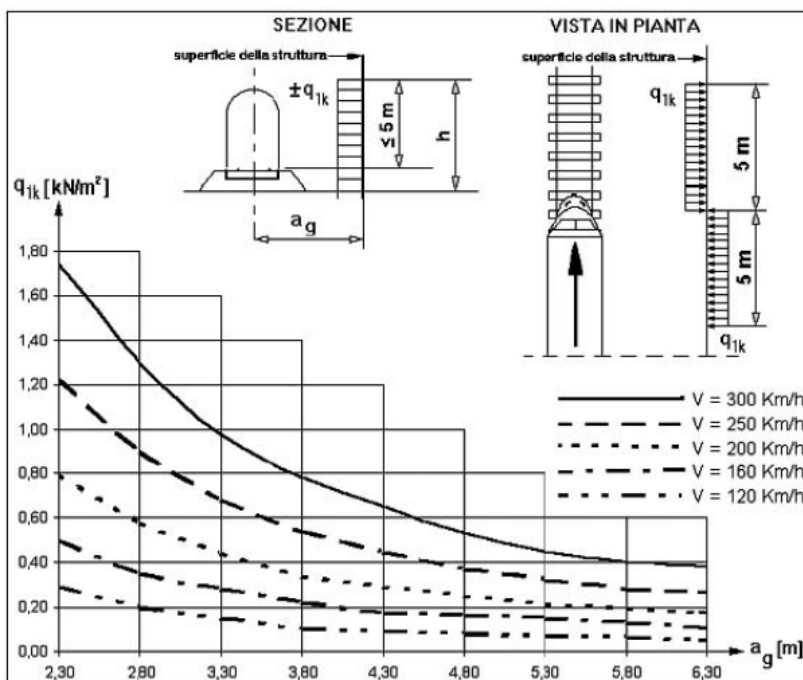


Si considerano le seguenti condizioni di base:

- velocità massima del convoglio ferroviario: pur trattandosi di linea a 100 km /h, si assume $V_{\max}=150$ km/h.
- Per i muri in esame le barriere sono verticali e per questo $a_{g,\min}$ e $a_{g,\max}$ sono considerati uguali e pari.
- La distanza dal binario è pari a circa 5 [m]

Quindi si ottiene: $a_g' = 5.00$ m

A tale valore di a_g corrisponde il valore dell'azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nelle norme e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli, a favore di sicurezza:



Per la velocità della linea in oggetto (cautelativamente $V = 160$ km/h), si assume $q_{1k} = 0.20$ kN/m².

Tale azione deve essere cumulata con l'azione del vento in direzione perpendicolare all'asse del binario, tenendo conto che il D.M.2018 al paragrafo 5.2.3.2.2 afferma che in ogni caso l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1.5 kN/m² sia nelle verifiche agli SLE (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con $\gamma_Q=1,00$ e $\gamma_{Qi}=1,00$. Secondo il documento RFI DTC INC PO SP IFS 001 C, il valore minimo della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica si assume pari a 1.5 kN/m² per linee percorse a velocità $V \leq 200$ km/h.

Pertanto si calcola:

$$p_{tot,RFI} = p_{v,RFI} + q_{1k} = 0.882 + 0.20 = 1.08 \text{ kN/m}^2 < 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore risulta minore di 1.5 kN/m², per cui la pressione del vento viene ricalcolata come segue:

$$p_v = 1.5 - 0.2 = 1.3 \text{ kN/m}^2$$

A favore di sicurezza la pressione aerodinamica associata al passaggio dei convogli viene applicata su tutta l'altezza della barriera e sommata interamente al valore di pressione del vento.

Nello specifico risulta quindi:

Hb	5.50	m
H muro	3.90	m
H tot	9.40	m
Hpl	0.90	m

altezza barriera
altezza muro in c.a.
altezza tot
altezza plinto

p vento	1.30	kN/m ²
---------	------	-------------------

azione del vento

H_vento	12.22	kN/m
---------	-------	------

Risultante al metro

M_v_estr	57.43	kNm / m
b	4.70	m

Momento estradosso fondazione
braccio

M_v_intr	68.43	
b	5.60	m

Momento intradosso fondazione
braccio

Hb	5.50	m
H muro	3.90	m
H tot	9.40	m
Hpl	0.90	m

altezza barriera
altezza muro in c.a.
altezza tot
altezza plinto

p aer	0.20	kN/m ²
-------	------	-------------------

azione aerodinamica convogli

H_vento	1.88	kN/m
---------	------	------

Risultante al metro

M_v_estr	8.84	kNm / m
b	4.70	m

Momento estradosso fondazione
braccio

M_v_intr	10.53	
b	5.60	m

Momento intradosso fondazione
braccio

A favore di sicurezza è stato trascurato il contributo del carico assiale sul muro e sui pali dovuto al peso proprio delle barriere.

7.4

AZIONI SISMICHE

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati i seguenti valori: $V_N=50$ anni e classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.0$.

La vita di riferimento V_R è quindi pari a 50 anni.

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$
- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Categoria di suolo: C
- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura $q = 1.0$

È stato utilizzato il valore di accelerazione più gravoso riscontrato su tutta la tratta Ponte S. Pietro - Bergamo su quale è presenta la opera in esame. I parametri sismici per lo SLV sono come mostrati nelle figure seguenti:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato II SLV

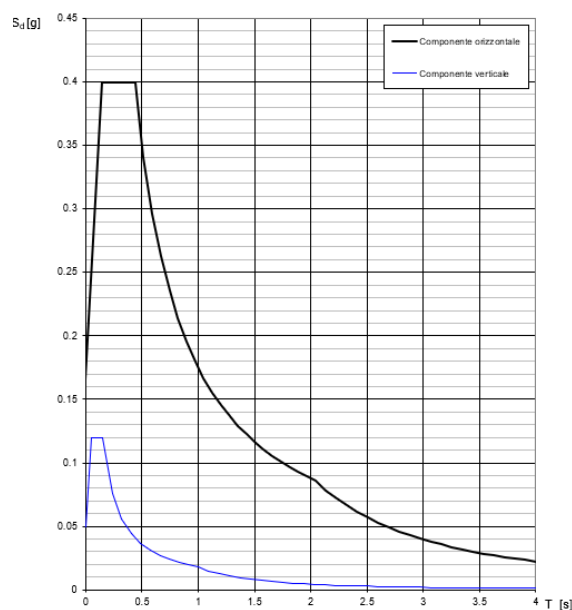


Figura 2 Spettri di risposta per lo SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.110 g
F_0	2.418
T_C	0.271 s
S_S	1.500
C_C	1.615
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.438 s
T_D	2.041 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_w(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.165
T_B	0.146	0.400
T_C	0.438	0.400
	0.514	0.341
	0.591	0.296
	0.667	0.263
	0.743	0.236
	0.820	0.214
	0.896	0.195
	0.972	0.180
	1.049	0.167
	1.125	0.156
	1.201	0.146
	1.278	0.137
	1.354	0.129
	1.430	0.122
	1.507	0.116
	1.583	0.111
	1.659	0.106
	1.736	0.101
	1.812	0.097
	1.888	0.093
	1.965	0.089
T_D	2.041	0.086
	2.134	0.078
	2.228	0.072
	2.321	0.066
	2.414	0.061
	2.507	0.057
	2.601	0.053
	2.694	0.049
	2.787	0.046
	2.881	0.043
	2.974	0.040
	3.067	0.038
	3.160	0.036
	3.254	0.034
	3.347	0.032
	3.440	0.030
	3.534	0.029
	3.627	0.027
	3.720	0.026
	3.813	0.025
	3.907	0.023
	4.000	0.022

Figura 3 Parametri sismici per lo SLV

Si applica l'azione sismica come azione statica, a favore di sicurezza si considera l'accelerazione corrispondente al plateau:

$$\text{Inerzia muro in c.a.} = 2.46 \text{ [m}^2\text{]} \times 0.4 \text{ [g]} \times 25 \text{ [kN/m}^3\text{]} = 24.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Inerzia barriera} = 1.00 \text{ kN/m}^2 \times 5.5 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 0.4 \text{ [g]} + 8.3 \text{ kN/3 m} \times 0.4 \text{ [g]} = 3.31 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{estr}} = 3.31 \times (5.5/2 + H) + 24.6 \times (H/2) = 22.01 + 48 = 70 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{intr}} = 3.31 \times (5.5/2 + H + 0.9) + 24.6 \times (H/2 + 0.9) = 25 + 70 = 95 \text{ kNm}$$

7.5

SOVRASPINTA SISMICA

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio in accordo con NTC18 7.11.6.2.1. Vale, a scopo cautelativo, la formula per opere impedite di traslare di Wood:

$$- k_h = \beta_m a_{\text{max}}/g$$

- Con $\beta_m = 1$ (muro non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno)

$$S_w = [\beta_m a_{\text{max}}/g] \times \gamma \times H = 0.165 \text{ [g]} \times 20 \text{ kN/m}^3 \times (1.1+0.9) \text{ m} = 6.6 \text{ kN/m}^2$$

$$S_w_{\text{estr}} = 6.6 \text{ kN/m}^2 \times 1.1 \text{ m} = 7.3 \text{ kN/m}$$

$$S_w_{\text{intr}} = 6.6 \text{ kN/m}^2 \times (1.1 + 0.9) \text{ m} = 13.2 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{estr}} = 7.3 \times 1.1/2 = 4.02 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{intr}} = 13.2 \times (1.1+0.9)/2 = 13.2 \text{ kNm}$$

7.6

AZIONI DA URTO FERROVIARIO

Si fa riferimento al Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione II paragrafo 2.6.2.1 dove viene richiamato il paragrafo 3.6.3.4 delle NTC 2018 (Urti da traffico ferroviario).

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati i seguenti valori:

- Urto in direzione perpendicolare al binario (distanza dal binario < 5m): 1500 kN
- Urto in direzione parallela al binario (distanza dal binario di <5m): 4000 kN

Si considera che l'impatto avvenga a 1.80 m dal PF su una impronta di circa 2.0 m. ipotizzando una diffusione a 45°. Si è ricorso ad analizzare la possibile altezza di diffusione massima.

Nello specifico si ha:

H p.f.	2.00	m
H p.f.-estr	1.90	m
H tot	3.90	m
L diff	9.40	m

altezza da p.f
altezza da p.f. ad estradosso fondazione
altezza tot
 $2 + 2 \times (H \text{ tot} - 0.2)$

H_urto	1500.00	kN
V	159.57	kN/m
M_estr	590.43	kNm/m
b	3.70	m

Azione urto convogli
azione ripartita sulla larghezza di diffusione
ad estradosso fondazione
Momento
braccio

Ved	159.57	kN/m
Med	590.43	kNm/m

Taglio sollecitante di progetto
Momento sollecitante di progetto

8 COMBINAZIONE DEI CARICHI

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc...)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Tab. 1 – Valutazione dei carichi da traffico

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili

γ_P coefficiente parziale delle azioni di precompressione

γ_{Ced} coefficiente parziale delle azioni di ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente.

Tab. 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{F1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{F2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{F3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{F4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 3 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Per la combinazione da urto ferroviario si considerano le seguenti assunzioni:

- Combinazione: $G_k + A + \psi_{21} Q_k$
- Coefficienti $\gamma_M = 1.0$ per tutti i materiali

$$SLU_{acc} = G1 + Sst + S ball + Urto$$

$$SLE_R = G1 + Sst + S ball + Str + \psi_0 \text{ Vento+Aerod}$$

$$SLE_{QP} = G1 + Sst + S ball$$



**PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO –
MONTELLO
LOTTO 9**

BARRIERE ANTIRUMORE

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE
FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26	CLRI0000005	A	36 di 59

9 SCHEMA DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI

Lo schema di calcolo è quello di un muro continuo avente spessore minimo 50 cm, di altezza massima pari a 3.9 m. Il muro in oggetto è dimensionato per accogliere eventuale la barriera antirumore e per assorbire l'urto da traffico ferroviario.

In tal senso si evidenzia che la combinazione eccezionale di urto risulta di gran lunga più dimensionante rispetto a tutte le combinazioni sia statiche che sismiche. Nel seguito saranno riassunte solamente le verifiche condotte per tale combinazione.

Per poter ripartire le forze dell'urto su un tratto più lungo possibile, il rapporto tra le armature orizzontali e verticali viene posto uguale al 60%.

è costituito da pali $D=800$ mm in cemento armato posti ad interasse pari a 1.80 m collegati in testa da un cordolo di ripartizione senza giunti longitudinali (annegato nel rilevato ferroviario) di sezione trasversale 1.10x0.90 m.

Il muro è stato modellato come una struttura bidimensionale determinando le sollecitazioni per metro di lunghezza.

Le verifiche a portanza orizzontale sono state eseguite secondo le ipotesi della teoria di Broms.

Nella seguente tabella sono riportate le sollecitazioni caratteristiche, usate per le verifiche geotecniche e strutturali, agenti sul muro di recinzione H=3.90 m a quota estradosso/intradosso cordolo:

Carico	N [kN]/m	V [kN]/m	M [kNm]/m	
G1	61.50			<i>estradosso</i>
	86.30			<i>intradosso</i>
Sst		5.20	1.91	<i>estradosso</i>
		17.20	11.50	<i>intradosso</i>
S ball		6.81	3.75	<i>estradosso</i>
		12.40	6.81	<i>intradosso</i>
Str		29.00	16.00	<i>estradosso</i>
		52.46	52.46	<i>intradosso</i>
Vento		12.22	57.43	<i>estradosso</i>
		12.22	68.43	<i>intradosso</i>
Aerod		1.88	8.84	<i>estradosso</i>
		1.88	10.53	<i>intradosso</i>
Inerzia_H		27.91	70.00	<i>estradosso</i>
		27.91	95.00	<i>intradosso</i>
Sw		7.30	4.02	<i>estradosso</i>
		13.20	13.20	<i>intradosso</i>
Urto		159.57	590.43	<i>estradosso</i>
		134.00	616.00	<i>intradosso</i>

$$SLU_{acc} = G1 + Sst + S ball + Urto$$

$$SLE_R = G1 + Sst + S ball + Str + \psi_0 \text{ Vento} + Aerod$$

$$SLE_{QP} = G1 + Sst + S ball$$

In base alle combinazioni di carico definite si ottengono le sollecitazioni di progetto:

Combinazione	N [kN]/m	V [kN]/m	M [kNm]/m	
SLU	61.50	171.58	596.09	<i>estradosso</i>
	86.30	163.60	634.31	<i>intradosso</i>
SLE R	61.50	49.85	63.19	<i>estradosso</i>
	86.30	90.90	120.25	<i>intradosso</i>
SLE QP	61.50	12.01	5.66	<i>estradosso</i>
	86.30	29.60	18.31	<i>intradosso</i>

10 VERIFICHE

Nei paragrafi che seguono si riportano gli esiti delle verifiche strutturali svolte con il software RC SEC e fogli di calcolo excel che implementano le prescrizioni della Normativa vigente.

10.1 VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO

Nei paragrafi seguenti per l'elemento verticale del muro di linea antisvio sono state riportate le verifiche di resistenza a flessione e taglio (in comb. Eccezionale) e le verifiche tensionali e di fessurazione (in comb. Rara), in quanto i muri possono sostenere anche le barriere antirumore. La sezione resistente considerata per le verifiche ha larghezza unitaria ($B=1.0$ m).

Armature verticali: $\varnothing 24/10 + 2 \varnothing 20$ sul lato teso, $\varnothing 20/20$ sul lato compresso

Armature orizzontali: $\varnothing 16/10$ sul lato teso, $\varnothing 16/10$ sul lato compresso
spille n. 3 $\varnothing 14/20$

Altezza sezione di verifica: 0.5 m.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.130	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.020	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa

Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-25.0
2	-50.0	25.0
3	50.0	25.0
4	50.0	-25.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.4	-17.4	24
2	-42.4	17.4	20
3	42.4	17.4	20
4	42.4	-17.4	24
5	-42.4	-12.6	20
6	42.4	-12.6	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	61.50	597.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	61.50	64.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	61.50	64.00 (183.38)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	61.50	6.00 (873.21)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	---------



**PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO –
MONTELLO
LOTTO 9
BARRIERE ANTIRUMORE**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NB1R	09	D 26	CLRI0000005	A	41 di 59

1 S 61.50 597.00 0.00 61.40 747.74 0.00 1.25 51.5(8.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.273	50.0	25.0	0.00120	42.4	17.4	-0.00932	-42.4	-17.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000302296	-0.004057405	0.273	0.781

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.83	-50.0	25.0	-30.0	33.0	-17.4	1000	45.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.83	-50.0	25.0	-30.0	33.0	-17.4	1000	45.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]

k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e _{sm} - e _{cm}	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr _{max}	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx _{fess.}	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My _{fess.}	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr _{max}	wk	Mx _{fess.}	My _{fess.}
1	S	-0.00020	0	0.500	24.0	64	0.00009 (0.00009)	308	0.028 (0.30)	183.38	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc _{max}	Xc _{max}	Yc _{max}	Sf _{min}	Xs _{min}	Ys _{min}	Ac _{eff.}	As _{eff.}
1	S	0.24	-50.0	25.0	0.3	-42.4	-17.4	0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr _{max}	wk	Mx _{fess.}	My _{fess.}
1	S	0.00000	0	0.500	24.0	64	0.00009 (0.00009)	0	0.000 (0.20)	873.21	0.00

10.1.1 Verifica a taglio (SLU – Combinazione eccezionale)

La verifica è riportata nella seguente tabella.

Le sollecitazioni sono dovute alla combinazione eccezionale e sono effettuate in corrispondenza della sezione in prossimità dell'urto. La sollecitazione di taglio di progetto è data dal valore della forza statica equivalente all'urto (1500 kN) divisa per l'area di impatto (2 m) ed è quindi uguale a 750 kN/m.

Cls R_{ck}

Cls condizioni calcestruzzo

Acciaio 1 acciaio barre longitudinali

Acciaio 2 acciaio armature trasversali

γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)

d mm altezza utile della sezione

A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali

\varnothing_{bl} mm diametro delle barre longitudinali

n_{bw} numero di bracci delle staffe

\varnothing_{st} mm diametro delle staffe

s_{st} mm passo delle staffe

α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)

V_{Ed} KN taglio di calcolo

N_{Rd} 8070.9 KN sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

Si dispongono spille n. 3 $\varnothing 14/20$.

La verifica risulta **soddisfatta**.

10.2

VERIFICA DEL CORDOLO

Ai fini di valutare l'armatura del cordolo, si esamina, una trave semplicemente appoggiata, di luce pari a 5.40m (3 interassi di pali a favore di sicurezza), agente sotto carichi orizzontali, in particolare l'azione dell'urto del treno, che risulta di gran lunga governante:

Combinazione	N [kN]/m	V [kN]/m	M [kNm]/m	
SLU	61.50	171.58	596.09	<i>estradosso</i>
	86.30	163.60	634.31	<i>intradosso</i>
SLE R	61.50	49.85	63.19	<i>estradosso</i>
	86.30	90.90	120.25	<i>intradosso</i>
SLE QP	61.50	12.01	5.66	<i>estradosso</i>
	86.30	29.60	18.31	<i>intradosso</i>

- SLU

Ved = 171.58 kN/m x 5.4 / 2 = 465 kN (cautelativamente si utilizza il valore a filo estradosso)

Med = 171.58 kN/m x 5.4² / 8 = 625 kNm

- SLE_R

Ved = 90.9 kN/m

Med = 90.9 kN/m x 5.4² / 8 = 331 kNm

- SLE_QP

Ved = 29.6 kN/m

Med = 29.6 kN/m x 5.4² / 8 = 108 kNm

Armature orizzontali: 5 Ø 24 sia tesa che compressa

Staffe: Ø16/20

Altezza sezione di verifica: 1.10 m.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Sezione generica di Trave

Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-45.0	-55.0
2	-45.0	55.0
3	45.0	55.0
4	45.0	-55.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-37.4	-47.4	24
2	-37.4	47.4	24
3	37.4	47.4	24
4	37.4	-47.4	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre

N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	625.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	331.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	331.00 (606.74)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My

1 0.00 108.00 (606.74) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIAMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	625.00	0.00	0.00	842.42	0.00	1.35	22.6(15.4)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIAMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00050	0.205	-45.0	55.0	0.00032	37.4	47.4	-0.00196	-37.4	-47.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000024025	-0.000817727	0.205	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)

Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.85	45.0	55.0	-154.1	-18.7	-47.4	1710	22.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.85	45.0	55.0	-154.1	-18.7	-47.4	1710	22.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00084	0	0.500	24.0	64	0.00046 (0.00046)	526	0.243 (0.30)	606.74	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.93	45.0	55.0	-50.3	-37.4	-47.4	1710	22.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00028	0	0.500	24.0	64	0.00015 (0.00015)	526	0.079 (0.20)	606.74	0.00

Verifica a taglio

Cls R_{ck}

Cls condizioni calcestruzzo

Acciaio 1 acciaio barre longitudinali

Acciaio 2 acciaio armature trasversali

γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)

d mm altezza utile della sezione

A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali

\varnothing_{bl} mm diametro delle barre longitudinali

n_{bw} numero di bracci delle staffe

\varnothing_{st} mm diametro delle staffe

s_{st} mm passo delle staffe

α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)

V_{Ed} KN taglio di calcolo

N_{Rd} 15740.4 KN sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

10.3

VERIFICA PORTANZA LATERALE PALO

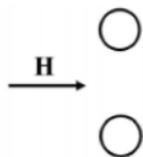
Le sollecitazioni ricavate all'intradosso del cordolo, relative alla combinazione eccezionale, per un metro di larghezza, sono le seguenti:

Combinazione	N [kN]/m	V [kN]/m	M [kNm]/m	
SLU	61.50	171.58	596.09	<i>estradosso</i>
	86.30	163.60	634.31	<i>intradosso</i>
SLE R	61.50	49.85	63.19	<i>estradosso</i>
	86.30	90.90	120.25	<i>intradosso</i>
SLE QP	61.50	12.01	5.66	<i>estradosso</i>
	86.30	29.60	18.31	<i>intradosso</i>

Sollecitazioni nei pali (moltiplicando i valori all'intradosso per l'interasse di 1.8m):

Combinazione	N [kN]/m	V [kN]/m	M [kNm]/m	
SLU	110.70	308.84	1072.96	<i>estradosso</i>
	155.34	294.48	1141.76	<i>intradosso</i>
SLE R	110.70	89.72	113.74	<i>estradosso</i>
	155.34	163.61	216.45	<i>intradosso</i>
SLE QP	110.70	21.62	10.19	<i>estradosso</i>
	155.34	53.28	32.96	<i>intradosso</i>

Sotto le ipotesi semplificate della teoria di Broms, viene calcolata la massima forza laterale sostenuta dal palo di lunghezza di 8 m. Si tiene conto del coefficiente di efficienza per i pali affiancati trasversalmente, secondo la teoria di Reese e Van Impe:



$$\begin{cases} e_T = 0.64 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.34} & \text{per } \frac{s}{D} \leq 3.75 \\ e_T = 1 & \text{per } \frac{s}{D} > 3.75 \end{cases}$$

con $s = 1.8 \text{ m}$ e $d = 0.8 \text{ m}$

$e_T = 0.84$

opera **Muro**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_{cu}	γ_T	
			γ_G	γ_Q				
SU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30

quota s

quota s

quota st

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	20	20	35	3.69		35	3.69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00	19	19	24	2.37		24	2.37	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		84.00	20	20	38	4.20		38	4.20	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **1** (m)

Diametro del palo D **0.80** (m)

Lunghezza del palo L **8.00** (m)

Momento di plasticizzazione palo M_y **1364.68** (kNm)

Step di calcolo **0.01** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1138.2 (kN)		1138.2 (kN)	
Palo intermedio	1574.4 (kN)		1574.4 (kN)	
Palo corto	4770.4 (kN)		4770.4 (kN)	

H_{med} **1138.2 (kN)** Palo lungo H_{min} **1138.2 (kN)** Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3; R_{min}/\xi_4) \quad 669.56 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T \quad 515.04 \quad (\text{kN})$$

Carico Assiale Permanente (G): $G = 0$ (kN)

Carico Assiale variabile (Q): $Q = 295$ (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 295.00 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1.75$$

e	0.84
FS	1.47

La verifica risulta **soddisfatta**.

Le verifiche di capacità portante a carichi orizzontali sono state svolte anche per sollecitazioni a breve termine:

opera **Muro**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30

quota s

quota s

quota st

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	20	20	35	3.69		35	3.69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		94.00	19	19		1.00	75		1.00	75
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		84.00	20	20	38	4.20		38	4.20	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **1** (m)
 Diametro del palo D **0.80** (m)
 Lunghezza del palo L **8.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **1364.68** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	1138.2 (kN)		1138.2 (kN)	
Palo intermedio	1456.3 (kN)		1456.3 (kN)	
Palo corto	4268.3 (kN)		4268.3 (kN)	

H_{med} **1138.2 (kN)** Palo lungo H_{min} **1138.2 (kN)** Palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 669.56 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **515.04 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = **0** (kN)

Carico Assiale variabile (Q): Q = **295** (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$ **295.00 (kN)**

$FS = H_d / F_d =$ **1.75**

e	0.84
FS	1.47



**PROGETTO DEFINITIVO
RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO –
MONTELLO
LOTTO 9**

BARRIERE ANTIRUMORE

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE SEDE
FERROVIARIA

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26	CLRI0000005	A	53 di 59

La verifica risulta **soddisfatta**.

Verifica strutturale:

Si determinano le sollecitazioni flettenti a partire dai tagli di analisi secondo la teoria di Matlock e Reese:

Comb	Ved [kN]	α	Med [kNm]
SLU	295	3	885
SLE_R	163	3	492
SLE_QP	54	3	162

Il palo in c.a. è armato con 20 Φ 30.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50

Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	31.3	20	30

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	885.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	492.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	492.00 (195.16)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	162.00 (195.16)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	885.00	0.00	0.00	1362.76	0.00	1.54	77.8(7.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.380	0.0	40.0	0.00238	0.0	31.3	-0.00571	0.0	-31.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000129176	-0.001667044	0.380	0.915

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.04	0.0	0.0	-187.6	0.0	-31.3	748	35.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.04	0.0	0.0	-187.6	0.0	-31.3	748	35.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00114	0	0.500	30.0	72	0.00073 (0.00056)	353	0.256 (0.40)	195.16	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.98	0.0	0.0	-61.8	0.0	-31.3	748	35.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

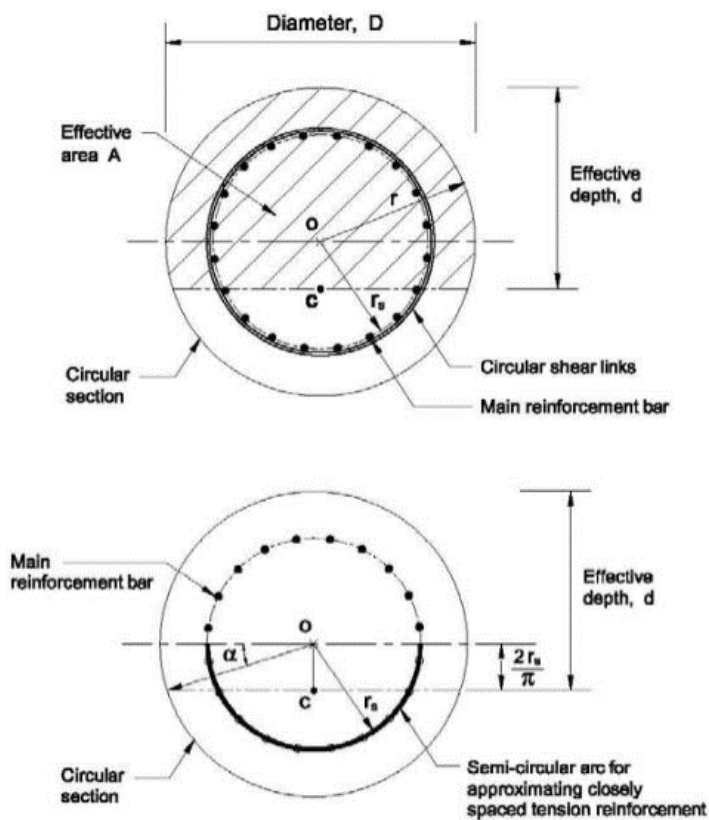
1 S -0.00037 0 0.500 30.0 72 0.00019 (0.00019) 353 0.065 (0.30) 195.16 0.00

La verifica risulta **soddisfatta**.

Verifica a taglio

Per la sezione circolare, l'altezza utile "d" è stimata secondo il paragrafo 7.9.5.1.1 NTC-2018 con:

$d = r + 2 r_s / \pi$ con r_s raggio della circonferenza su cui è distribuita l'armatura



Armatura trasversale: staffatura passo 15 cm diametro $\emptyset 12$.

Caratteristiche materiali

Cl_s R_{ck}

Cl_s condizioni calcestruzzo

Acciaio 1 acciaio barre longitudinali

Acciaio 2 acciaio armature trasversali

γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)

d mm altezza utile della sezione

A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali

\varnothing_{bl} mm diametro delle barre longitudinali

n_{bw} numero di bracci delle staffe

\varnothing_{st} mm diametro delle staffe

s_{st} mm passo delle staffe

α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)

V_{Ed} KN taglio di calcolo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse

$ctg\theta$ (il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Si

No

τ N/mm² tensione tangenziale corda baricentrica

σ_1 N/mm² tensione principale di trazione sulla corda baricentrica

$ctg\theta_l$ valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

La verifica risulta **soddisfatta**.