

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO-BERGAMO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA – OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI

RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA:

-

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

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

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau 	Marzo 2020	A. Maran 	Marzo 2020	M. Berlingeri 	Marzo 2020	A. Perego

File: NB1R02D26CLRI0000006A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	1
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
4	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	19
6	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	20
7	MODELLO DEL TERRENO.....	21
8	ANALISI DEI CARICHI	26
9	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	41
10	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	44
11	VERIFICHE	50
12	VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI DEL GRUPPO DI PALI.....	70
13	ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO	73

1 PREMESSA

Nell'ambito dell'Appalto 2 degli interventi di raddoppio della linea ferroviaria Lecco-Brescia nella tratta fra Ponte S.Pietro, Bergamo e Montello è prevista la realizzazione di opere di scavalco di tombini idraulici che interferiscono con i muri di recinzione della sede ferroviaria.

Lo scopo del presente documento riguarda l'effettuazione delle verifiche strutturali e geotecniche dei muri di recinzione nelle zone dove sono presenti attraversamenti sopra servizi e tombini, ai sensi del manuale di progettazione RFI ed. 2019 paragrafo §3.12.3.5.

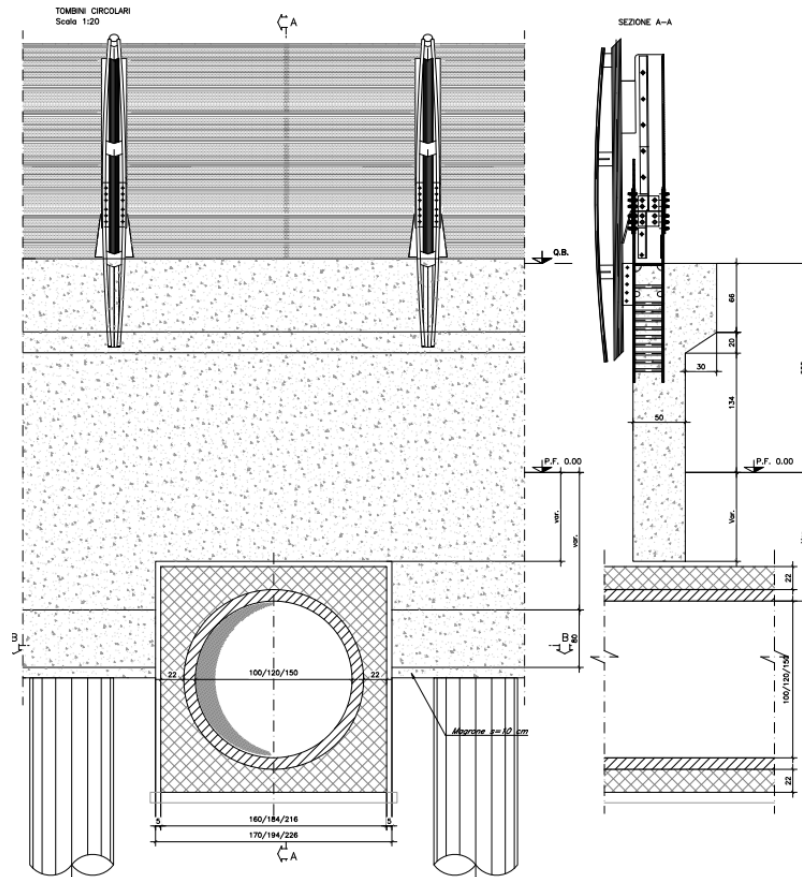


Figura 1 Profilo e sezione scavalco di recinzione con barriera antirumore

MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI
SCAVALCO SOTTOSERVIZI

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	2 di 77

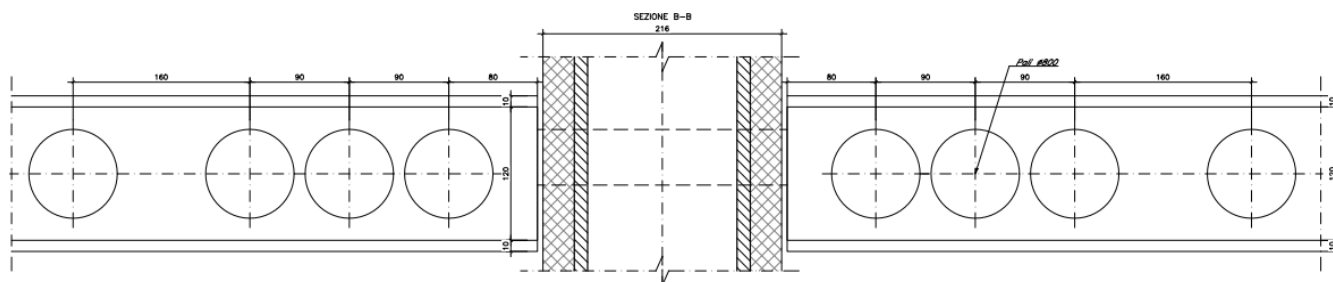



Figura 2 Pianta fondazione scavalco di recinzione con barriera antirumore


	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>												
<p>MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>FASE-ENTE</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NB1R</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>RI0000006</td> <td>A</td> <td>3 di 77</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	3 di 77
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	3 di 77								

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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] D.M. del 17.01.2018 “*Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*” (NTC 2018)
- [3] 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
- [4] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 2 - Ponti e strutture” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [5] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 3 – Corpo stradale” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [6] EN 1991-2 “*Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti*”.
- [7] EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici*”.
- [8] EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi*”.
- [9] EN 1997-1 “*Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali*”.
- [10] UIC CODE 777-2R “Structures built over railway lines-Construction requirements in the track zone”
- [11] 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; Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
 - 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

	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>												
<p>MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>FASE-ENTE</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NB1R</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>RI0000006</td> <td>A</td> <td>4 di 77</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	4 di 77
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	4 di 77								

- 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 stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

2.2 DOCUMENTI CORRELATI

I documenti correlati risultano:

- Relazione di calcolo – Muri di recinzione sede ferroviaria (Rif: NB1R02D26CLRI0000003A)
- Carpenteria muri di recinzione sede ferroviaria (Rif. NB1R02D26BBRI0000001A)
- Carpenteria opera di scavalco sottoservizi tav. 1/3 (Rif. NB1R02D26BCRI0000001A)
- Carpenteria opera di scavalco sottoservizi tav. 2/3 (Rif. NB1R02D26BCRI0000002A)
- Carpenteria opera di scavalco sottoservizi tav. 3/3 (Rif. NB1R02D26BCRI0000003A)

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

3.1 GENERALITÀ

La presente relazione riporta il calcolo e le verifiche strutturali e geotecniche dei muri di recinzione, previsti ai sensi del manuale di RFI ed. 2019 paragrafo §3.12.3.5, nell'ambito del progetto di raddoppio ferroviario San Pietro – Bergamo – Montello, LOTTO 2.

In particolare, lo scopo della presente relazione sono i calcoli statici relativi alle opere di scavalco di tombini e sottoservizi, lungo la linea di progetto.

Tra tutti i casi di scavalco, viene analizzato e dimensionato il muro soggetto alle condizioni più gravose (in termini di terreno, barriera, dislivello monte-valle e campata dello scavalco stesso), previste per questa tipologia di opera sull'intera linea, oggetto dell'intervento.

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.

Il caso più critico, selezionato per i calcoli è la combinazione tra gli elementi più sfavorevoli di due tombini: **IN02**, che presenta la campata più grande e sui cui appoggia la barriera più alta (H10) ed **IN66**, che presenta l'altezza di tombino più sfavorevole.

L'opera in oggetto è costituita da un muro in cls, gettato in opera collegato da un cordolo di fondazione di dimensioni pari a 0.80x1.20m, disposti su ciascuno dei due lati dei tombini. Il cordolo in esame è stato considerato, nel modello di calcolo, come plinto di fondazione equivalente di dimensioni pari a 0.80x1.20x3.50m ed è fondato su pali in cls di diametro 0.8m e lunghezza 10m, normalmente distribuiti con passo 1.8m. Ambo i lati degli attraversamenti, il passo tra i pali è stato ridotto a 0.9m. I parametri geometrici della sezione di calcolo sono mostrati nella figura seguente.

Opera di scavalco per Muro di recinzione:	Lato Nord	Lato Sud
Fornici circolare IN54 → Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali	-	Muro recinzione e BA (Tipo H3)
Circolare IN02 → Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali	Muro recinzione e BA (Tipo H10)	Muro recinzione e BA (Tipo H10)
Scalare IN04 → Luce: $L > 2.26$ m → scavalco con ancoraggio sulla copertura del sottoattraversamento,	Muro recinzione e BA (Tipo H3)	Muro recinzione e BA (Tipo H10)
Circolare IN05 → Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali	Muro recinzione e BA (Tipo H10)	Muro recinzione e BA (Tipo H3)
Fornici circolare IN51 → Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali	-	Muro recinzione e BA (Tipo H2)
Fornici circolare IN53 → Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali	-	Muro recinzione e BA (Tipo H3)
Fornici circolare IN65 → Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali	Muro recinzione	-
Fornici circolare IN66 → Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali	Muro recinzione	-
Fornici circolare IN67 → Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali	Muro recinzione	-
Fornici circolare IN68 → Luce: $L \leq 2.26$ m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali	Muro recinzione	-

Per il modello di calcolo sono state considerate le seguenti dimensioni:

Sviluppo totale longitudinale dell'opera:

$$L_{tot} = 2.16m + 2 \times 0.05m + 2 \times 3.5m = 9.26m$$

Altezza del muro di recinzione:

$$H_{tot} = 2.24 + 2.0m = 4.24m$$

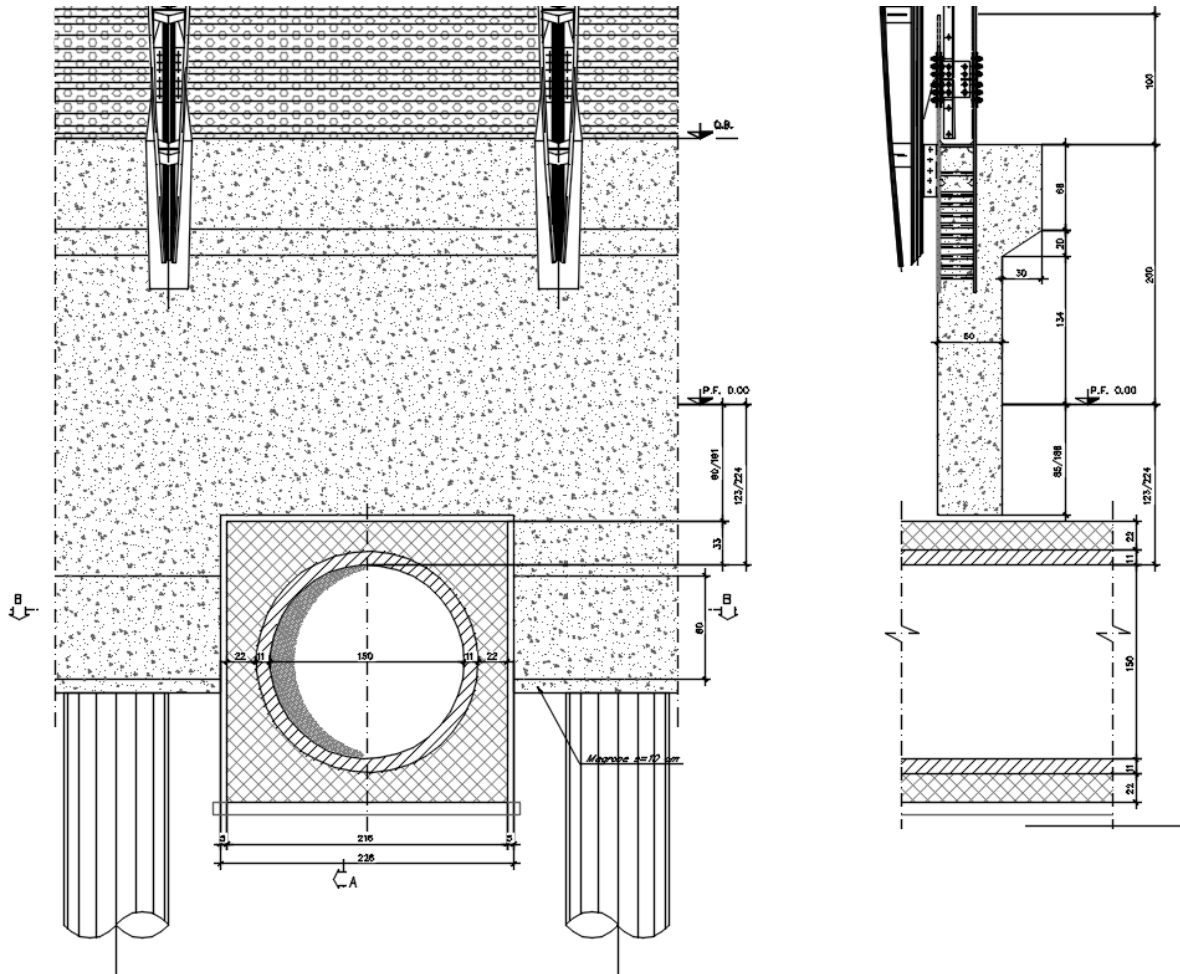


Figura 3: Prospetto scavalco recinzione

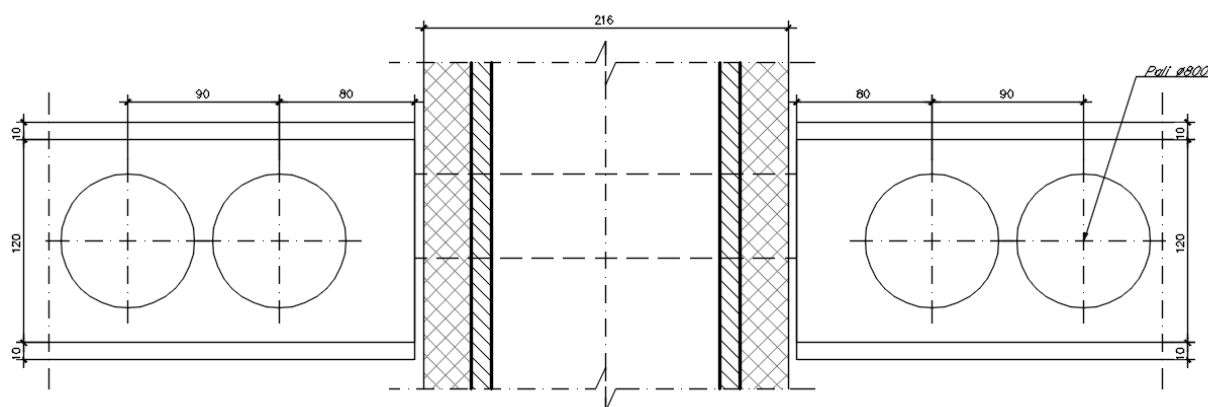


Figura 4: Pianta scavalco recinzione

3.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

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

3.3 MODELLO DI CALCOLO


3.3.1 Codice di calcolo

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.21.0.2 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

3.3.2 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>												
<p>MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>FASE-ENTE</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NB1R</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>RI0000006</td> <td>A</td> <td>8 di 77</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	8 di 77
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	8 di 77								

3.3.3 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

3.3.4 Tipo di analisi svolta

L'analisi condotta è un'analisi 3D in cui la struttura viene discretizzata in elementi tipo trave e tipo "shell". Il modello di calcolo è stato sviluppato per l'opera di scavalco, presupponendo come collaboranti, soltanto il gruppo di 3 pali uniti tramite un plinto di fondazione equivalente (di dimensioni pari a 3.5x1.2x0.8m) ambo i lati dell'opera. La collaborazione dei pali ad interasse 1.8m, e quella del cordolo continuo è stato omissa a favore di sicurezza.

Ulteriormente sono state tenute in conto le seguenti considerazioni:

- L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi statica lineare.
- La struttura in acciaio della barriera antirumore non è stata considerata nel modello di calcolo. Il contributo dei carichi variabili, applicati alla barriera antirumore, è stato preso in considerazione, tramite la risultante dei carichi agenti, applicata al punto di fissaggio dei montanti. Il suo contributo ai carichi permanenti strutturali è stato trascurato essendo di ordine molto minore, rispetto al resto del peso della sovrastruttura (NOTA: il peso proprio dei pannelli fonoassorbenti è stato considerato).
- La parete in c.a. è stata modellata tramite appropriati elementi tipo "shell", con uno spessore pari allo spessore minimo (0.5m) del muro. Gli elementi "shell" del paramento sono connessi a quelli dei plinti di fondazioni, tramite vincoli rigidi del tipo "BODY". La verifica del paramento è stata effettuata tramite un semplice calcolo manuale. I risultati così ottenuti sono stati paragonati a quelli, ottenuti dal modello FEM. Le sollecitazioni di progetto più gravose sono state usate per il dimensionamento.
- La sottostruttura in c.a. (cordolo di fondazione) è stato modellato con elementi "shell" agenti in campo elastico. La scelta del tipo di elementi FEM, usati per il modello del plinto di fondazione, è quella di consentire una corretta ripartizione dei carichi dalla struttura in elevazione su i pali di fondazione.
- I pali di fondazione sono stati simulati con elementi beam di predefinita sezione ed inerzia. L'elemento FEM, del palo di fondazione, è stato discretizzato in un sufficiente numero di sezioni (ogni 0.5m). In corrispondenza di ciascun nodo sono posti vincoli elastici, il cui scopo è quello di simulare l'interazione elastica terreno-palo, in relazione al modello geotecnico di riferimento. Il metodo di calcolo, a cui è stato fatto riferimento, è stato descritto in punto 7 della presente relazione.

Nelle figure seguenti si riportano alcune immagini rappresentative del modello geometrico della struttura:

3-D View

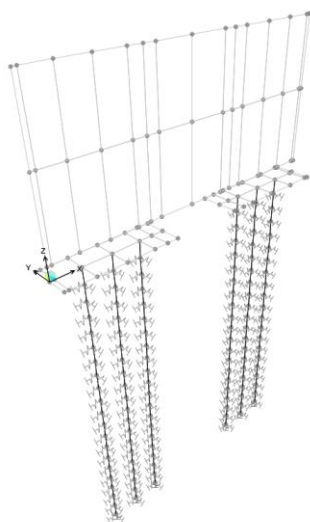


Figura 5: Assonometria modello FEM

3-D View

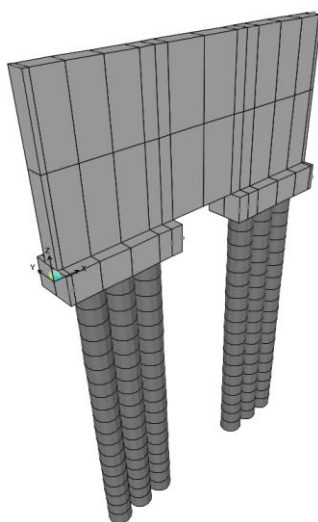



Figura 6: Assonometria modello FEM: Estruso

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	FASE-ENTE D 26 CL	DOCUMENTO RI0000006	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 limite 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
Coazione efficace	γ_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 S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	FASE-ENTE D 26 CL	DOCUMENTO RI0000006	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 6.2.I, 6.2.II.


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

	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>												
<p>MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>FASE-ENTE</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NB1R</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>RI0000006</td> <td>A</td> <td>13 di 77</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	13 di 77
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	13 di 77								

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:

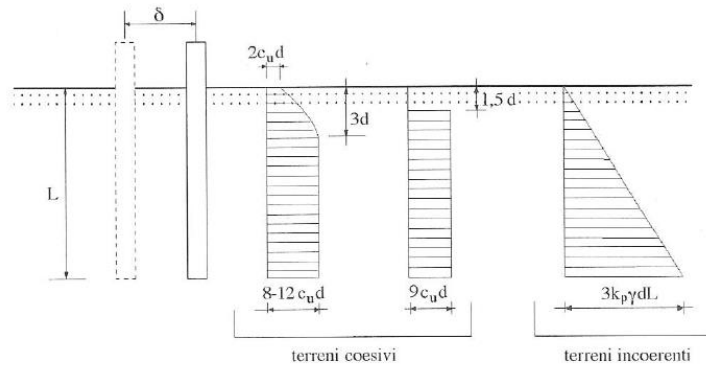
- stratigrafia e caratteristiche di resistenza del terreno;
- tipo di vincolo della testa del palo;
- caratteristiche geometriche e di resistenza del palo ovvero diametro, lunghezza, eventuale lunghezza del palo sopra il piano campagna, armatura e materiali.

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.

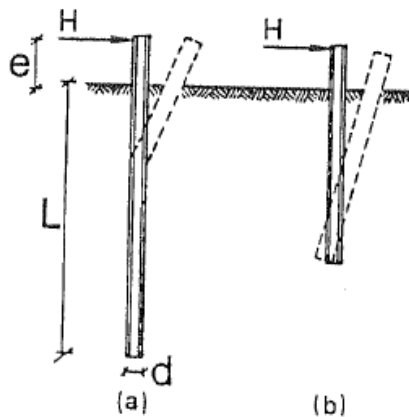
Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza limite del terreno abbia l'andamento rappresentato in Figura, ovvero:

- 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 $p=3 \cdot k_p \cdot g \cdot z \cdot d$.

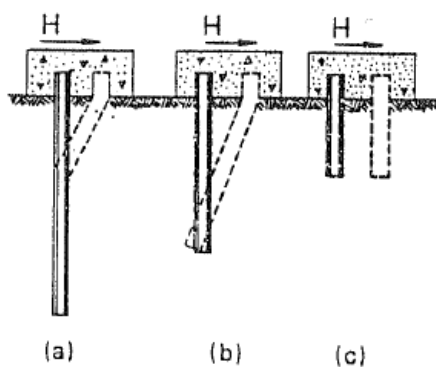


In relazione al tipo di vincolo in testa al palo occorre distinguere i seguenti due casi:


- 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”).

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	FASE-ENTE D 26 CL	DOCUMENTO RI0000006	REV. A

4.5 CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle spalle 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 DI 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:

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

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

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;

Ri 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:

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

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

dove:

c_u = coesione non drenata;

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

σ_{v0} = tensione litostatica totale;

α = coefficiente empirico;

$ki = 0.5$;

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

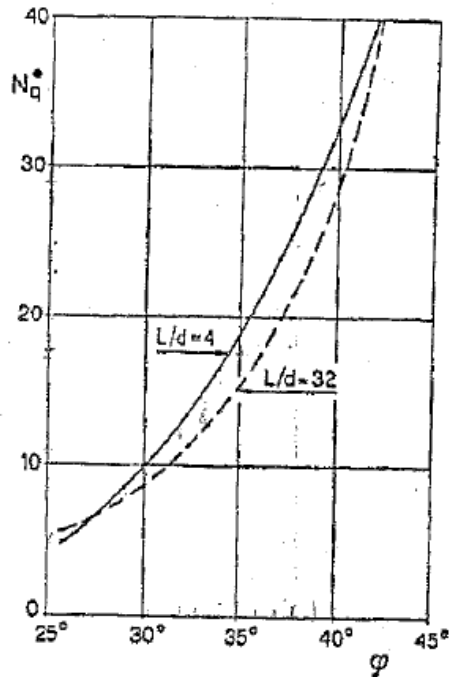


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Figura 5: Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

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

cu(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

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa } f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

$$E_c = 32836.6 \text{ MPa}$$

modulo elastico

Calcestruzzo per pali gettati in opera: C 25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa } f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

$$E_c = 31475.8 \text{ MPa}$$

modulo elastico

Calcestruzzo per muro: C 32/40

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa } f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

$$E_c = 36643.8 \text{ MPa}$$

modulo elastico

Acciaio da c.a.: B 450 C

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa } f_{yk} = 450 \text{ MPa } f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

modulo elastico

Copriferro:

Il copriferro netto è pari a 50 mm per i muri di recinzione.

Il copriferro netto è pari a 60 mm per i pali di fondazione.

6 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle caratteristiche geotecniche peggiori riscontrabili sulla linea oggetto di intervento.

Il terreno si considera quindi costituito dai seguenti parametri:

Strato 1: Ug2 – sabbia limosa e limo sabbioso

Profondità: da 0m a 2m (da p.c.)

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

$$\varphi' = 26^\circ$$

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

$$E_{op} = 4 \text{ MPa}$$

Strato 2: Ug3 – argilla sabbiosa e argilla con sabbia

Profondità: da 2m a 30m (da p.c.)

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

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

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

$$E_{op} = 22.5 \text{ MPa}$$


Il terreno a monte è costituito da rilevato ferroviario, per il quale si utilizzano i seguenti parametri:

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

$$\varphi' = 38^\circ$$

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

Per la falda si assume cautelativamente una profondità di 9m dal p.c..

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	FASE-ENTE D 26 CL	DOCUMENTO RI0000006	REV. A

7 MODELLO DEL TERRENO

7.1 MODELLAZIONE DELL'ITERAZIONE ORIZZONTALE TERRENO-PALO

Per la simulazione dell'iterazione elastica orizzontale terreno palo, si fa riferimento alla correlazione proposta da Terzaghi:

$$k_s = n_h \cdot z / D$$

n_h è il gradiente di reazione del terreno in funzione dello stato di addensamento e il grado di saturazione. Facendo riferimento ad una correlazione $N_{spt} - I_c$ per terreni coesivi proposta da Terzaghi e Peck si ipotizza (cautelativamente) $I_c = 0.5-0.75$, che corrisponde ad un'argilla moderatamente consistente. Si è optato ad usare un valore medio di n_h proposto da Matlock e Reese per argille normalmente consolidate o lievemente sovraconsolidate.

Tipo di terreno	n_h [N/cm ³]	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock, 1956 Davisson, Prakash, 1963
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson, 1970 Davisson, 1970
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson, 1970 Wilson, Hiltz, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968

Tab. 14.6. Valori orientativi di n_h per terreni coesivi

Si assume (lungo tutta la profondità) un valore di $n_h = 1.8$ (N/cm³)

La tabella seguente illustra, per ogni metro di profondità "z", il valore del modulo di reazione orizzontale K_s e della costante elastica K_w , calcolata in funzione del diametro del palo e dell'interasse di discretizzazione degli elementi frame, calcolate per un singolo micropalo.

Nello specifico:

$$K_w = K_s \times D \times h_{elem}$$

Dove:

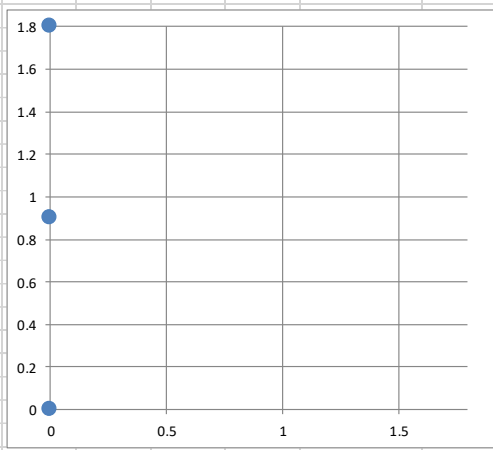
$D = 0.25m$ – diametro del micropalo

$h_{elem} = 0.5m$ – l'interasse degli elementi frame, in cui è stato discretizzato il micropalo

		Diametro Pali	0.8	interasse	0.5	IN02											
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3					s dry										
z	1						s wet										
D	0.8						clay										
							Kw										
Ks	2250	kN/m3					900										
							kN/m										
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3															
z	2																
D	0.8																
Ks	4500	kN/m3					1800										
							kN/m										
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3															
z	3																
D	0.8																
Ks	6750	kN/m3					2700										
							kN/m										
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3															
z	4																
D	0.8																
Ks	9000	kN/m3					3600										
							kN/m										
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3															
z	5																
D	0.8																
Ks	11250	kN/m3					4500										
							kN/m										
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3															
z	6																
D	0.8																
Ks	13500	kN/m3					5400										
							kN/m										
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3															
z	7																
D	0.8																
Ks	15750	kN/m3					6300										
							kN/m										
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3															
z	8																
D	0.8																
Ks	18000	kN/m3					7200										
							kN/m										
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3															
z	9																
D	0.8																
Ks	20250	kN/m3					8100										
							kN/m										
Terzaghi																	
			<table border="1"> <tr> <td>< denso</td> <td>denso</td> <td>> denso</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> </table>			< denso	denso	> denso	2	6	17						
< denso	denso	> denso															
2	6	17															
			<table border="1"> <tr> <td colspan="3">nh (Terzaghi)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>6</td> <td>17</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>4</td> <td>10</td> </tr> </table>			nh (Terzaghi)			2	6	17	1	4	10			
nh (Terzaghi)																	
2	6	17															
1	4	10															
nh	1.8	MN/m3															
z	10																
D	0.8																
Ks	22500	kN/m3					9000										
							kN/m										

I valori sopra riportati, sono stati ridotti tramite un coefficiente di efficienza media omogenizzato, calcolato tramite l'approccio Reese/ van Impe, per tener conto dell'effetto ombra.

<u>REESE & VAN IMPE 2001</u>			
Diametro pali	0.8 m		
Interasse pali direzione X	0 m		
Interasse pali direzione Y	0.9 m		
Sx/D	0.000		
Sy/D	1.125		
<u>Forza in direzione X</u>			
<u>Disposizione pali a forma rettangolare</u>			
Numero pali in direzione X	1 (max 20)	Colonne	
Numero pali in direzione Y	3 (max 20)	Righe	
Resistenza del singolo palo secondo Bron	0 kN		
Calcolo			
Efficienza media	0.522		



Per pali affiancati:

$$e = 0.64 \left(\frac{s}{b} \right)^{0.34} \text{ for } 1 \leq \frac{s}{b} \leq 3.75, e = 1.0, \frac{s}{b} \geq 3.75$$

Per pali in prima fila:

$$e = 0.7 \left(\frac{s}{b} \right)^{0.26} \text{ for } 1 \leq \frac{s}{b} \leq 4.0, e = 1.0, \frac{s}{b} \geq 4.0$$

Per pali in file susseguenti:

$$e = 0.48 \left(\frac{s}{b} \right)^{0.38} \text{ for } 1 \leq \frac{s}{b} \leq 7.0, e = 1.0, \frac{s}{b} \geq 7.0$$

Tramite il coefficiente di efficienza media $e = 0.522$ si riduce la rigidezza orizzontale media delle molle elastiche. I risultati sono stati sintetizzati nella seguente tabella:

profondità (m)	Kw (kN/m)	eff. media	Kw,eff (kN/m)
0.5	450	0.522	234.9
1	900	0.522	469.8
1.5	1350	0.522	704.7
2	1800	0.522	939.6
2.5	2250	0.522	1174.5
3	2700	0.522	1409.4
3.5	3150	0.522	1644.3
4	3600	0.522	1879.2
4.5	4050	0.522	2114.1
5	4500	0.522	2349
5.5	4950	0.522	2583.9
6	5400	0.522	2818.8
6.5	5850	0.522	3053.7
7	6300	0.522	3288.6
7.5	6750	0.522	3523.5
8	7200	0.522	3758.4
8.5	7650	0.522	3993.3
9	8100	0.522	4228.2
9.5	8550	0.522	4463.1
10	9000	0.522	4698

7.2 MODELLAZIONE DELL'ITERAZIONE VERTICALE TERRENO-PALO


Per quanto riguarda la rigidezza assiale, si è optato ad introdurre un vincolo elastico verticale posto alla base del palo. Il valore è stato stimato tramite l'approccio Polous&Davis, considerato per un singolo palo sospeso, in ipotesi di linearità elastica.

Il modulo del terreno è ipotizzato omogeneo lungo tutta la profondità considerata.

Per la quantificazione del carico assiale agente su un singolo palo, si rimanda al prossimo punto della presente relazione.

Polous & Davies			
a) Palo sospeso			
$E_s =$	10	[MPa]	modulo del terreno ipotizzato omogeneo
$d =$	0.8	[m]	diametro del palo
$L =$	10	[m]	lunghezza del palo
$L/d =$	12.5		
$P =$	241.7	[kN]	forza assiale in singolo palo
$I =$	$I_0 \cdot R_K \cdot R_h \cdot R_v =$	0.1485	
$I_0 =$	0.15		coeff. di influenza $\nu = 0.5$
$R_K =$	1.1		corrett. compressibilità palo
$R_h =$	1		corrett. base terr. rigido
$R_v =$	0.9		corrett. coeff. di Poisson
$K \approx$	6000		rigidezza di un palo
$h =$	-	[m]	profondità di base rigida
$\rho =$	$P \cdot I / E_s \cdot d =$	0.0045	[m] cedimento di un singolo palo
$K_w =$	$P / \rho =$	53872	[kN/m] rigidezza alla base del palo

$K_w = 53500$ kN/m valore di rigidezza assiale assunto nel modello di calcolo.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	FASE-ENTE D 26 CL	DOCUMENTO RI0000006	REV. A

8 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti globalmente sulla struttura.

8.1 PESI PROPRI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI

8.1.1 Strutture in cls

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

Nello specifico si ha:

Parete in cls:

$$G_{1,k} \approx L_{\text{tot}} \times B \times H_{\text{tot}} \times \rho_c = 9.26 \times 0.5 \times 4.24 \times 25 = 490.8 \text{ kN}$$

Plinto di fondazione equivalente:

$$G_{2,k} = D \times B \times H \times \rho_c = 1.2 \times 3.5 \times 0.8 \times 25 = 84 \text{ kN}$$

Palo in cls:

$$G_{3,k} = \pi \times R^2 \times L_{\text{palo}} \times \rho_c = 3.14 \times 0.4^2 \times 10 \times 25 = 125.6 \text{ kN}$$

I pesi propri del muro, del cordolo e dei pali sono comunque stati calcolati automaticamente dal programma.

8.1.2 Peso proprio dei pannelli fonoassorbenti in condizione bagnata

Il peso dei pannelli fonoassorbenti in condizione bagnata sono pari a:

H7 - V200						
Combinazione	F1 = V (x)	F2 = W (y)	F3 = N (z)	M1 (x, yz)	M2 (y, xz)	M3 (z, xy)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
P100	0.00	0.00	-12.15	0.00	11323.71	0.00

$$P_{100} : F_z = 12.15 \text{ kN} \quad M_x = 11.32 \text{ kN.m}$$

le assi **x** e **z** corrispondono a quelle illustrate nella figura del modello strutturale.

Si noti che, i carichi P_{100} sono riferiti ad una lunghezza di 3.0 m di pannello.

I carichi P_{100} sono stati applicati nei punti di fissaggio dei montanti, ipotizzando una distribuzione simmetrica e centrata intorno all'asse del tombino, illustrata in Fig. 1 della presente relazione.

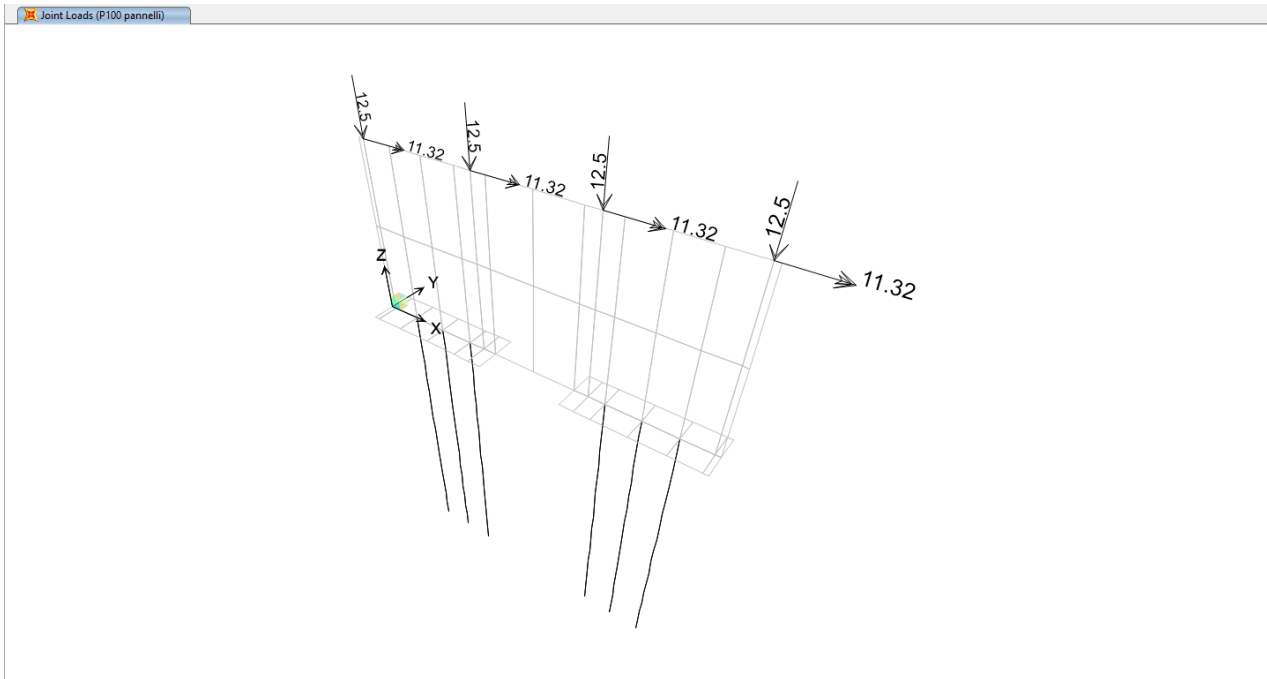


Figura 7: Carichi concentrati: peso proprio di pannelli fonoassorbenti in condizioni bagnate

8.1.3 *Peso proprio, agente alla base di un singolo palo*

$$G_k = G_{1,k}/6 + G_{2,k}/3 + G_{3,k} + F_{z,tot}/6 = 490.8/6 + 84/3 + 125.6 + 37.5/6 = 241.7 \text{ kN}$$

Dove:

$$P_{tot} = P_{100} \times L_{tot} / 3.0$$

$$F_{z,tot} = 12.15 \times 9.26 / 3.0 = 37.5 \text{ kN}$$

8.2 SPINTA STATICA 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 dal basso. Si applica il coefficiente di spinta attiva in quanto il terreno spinge contro il muro. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva $k_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)$.

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

Nello specifico si ha:

$$s = k_a \cdot \gamma \cdot H = 0.24 \times 20 \times 2.24 = 10.8 \text{ kN/m}^2$$

Dove:

$$k_a = (1 - \sin\varphi') / (1 + \sin\varphi') = 0.24$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$H_{\max} = 2.24\text{m}$$

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

Area Surface Pressure - Face Top (Peso Proprio)

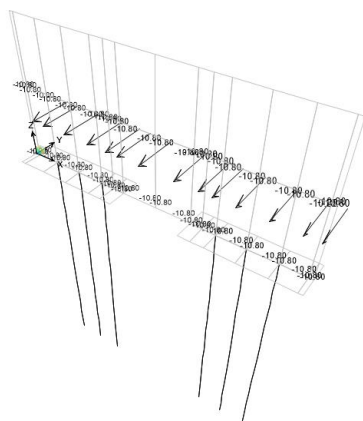



Figura 8: Carichi distribuiti: pressione del rilevato ferroviario

	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>												
<p>MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>FASE-ENTE</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NB1R</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>RI0000006</td> <td>A</td> <td>29 di 77</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	29 di 77
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	29 di 77								

8.3 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.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	FASE-ENTE D 26 CL	DOCUMENTO RI0000006	REV. A

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).

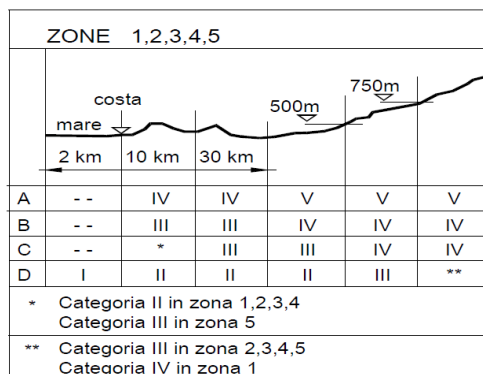
Per il sito relativo alla struttura in esame si considera la classe di rugosità del terreno B (tab. 3.3.III):

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 $6.50\text{m} + 2\text{m} = 8.50\text{m}$. Inoltre, nel caso peggiore al di sotto della barriera è presente un rilevato di altezza massima di circa 3.0 metri. Si ottiene quindi:

$$z_{\text{RFI}} = 8.50 + 3.0 = 11.50 \text{ m}$$

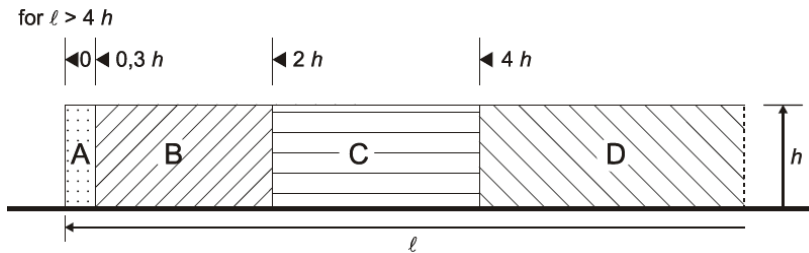
In funzione di z si calcola il coefficiente di esposizione:

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

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. A causa di questo, la pressione del vento viene ricalcolata e risulta:

$$p_v = 1.15 \text{ kN/m}^2$$

Si veda a questo proposito il capitolo successivo.

L'azione del vento è, dunque, applicata una volta, come uniformemente distribuita sul muro di recinzione, ed un'altra come carichi concentrati in corrispondenza dei fissaggi dei montanti.

Il valore dei carichi concentrati orizzontali è pari a:

$$P_v = p_v \times l \times h = 1.15 \times 3.0 \times 6.5 \text{ m} = 22.42 \text{ kN}$$

$$M_v = P_v \times h/2 = 22.42 \times 6.5 / 2 = 72.9 \text{ kN.m}$$

Area Uniform (Vento (-X)) (GLOBAL)

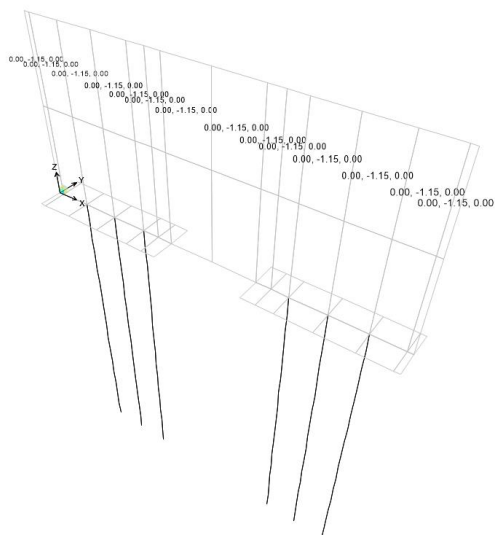


Figura 9: Carichi distribuiti: pressione del vento sul muro di recinzione

Joint Loads (Vento (-X))

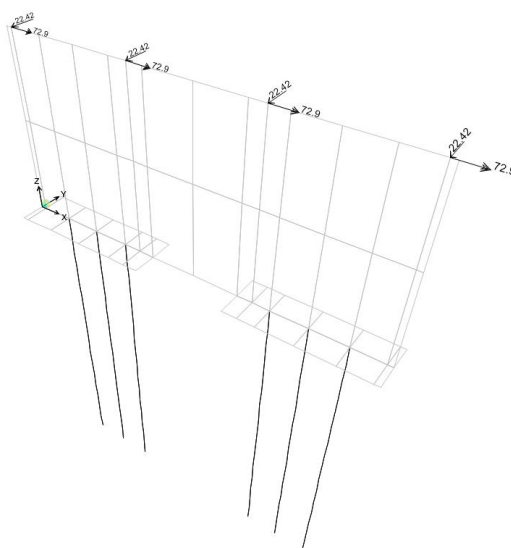


Figura 10: Carichi concentrati: pressione del vento sulla barriera AR

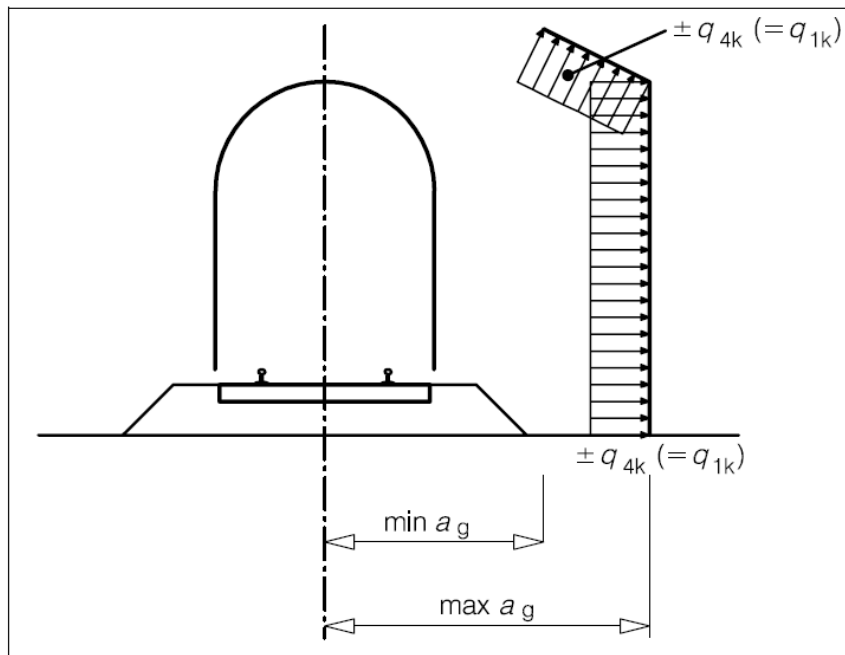
8.4 AZIONE AERODINAMICA, DOVUTA AL TRAFFICO FERROVIARIO

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 “Specifica 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:

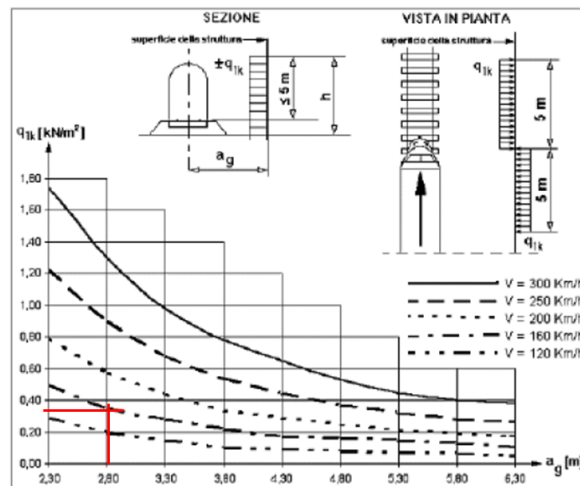


Si considerano le seguenti condizioni di base:

- 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 minima osservata per i muri di recinzione è pari a 3.60m dall’asse binario fino alla faccia esterna (da disegno : NB1R-10-D-26-BB-RI0005-002).

Quindi si ottiene: $a_g' = 3.60 - 0.8 = 2.80$ 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 $q_{1k} = 0.35$ 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 $\gamma_{Q_i}=1,00$. 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:

$$p_{tot,RFI} = p_{v,RFI} + q_{1k} = 0.882 + 0.35 = 1.232 \text{ kN/m}^2 < 1.5 \text{ kN/m}^2$$

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

$$p_v = 1.5 - 0.35 = 1.15 \text{ kN/m}^2$$

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.

L'azione aerodinamica è, dunque, applicata una volta, come uniformemente distribuita sul muro di recinzione, ed un'altra come carichi concentrati in corrispondenza dei fissaggi dei montanti.

Il valore dei carichi concentrati orizzontali è pari a:

$$Q_1 = q_1 \times l \times h = 0.35 \times 3.0 \times 6.5 \text{ m} = 6.8 \text{ kN}$$

$$M_1 = Q_1 \times h / 2 = 6.8 \times 6.5 / 2 = 22.1 \text{ kN.m}$$

Area Uniform (V160_D (+X)) (GLOBAL)

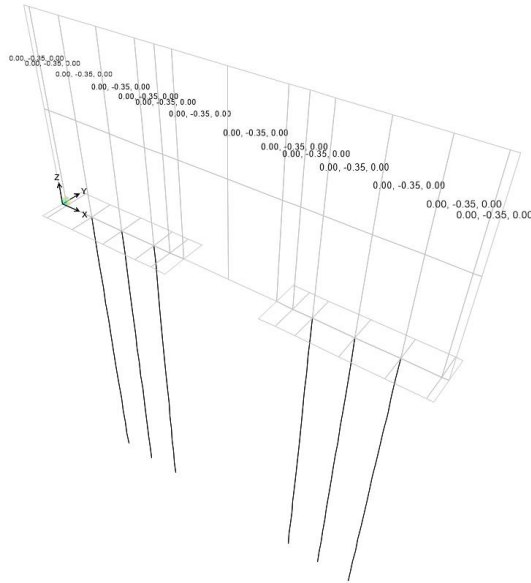


Figura 11: Carichi distribuiti: pressione aerodinamica sul muro di recinzione

Joint Loads (V160_D (+X))

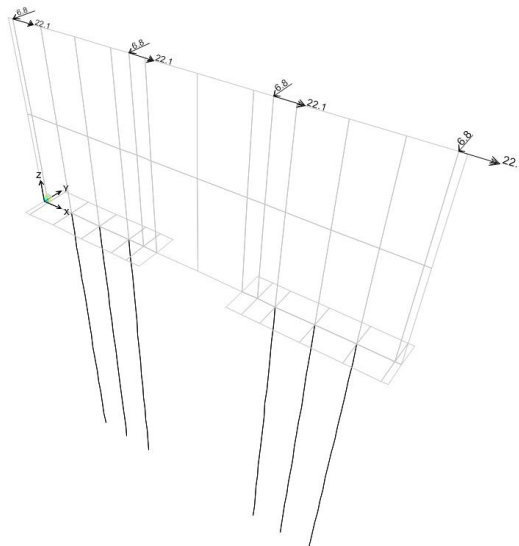


Figura 12: Carichi concentrati: pressione aerodinamica sulla barriera AR

8.5 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 50anni.

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:

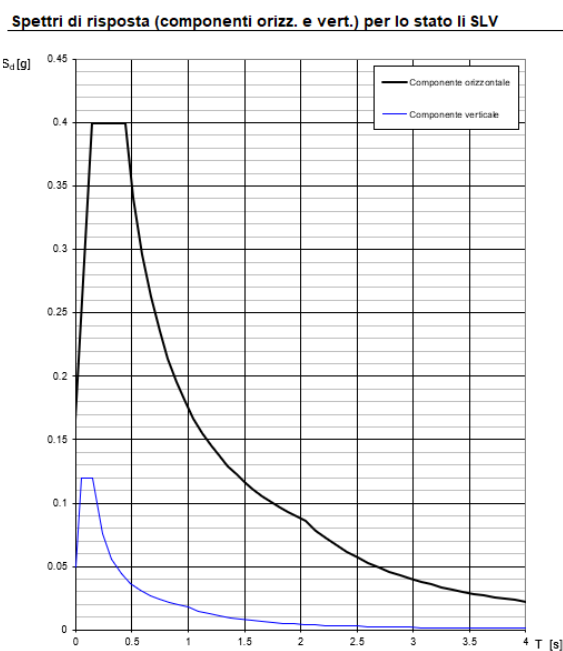


Figura 13 Spettri di risposta per lo SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.110 g
$F_{0,1}$	2.418
$T_{0,1}$	0.271 s
$S_{0,1}$	1.500
$C_{0,1}$	1.615
$S_{0,2}$	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
$T_{0,2}$	0.146 s
$T_{0,3}$	0.438 s
$T_{0,4}$	2.041 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_1 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_{0,1} = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_{0,1} \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_{0,2} = 4,0 \cdot a_g / (g + 1,6) \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

$$T_{0,1} \leq T < T_{0,2} \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_{0,2} \leq T < T_{0,3} \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_{0,2}}{T} \right)$$

$$T_{0,3} \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_{0,2} \cdot T_{0,3}}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_c(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ 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
0.146	0.400
0.438	0.400
0.514	0.341
0.591	0.298
0.667	0.263
0.743	0.238
0.820	0.214
0.896	0.195
0.972	0.180
1.049	0.167
1.125	0.158
1.201	0.148
1.278	0.137
1.354	0.129
1.430	0.122
1.507	0.118
1.583	0.111
1.659	0.108
1.736	0.101
1.812	0.097
1.888	0.093
1.965	0.089
2.041	0.088
2.134	0.078
2.228	0.072
2.321	0.068
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 14 Parametri sismici per lo SLV

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 la seguente formula:

- $k_h = \beta_m a_{max}/g$
- Con $\beta_m = 1$ (muro non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno)

	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>												
<p>MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>FASE-ENTE</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NB1R</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>RI0000006</td> <td>A</td> <td>40 di 77</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	40 di 77
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NB1R	02	D 26 CL	RI0000006	A	40 di 77								

8.6 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.

Per una lunghezza di diffusione pari a 9.26m si ha, dunque:

Urto in direzione perpendicolare al binario:

$$1500/9.26 \times 2 = 80.99 \text{ kN/m}^2$$

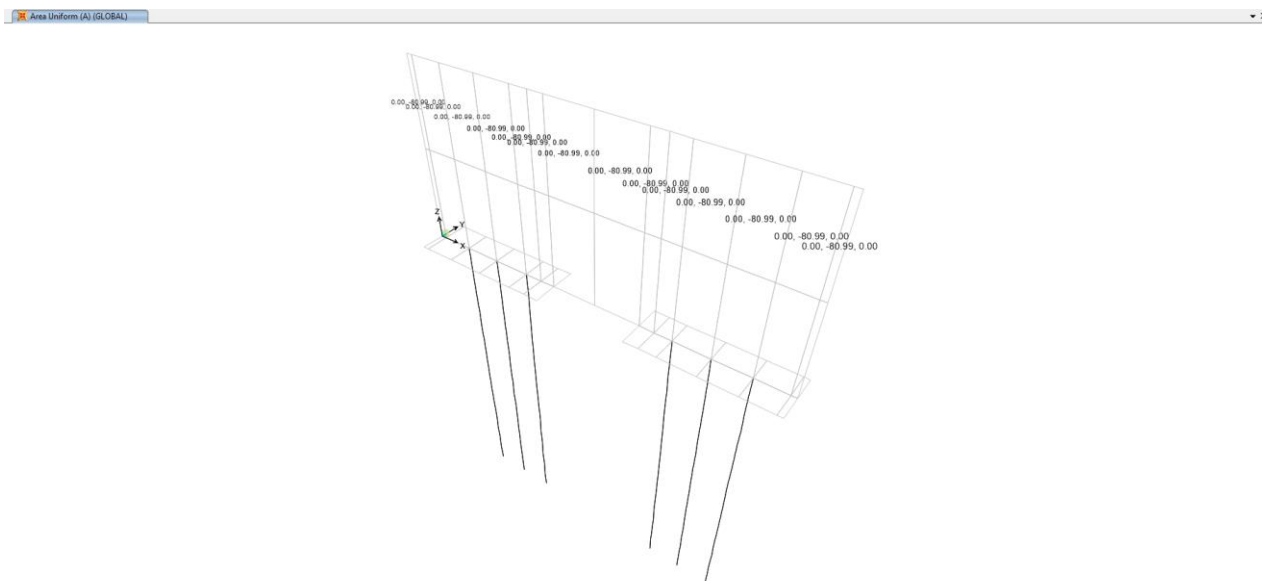


Figura 15: Carichi distribuiti: pressione di urto perpendicolare al binario

9 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_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	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_{Ce} 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 carico	g_{F2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽²⁾	-
	g_{F3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽²⁾	0,0
	g_{F4}	1,00	1,00 ⁽²⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione 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: $G_k + A + \psi_{21} Q_k$ con $\psi_{21} = 0.2$
- Coefficienti $\gamma_M = 1.0$ per tutti i materiali

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 SLU condotte per tale combinazione.

Per le verifiche degli spostamenti orizzontali, le combinazioni SLE che includono, le azioni del vento e l'effetto aerodinamico, dovuta al traffico ferroviario sono state considerate.

Segue una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico:

TABLE: Combination Definitions				
Nome	Tipo	analisi tipo	cond. di carico	fattore
Accidentale	Somma lin.	statica lineare	Peso Proprio	1
			P100 pannelli	1
			A	1
SLE1	Somma lin.	statica lineare	Peso Proprio	1
			P100 pannelli	1
			Vento (+Y)	0.6
			V160 (+Y)	1
SLE2	Somma lin.	statica lineare	Peso Proprio	1
			P100 pannelli	1
			Vento (+Y)	1
			V160 (+Y)	0.8

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	MURI DI RECINZIONE SEDE FERROVIARIA - OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	FASE-ENTE D 26 CL	DOCUMENTO RI0000006	REV. A

10 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Per le verifiche agli stati limite ultimo del paramento, i risultati del modello di calcolo sono stati confrontati con un semplice calcolo “a mano”, usato per ottenere le sollecitazioni di progetto nel paramento. La più gravosa tra le due situazioni è stata considerata per il dimensionamento.

Le verifiche a portanza orizzontale dei pali sono state eseguite secondo le ipotesi della teoria di Broms, con le sollecitazioni di progetto, ottenute dal modello di calcolo. La capacità del singolo palo è ridotta tramite il coefficiente di efficienza calcolato nel **punto 7.1** della presente relazione, per tener conto dell'effetto ombra.

Lo schema di calcolo manuale è quello di un muro localmente dimensionato come una trave orizzontale e avente spessore minimo 50 cm. L'altezza massima sopra i pali (a ogni lato del tombino) è pari a 4.24 m (2.00 m dal piano del ferro + 3.0m h_{max} di rilevato a favore di sicurezza) con l'altezza considerata sopra i tombini di 3.95m. Il muro in oggetto è dimensionato per accogliere 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; in tal senso, nel seguito saranno riassunte solamente le verifiche condotte per tale combinazione.

La lunghezza totale della struttura in esempio è pari a: $2.26 + 2*(0.80 + 2*0.90 + 0.80) = 9.06m$

Il sistema locale di fondazioni è costituito da n. 6 pali $D=0.80m$ in calcestruzzo armato (nr. 3 per ogni lato del tombino) posti ad interasse pari a 0.9m collegati in testa da un cordolo di ripartizione senza giunti longitudinali (annegato nel rilevato ferroviario) di sezione trasversale 1.20x0.80 m. I pali sono armati con nr. 22 barre $\varnothing 32$.

Ai fini della valutazione delle sollecitazioni nel paramento occorre considerare la diffusione del carico trasversale di 1500 kN. La lunghezza di diffusione può essere valutata considerando che l'impatto avvenga a 1.80 m dal PF su una impronta di circa 2.0 m.

La zona di scavalco del muro è cautamente schematizzato come una trave a semplice appoggio orizzontale con una lunghezza di $2.26 + 2*0.8 + 2* 0.9 = 5.66m$ (distanza tra le metà dei gruppi di pali). La verifica si è svolta per la metà della altezza sopra il tombino, cioè $(3.95 - 0.2)/2 = 1.875m$. Ipotizzando una diffusione a 45° all'interno del muro fino all'altezza di calcolo, si ottiene una lunghezza di diffusione di $1.875+1.875+2.00 = 5.75m > 5.66m$.

La forza di impatto a metro lineare è pertanto pari a $1500 \text{ kN} / 5.75 = 260.87 \text{ kN/m}$.

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

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

Taglio: $V_{Ed} = 5.66*260.87/2 = 738.26kN$

Momento flettente: $M_{Ed} = 5.66^2*260.87/8 = 1044.64kNm$

Le figure seguenti rappresentano le sollecitazioni nel paramento, ottenute dal modello di calcolo, dalla condizione di carico eccezionale, dovuta all'urto del treno, ottenute dal modello di calcolo.

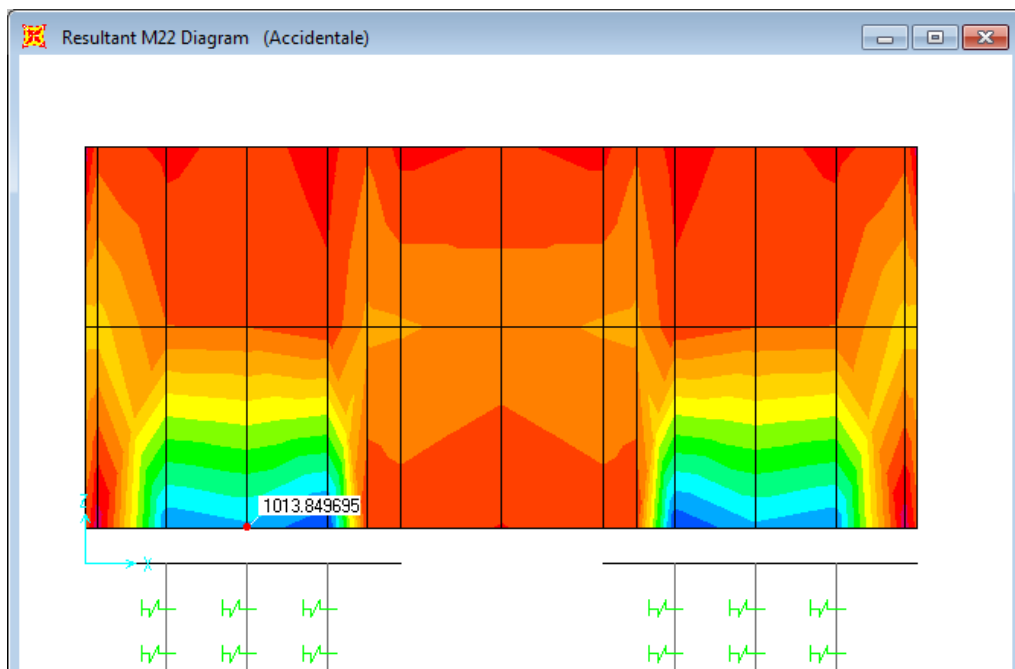


Figura 16: Momenti flettenti Mxx Paramento

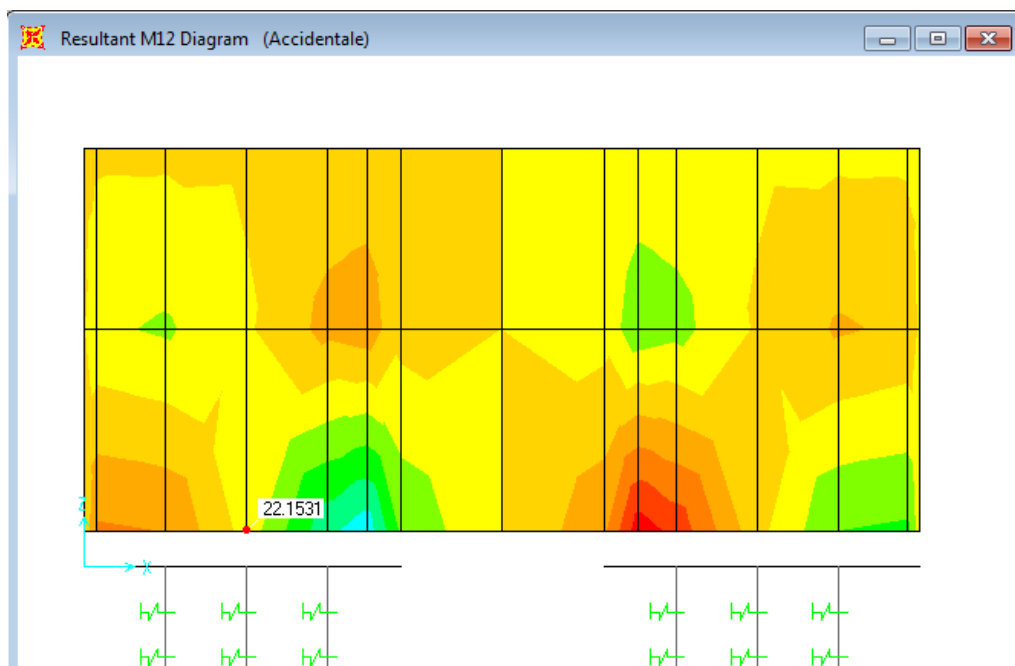
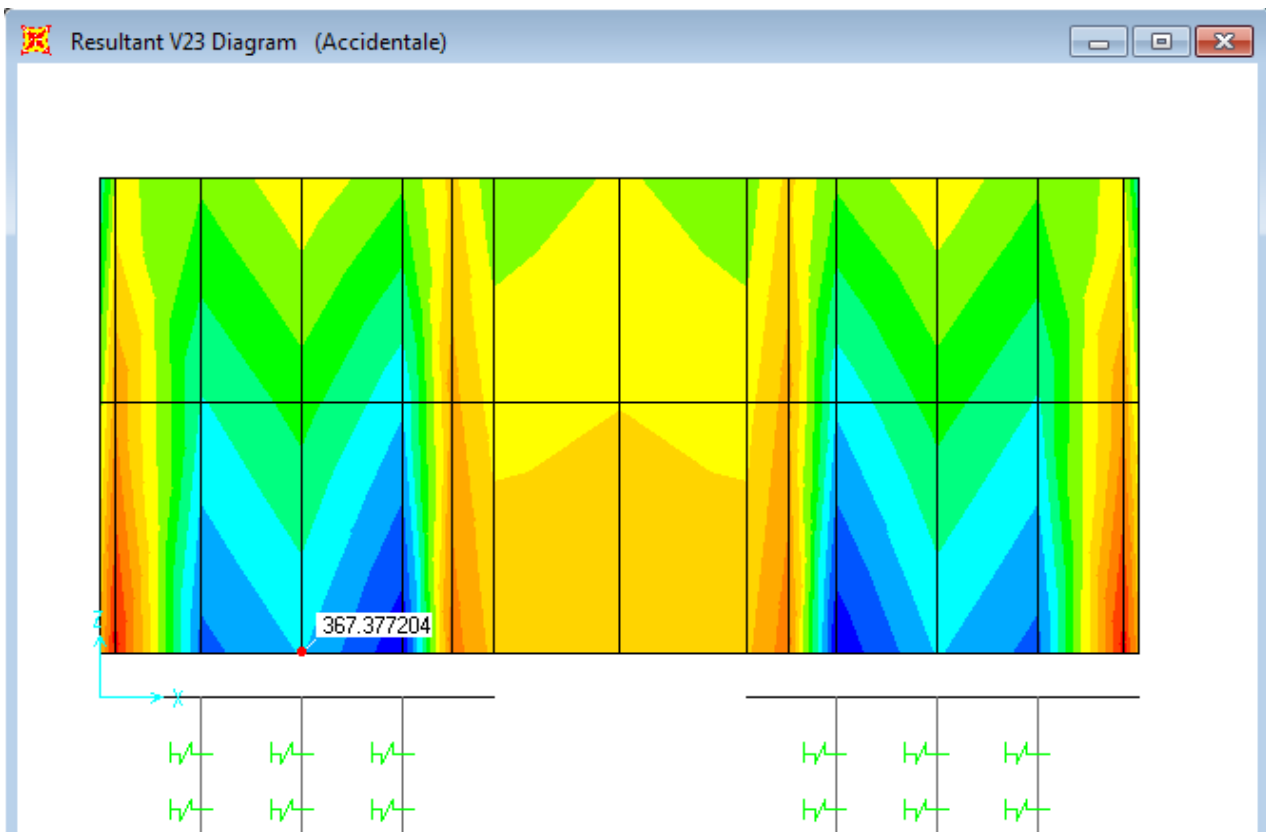


Figura 17: Momenti flettenti Mxy Paramento

Il momento flettente di progetto, agente sul paramanto, risulta dunque, pari a:

$$M_{Ed} = M_{xx} + M_{xy} = 1013.8 + 22.15 = 1035.95 \text{ kN.m/m}$$



Il taglio di progetto, agente sul paramanto, risulta dunque, pari a:


$$V_{Ed} = 367.77 \text{ kN/m}$$

Il metodo di calcolo manuale risulta a favore di sicurezza. Si riportano un'altra volta le sollecitazioni di progetto, usate nel dimensionamento del paramanto:

Taglio: $V_{Ed} = 738.26 \text{ kN}$

Momento flettente: $M_{Ed} = 1044.64 \text{ kNm}$

Le figure seguenti rappresentano le sollecitazioni nei pali, ottenute dalla condizione di carico eccezionale, dovuta all'urto del treno.

 Axial Force Diagram (Accidentale)

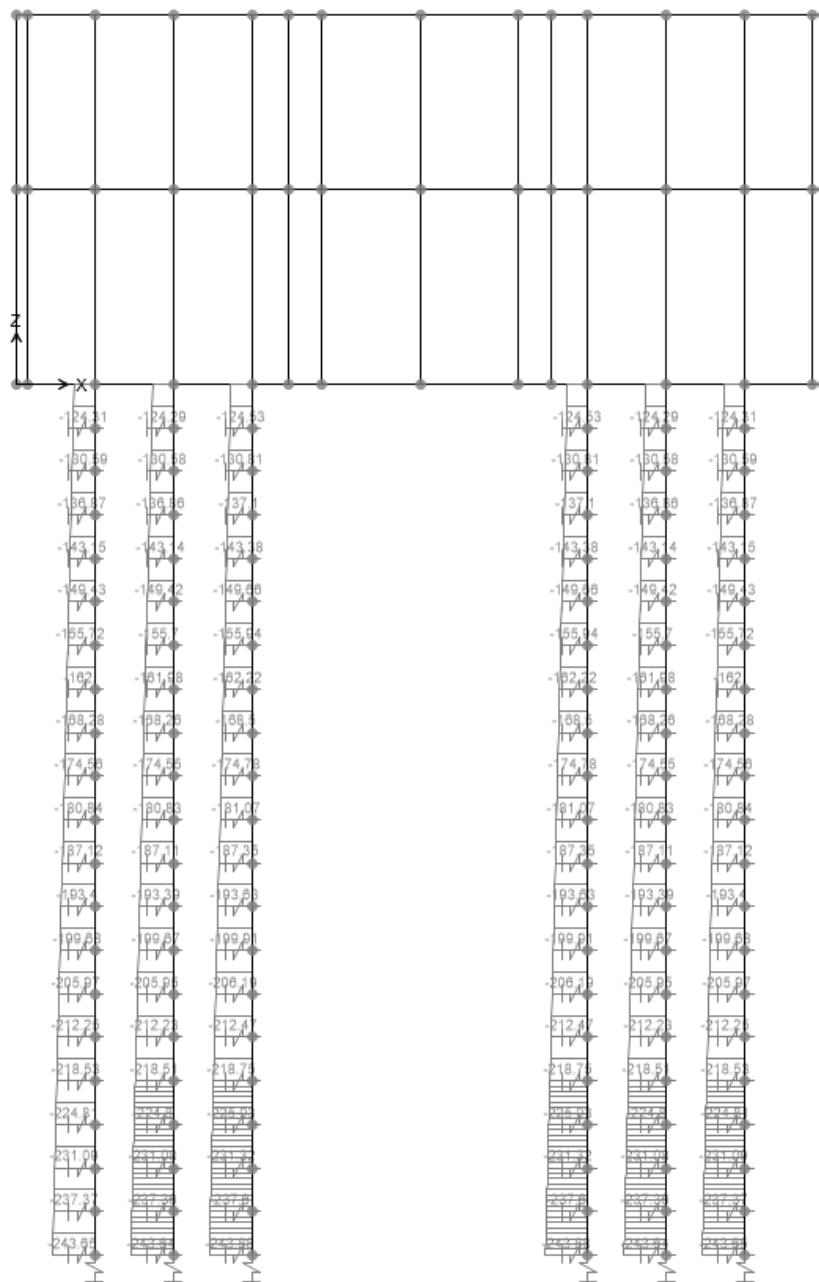


Figura 18: Sforzo normale: pali

Shear Force 3-3 Diagram (Accidentale)

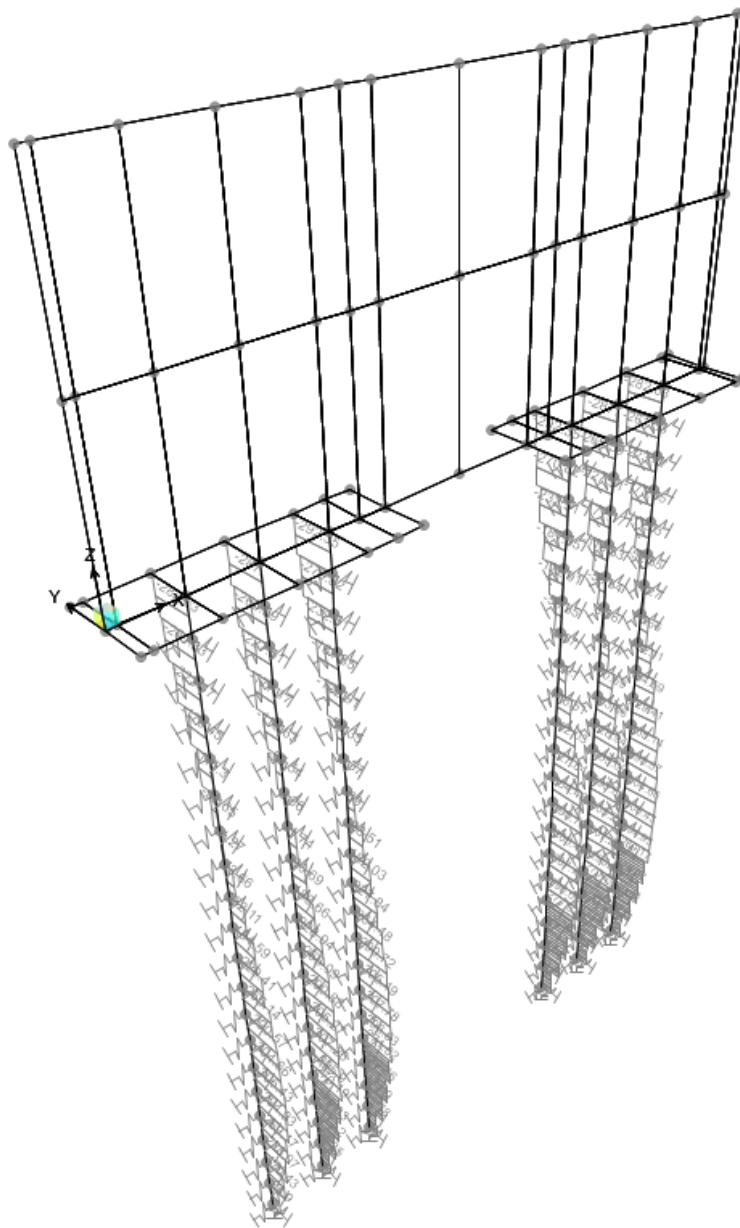



Figura 19: Taglio: pali

 Moment 2-2 Diagram (Accidentale)

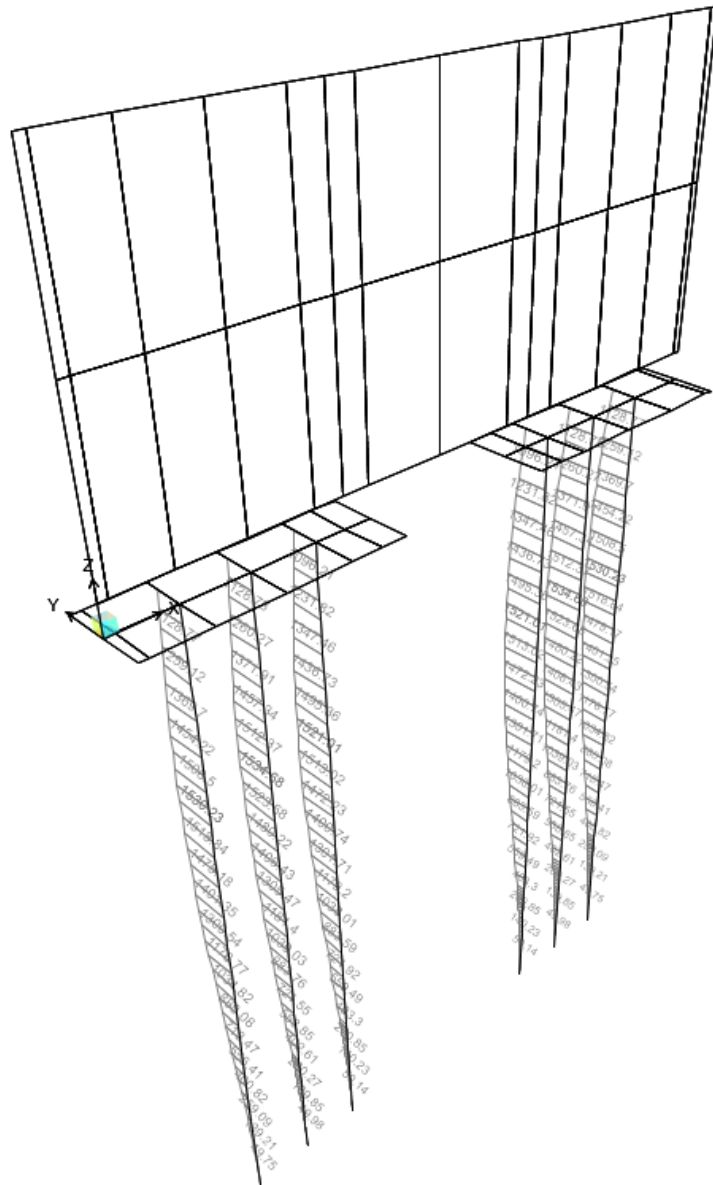


Figura 20: Momento flettente: pali

11 VERIFICHE

11.1 VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO

Nei paragrafi seguenti sono state riportate le verifiche a flessione e taglio dell'elemento orizzontale del muro di scavalco. La sezione resistente considerata per le verifiche ha altezza unitaria ($B=1.0$ m).

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

Forza tagliante: $T = 5.66 \cdot 260.87 / 2 = 738.26 \text{ kN}$

Momento flessionale: $M = 5.66^2 \cdot 260.87 / 8 = 1044.64 \text{ kNm}$

Le verifiche sono effettuate con il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Il momento sollecitante positivo tende le fibre lato vale.

Le tensioni di trazione sono state assunte negative mentre quelle di compressione positive, salvo diversa indicazione.

Le unità di misura adottate sono i kN per le forze, i kNm per i momenti e i MPa per le tensioni, salvo diversa indicazione.

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

Armature orizzontali: $\varnothing 24+20/10$ sul lato teso, $\varnothing 16/10$ sul lato compresso

Spille $\varnothing 12/20 \times 10$ a quinconce

Altezza sezione di verifica: 0.5 m.

11.1.1 Verifica a presso-flessione (SLU – Combinazione eccezionale)

$M_{SLU} = 1044.64 \text{ kNm}$

Titolo: Verifica muro scavalco

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm]	d [cm]
1	15.71	7.6
2	45.24	40
3	31.42	37.6

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1044.64 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 32 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 2.25 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

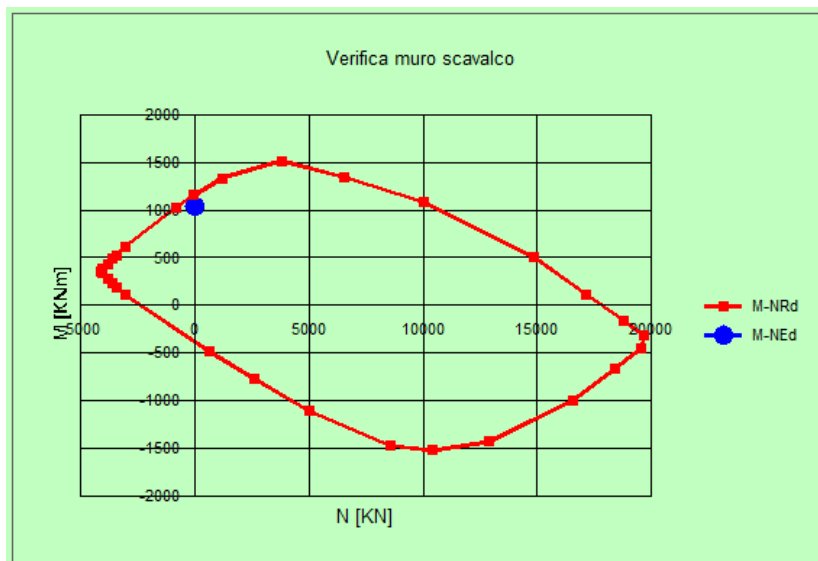
M_{xRd} 1166 kNm
σ_c -32 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 8.363 ‰
d 40 cm
x 11.8 x/d 0.295
δ 0.9088

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



Il coefficiente di sicurezza è pari $1166/1044.64 = 1.12$ la verifica risulta, quindi, **soddisfatta**.

11.1.2 Verifica a taglio (SLU – Combinazione eccezionale)

La verifica è riportata nella seguente tabella.

Le sollecitazioni sono dovute alla combinazione eccezionale.

La verifica in condizioni sismiche viene omessa in quanto le sollecitazioni in tali condizioni sono inferiori a quelle dovute alla combinazione eccezionale.

Si dispongono spille $\varnothing 12/20 \times 10$.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.00$		coeff. sicurezza
$c = 74$	mm copriferro	$f_{yd} = 450.0$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.00$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\varnothing 24$	$= 45.24$ cm ²
$\alpha_{cc} = 1.00$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 10$	$\varnothing 20$	$= 31.42$ cm ²
$d = 426$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\varnothing 0$	$= 0.00$ cm ²
$f_{cd} = 32.00$	MPa resist. di calcolo			76.65 cm ²

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 738.3 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.685 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.433$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.018 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 499.0 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 184.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 499.0 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armadura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{spille } \varnothing 12 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 10 \text{ cm} = 0.565 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha \quad V_{Rsd} = 975.7 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 16.00 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 3067.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 975.7 > 738.3 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.3$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.3, la verifica risulta quindi **soddisfatta**.

11.1.3 Verifica fessurazioni

Le figure seguenti rappresentano le sollecitazioni nel paramanto, ottenute dal modello di calcolo, dalla condizione di carico SLE governante le verifiche.

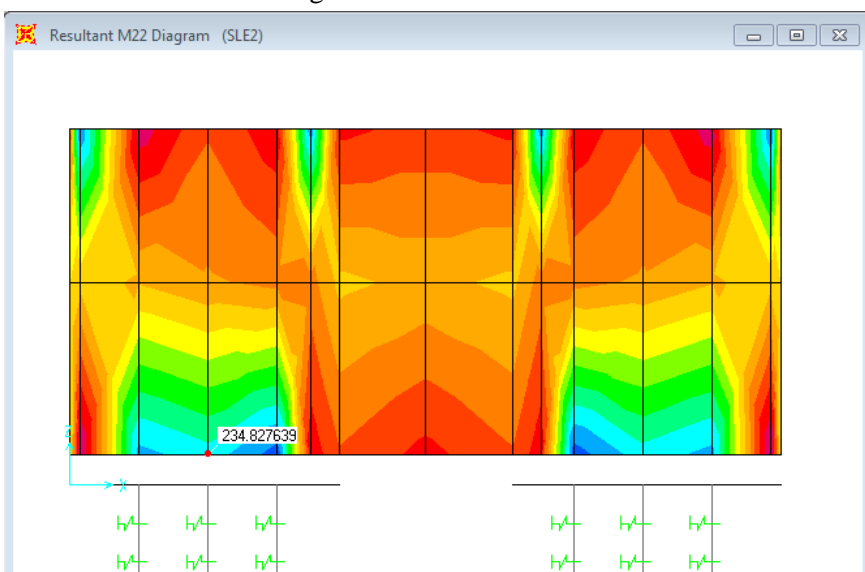


Figura 21: Momenti flettenti Mxx Paramento

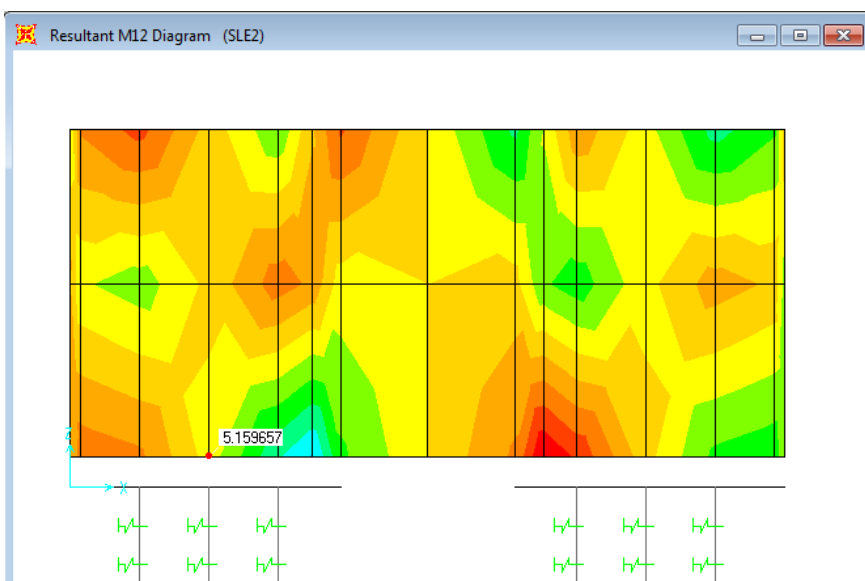


Figura 22: Momenti flettenti Mxy Paramento

Il momento flettente di progetto, agente sul paramento, risulta dunque, pari a:

$$M_{Ed} = M_{xx} + M_{xy} = 238.8 + 5.16 = 243.95 \text{ kN.m/m}$$

GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Muro di recinzione.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19032-R 0549D12 - Raddoppio ponte San Pietro - Bergamo - Montello\04 Work\02_Muri di Recinzione\Muri reci\Scavalco rev\rc sec\Muro di recinzione.secEC)

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Structural member of belonging:	Column (or compression member)
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40
	Design compressive strength fcd:	18.1 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	33345.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
STEEL -	Stress limit Characteristic SLS:	19.2 MPa
	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa	

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	50.0	cm
Bottom bars:	10Ø20 + 10Ø24	(76.7 cm ²)
Top bars:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	7.6	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.6	cm
Web Cover (from centroid of bar):	7.6	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	1044.46	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	243.90

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 6.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check Result of check
N Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F. Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn. Yielding bending moment [kNm]
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Total Total area of longitudinal bars [cm²]. [Between brackets is shown the min. from eq. (9.12) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Total
1	OK	0.00	1044.46	0.04	1062.44	1.017	33.6	1032.35	---	---	92.4 (15.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max Ultimate compressive strain in concrete
ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00107	50.0	0.00188	42.4	-0.00554	7.6

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check Result of Check
Sc max Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min Min compression stress (+) in concrete [Mpa]

Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	5.79	50.0	0.00	29.2	-89.9	42.4	9.7	972	76.7	4.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e3	Concrete tensile strain at the inner edge of the effective tension area
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= (e1 + e2)/(2*e1) [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm)[eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00061	0	-0.00041	0.833	22 6.5	0.079	0.000280 (0.00027)	300	0.084	190.96

11.2 VERIFICA PORTANZA VERTICALE PALO

La verifica a carico limite verticale, in quanto non dimensionante, è stata omessa.

11.3 VERIFICA PORTANZA LATERALE PALO

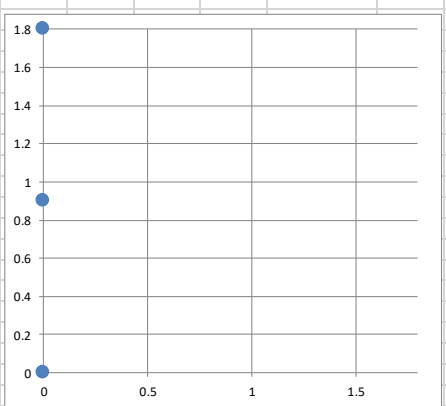
11.3.1 Carichi a lungo termine

Le sollecitazioni ricavate all'intradosso del cordolo dal modello di calcolo, relative alla combinazione eccezionale, nei pali sono come segue:

N_{Ed}	243.8	kN
V_{Ed}	292.4	kN
M_{Ed}	1534.68	KNm

Sotto le ipotesi semplificate della teoria di Broms, viene calcolata la massima forza laterale sostenuta dal palo (prossima pagina).

Mediante il coefficiente d'efficienza Reese-Van Impe calcolato nel **punto 7** della presente relazione viene ridotta la capacità del gruppo dei pali. I risultati della verifica Broms, sono stati sintetizzati nella seguente tabella:

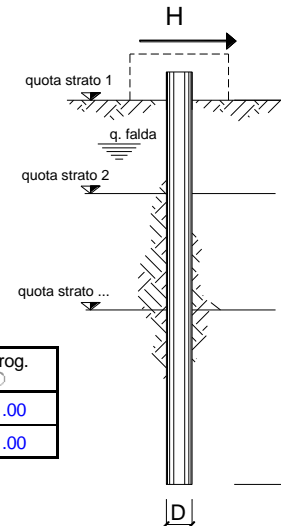
REESE & VAN IMPE 2001			
Diametro pali	0.8 m		
Interasse pali direzione X	0 m		
Interasse pali direzione Y	0.9 m		
S_x/D	0.000		
S_y/D	1.125		
Forza in direzione X			
Disposizione pali a forma rettangolare			
Numero pali in direzione X	1 (max 20)	Colonne	
Numero pali in direzione Y	3 (max 20)	Righe	
Resistenza del singolo palo secondo Broms	570.82		
Calcolo			
			
Efficienza media	0.522		
Resistenza minima del singolo palo	253.30 kN		
Resistenza massima del singolo palo	320.62 kN		
Resistenza media del singolo palo	298.18 kN		
Resistenza media dell'intera palificata	894.5480572 kN		
Carico sulla palificata	877.2 kN		
Carico medio sul palo	292.40 kN		
Verifica strutturale sul palo	314.40 kN		
Verificato	1.02		

Palo n°	X	Y	f	Resistenza del singolo palo
1	0	0	0.562	320.62
2	0	0.9	0.444	253.30
3	0	1.8	0.562	320.62
4				0.00

Si ottiene un coefficiente di sicurezza di 1.02, la verifica risulta quindi **soddisfatta**.

opera Pali muro recinzione - zona scavalco

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T
S.U.	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
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



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		0.00	19.5	19.5	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-2.00	19	19	24	2.37		24	2.37	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		-8.00	19	19	24	2.37		24	2.37	
<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 -9 (m)
 Diametro del palo D 0.80 (m)
 Lunghezza del palo L 10.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1982.91 (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	1261.5 (kN)		1261.5 (kN)	
Palo intermedio	1691.2 (kN)		1691.2 (kN)	
Palo corto	5475.3 (kN)		5475.3 (kN)	
H_{med}	1261.5 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1261.5 (kN)
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		742.06 (kN)	
	H_d = H_k/γ_T		570.82 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	307.8 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
	F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =	307.80 (kN)		
	FS = H_d / F_d =	1.85		

11.3.2 Carichi a breve termine

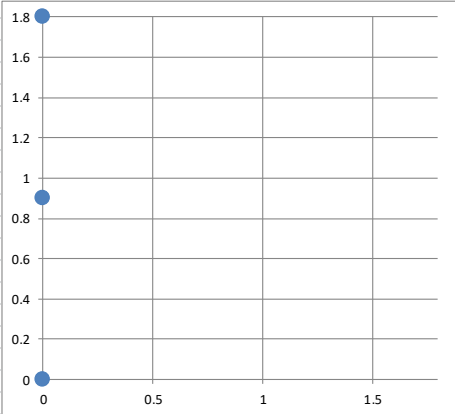
Le sollecitazioni ricavate all'intradosso del cordolo dal modello di calcolo, relative alla combinazione eccezionale, nei pali sono come segue:

N_{Ed}	243.8	kN
V_{Ed}	292.4	kN
M_{Ed}	1534.68	KNm

Sotto le ipotesi semplificate della teoria di Broms, viene calcolata la massima forza laterale sostenuta dal palo (prossima pagina).

Mediante il coefficiente d'efficienza Reese-Van Impe calcolato nel **punto 7** della presente relazione viene ridotta la capacità del gruppo dei pali. I risultati della verifica Broms, sono stati sintetizzati nella seguente tabella:

REESE & VANIMPE 2001			
Diametro pali	0.8 m		
Interasse pali direzione X	0 m		
Interasse pali direzione Y	0.9 m		
Sx/D	0.000		
Sy/D	1.125		
Forza in direzione X			
Disposizione pali a forma rettangolare			
Numero pali in direzione X	1 (max 20)	Colonne	
Numero pali in direzione Y	3 (max 20)	Righe	
Resistenza del singolo palo secondo Broms	597.01		
Calcolo			
Efficienza media	0.522		
Resistenza minima del singolo palo	264.93 kN		
Resistenza massima del singolo palo	335.33 kN		
Resistenza media del singolo palo	311.86 kN		
Resistenza media dell'intera palificata	935.591142 kN		
Carico sulla palificata	877.2 kN		
Carico medio sul palo	292.40 kN		
Verifica strutturale sul palo	314.40 kN		
Verificato	1.07		

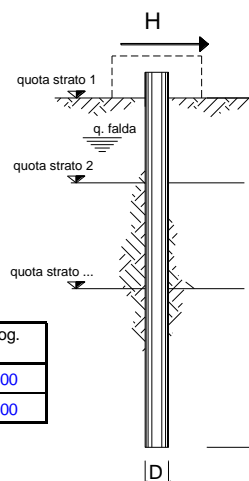


Palo n°	X	Y	f	Resistenza del singolo palo
1	0	0	0.562	335.33
2	0	0.9	0.444	264.93
3	0	1.8	0.562	335.33
4				0.00

Si ottiene un coefficiente di sicurezza di 1.07, la verifica risulta quindi **soddisfatta**.

opera **Pali muro recinzione**

coefficienti parziali Metodo di calcolo		A		M		R	
		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{ϕ}	γ_{cu}	γ_T	
SUD	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



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		0.00	19.5	19.5		1.00	100		1.00	50
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-2.00	19	19		1.00	100		1.00	50
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		-8.00	19	19		1.00	100		1.00	50
<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 -9 (m)

Diametro del palo D 0.80 (m)

Lunghezza del palo L 10.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo M_y 1998.17 (kNm)

Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+f)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	1688.4 (kN)		1319.4 (kN)	
Palo intermedio	2476.8 (kN)		1375.2 (kN)	
Palo corto	6343.2 (kN)		3171.6 (kN)	

H_{med} **1688.4 (kN)** Palo lungo H_{min} **1319.4 (kN)** Palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 776.12 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **597.01 (kN)**

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

Carico Assiale variabile (Q): Q = 239.4 (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$ **239.40 (kN)**

$FS = H_d / F_d =$ **2.49**

11.4 VERIFICHE STRUTTURALI PALO

Le sollecitazioni ricavate all'intradosso del cordolo, relative alla combinazione eccezionale, nei pali sono come segue:

N_{Ed}	243.8	kN
V_{Ed}	292.4	kN
M_{Ed}	1534.68	KNm

Le verifiche sono condotte in riferimento alle seguenti armature:

Armature verticali: 22 Ø 32

Armature orizzontali: Staffe Ø12/15

11.4.1 Verifica a pressoflessione (SLU - Combinazione Eccezionale)

$M_{SLU} = 1427.7$ kNm

$N_{SLU} = 0$

A favore di sicurezza si trascura l'azione verticale sul palo per la verifica a pressoflessione.

Titolo: Pali, verifica SLU

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 40 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 22
- Diametro barre: 3.2 [cm]
- Copriferro (baric.): 8.8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	0	0	kN
M_{xEd}	1534	0	kNm
M_{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 : 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	450 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	2.25 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd}: 1.820 kNm

σ_c : -14.17 N/mm²

σ_s : 450 N/mm²

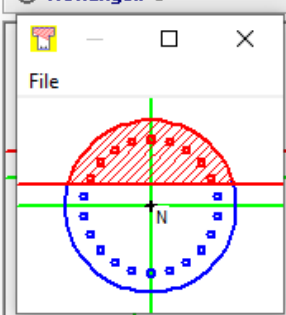
ϵ_c : 3.5 ‰

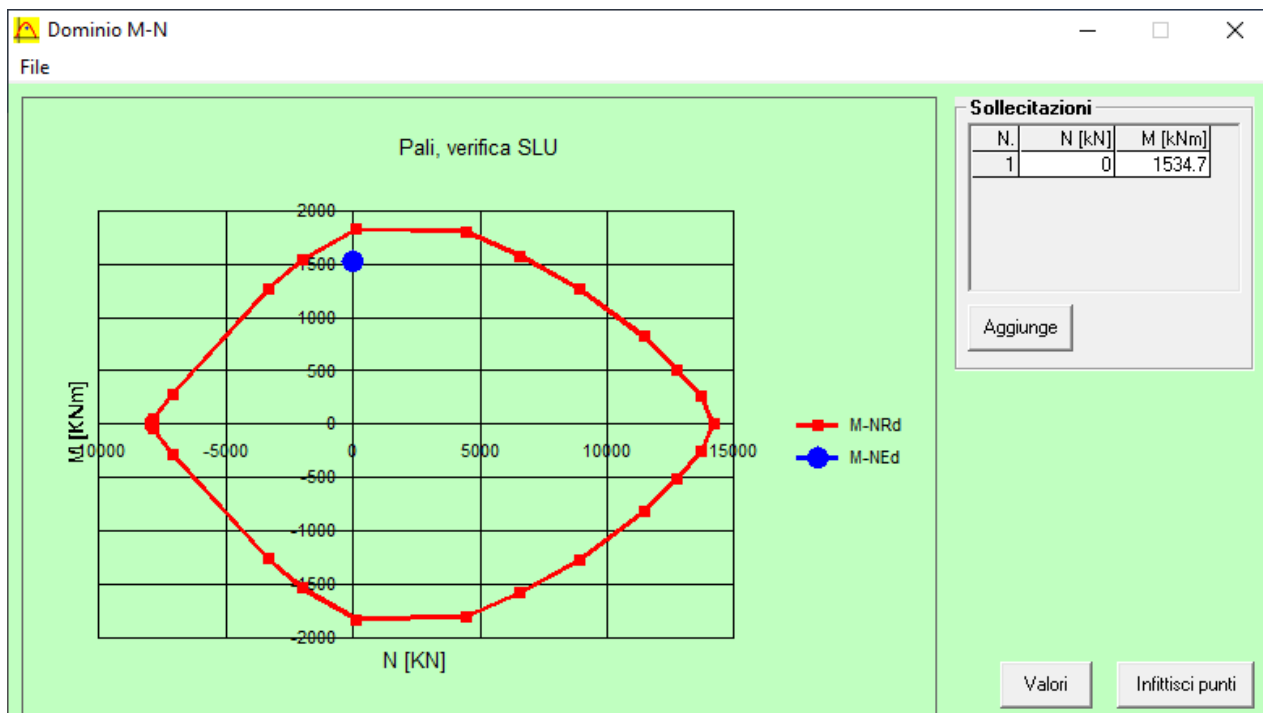
ϵ_s : 4.832 ‰

d: 71.2 cm

x: 29.91 x/d: 0.4201

δ : 0.9651



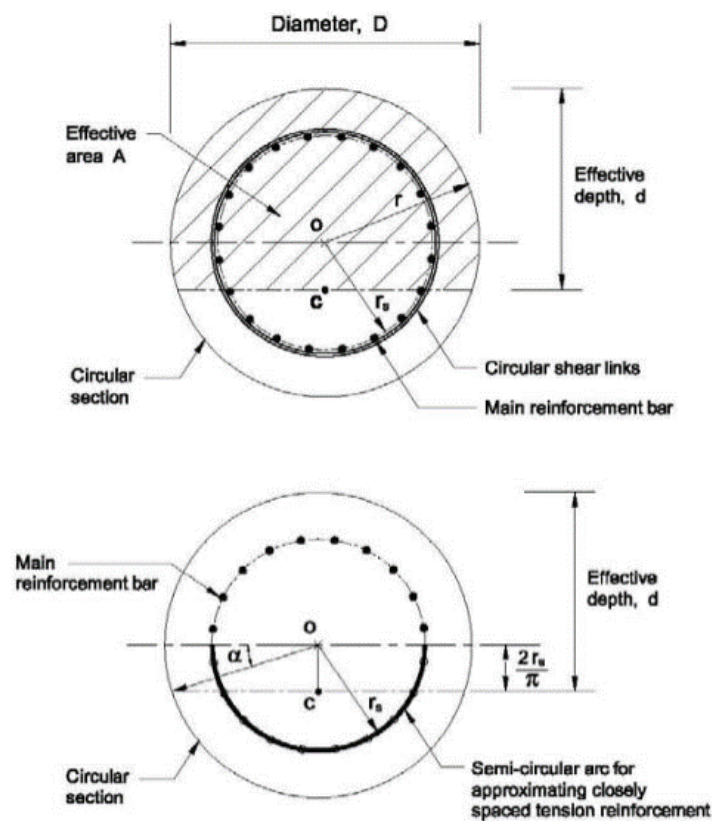


Il coefficiente di sicurezza è pari a 1.27. La verifica risulta, quindi, **soddisfatta**.

11.4.2 Verifica a taglio (SLU – Combinazione eccezionale)

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 $\emptyset 12$.

Massima azione tagliante: 292.4 kN

Con riferimento alla precedente figura si ha:

D =	800 mm	diametro del palo
r =	400 mm	raggio del palo
c =	60 mm	copriferro
r_s =	340 mm	raggio della parte confinata dall'armatura trasversale
d =	616 mm	altezza utile equivalente $d = r + 2r_s/\pi$
α	0.636 rad	
A_{tot} =	502655 mm ²	area della sezione circolare
A =	415318 mm ²	area della sezione rettangolare equivalente
b =	674 mm	Larghezza equivalente $b = A/d$
h =	746 mm	Altezza equivalente $h = A_{tot}/b$

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 674$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 746$	mm altezza	$\gamma_s = 1.00$		coeff. sicurezza
$c = 8.8$	mm copriferro	$f_{yd} = 450.0$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 25$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.00$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 13$	$\emptyset 32$	$= 104.55$ cm ²
$\alpha_{cc} = 1.00$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00$ cm ²
$d = 737.2$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00$ cm ²
$f_{cd} = 25.00$	MPa resist. di calcolo			104.55 cm ²

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 292.4 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.521 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.328$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.020 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 501.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 163.1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 501.1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{spille } \emptyset 12 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 2 \text{ passo } 15 \text{ cm} = 0.151 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha \quad V_{Rsd} = 450.3 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 12.50 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

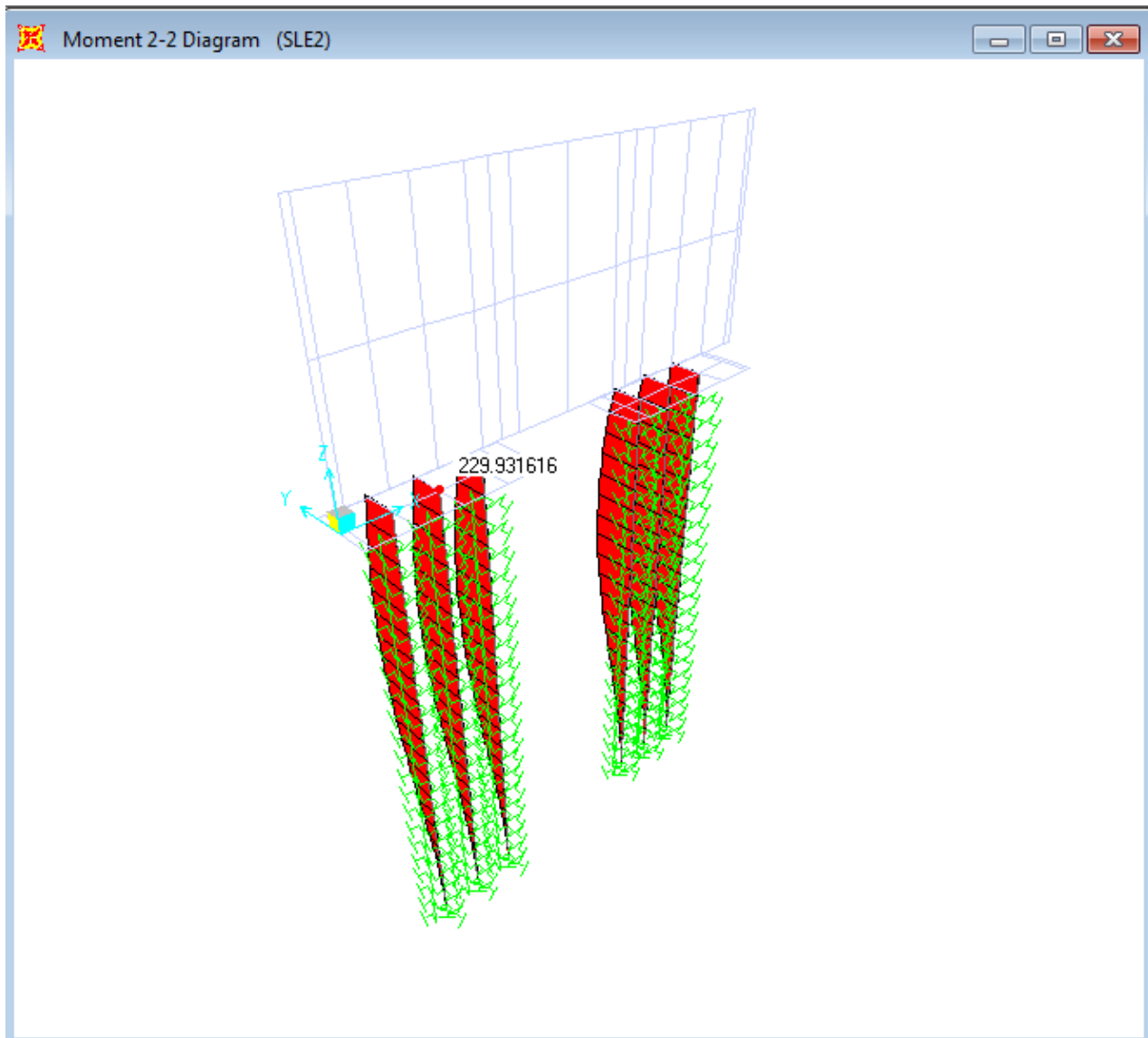
$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 2795.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 450.3 > 292.4 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.5$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

11.4.3 Verifica fessurazioni (SLE)

Le figure seguenti rappresentano le sollecitazioni nei pali, ottenute dal modello di calcolo, dalla condizione di carico SLE governante le verifiche.



GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Palo.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19032-R 0549D12 - Raddoppio ponte San Pietro - Bergamo - Montello\04 Work\02_Muri di Recinzione\Muri recilScavalco rev\rc sec\Palo.secEC)

Section description:

Reference code: EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex

Exposure Class: XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)

Structural member of belonging: Column (or compression member)

Section type: Predefined section

Cross-section shape: Circular
 Stress path: Constant axial force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C25/30
	Design compressive strength f_{cd} :	14.2 MPa
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus E_{cm} :	31475.8 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.6 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
Stress limit Characteristic SLS:	15.0 MPa	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.0 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa
SLS Charact. - S_s Limit:	360.00 MPa	

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Diameter section:	80.0	cm
Circumferential bars:	22Ø32	(176.9 cm ²)
Cover(from centroid of bar):	8.8	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	1427.00	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	230.00

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 7.2 cm

Min edge distance between longitudinal bars: 5.7 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Total	Total area of longitudinal bars [cm ²]. [Between brackets is shown the min. from eq. (9.12) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Total
1	OK	0.00	1427.00	-0.12	1650.17	1.156	11.2	1220.23	---	---	176.9 (15.1)

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

Check	Result of check
ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00066	40.0	0.00243	31.2	-0.00514	-31.2

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.71	-40.0	0.00	40.0	-71.7	31.2	22.0	1758	72.4	---

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section

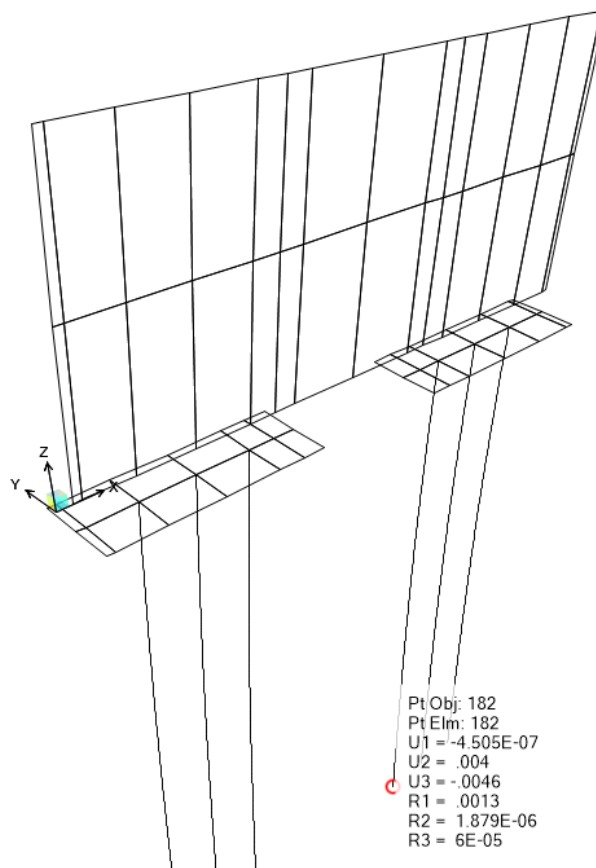
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $A_{s\ eff} / A_{c\ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm)[eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00044	0	0.500	22 6.5	0.041	0.000215 (0.00022)	377	0.081	211.76

12 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI DEL GRUPPO DI PALI

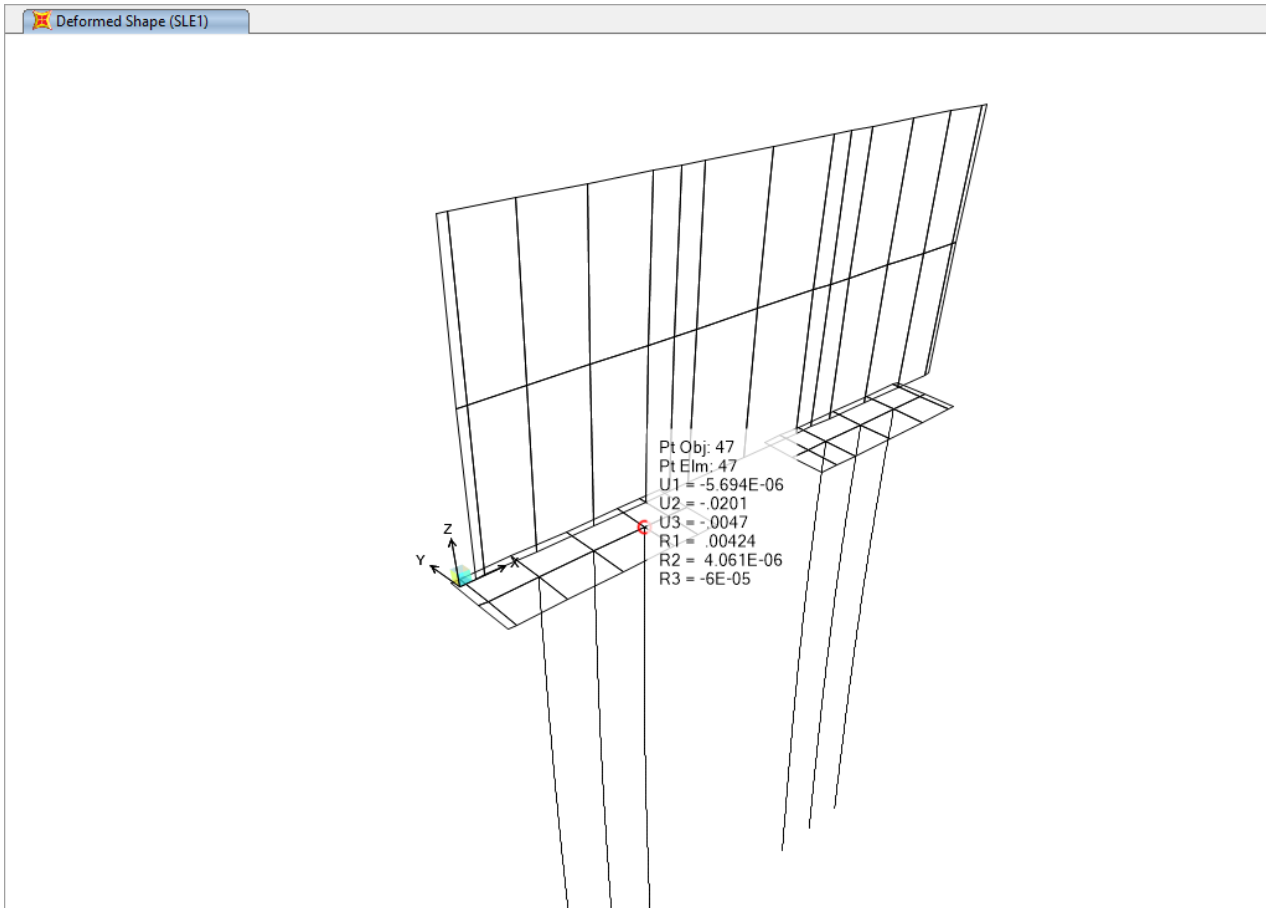
12.1.1 Cedimento (SLE)

Deformed Shape (SLE1)



Il cedimento massimo è pari a 4.6 mm

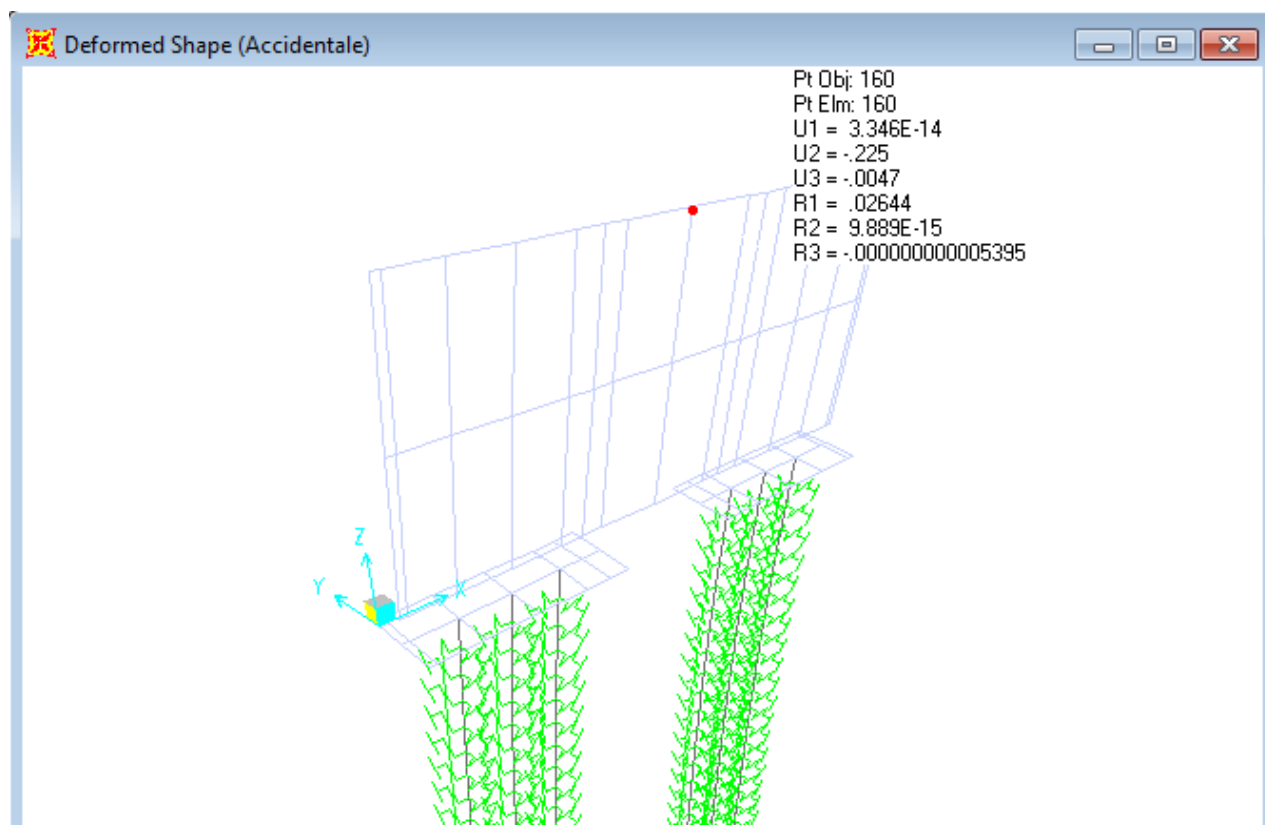
12.1.2 Spostamenti orizzontali (SLE)



spostamento orizzontale massimo è 20 mm

$\delta_{max} = 20 \text{ mm} < H/200 = 48 \text{ mm}$ ($H = 9.60\text{m}$ – lunghezza d’inflessione libera di un singolo palo)

12.1.3 Spostamenti orizzontali (Condizione eccezionale)



Relativamente allo scenario di carico eccezionale lo spostamento orizzontale stimato è dell'ordine di 22cm. Come è lecito attendersi in tali condizioni, la verifica della resistenza della fondazione ai carichi orizzontali è uno degli aspetti di maggiore interesse e, pertanto, è verosimile attendersi l'instaurarsi di un regime di spinta attiva a "monte"

13 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO

GEOMETRIA

Altezza del muro	4.24	m
Spessore paramento in sommità	0.5	m
Spessore paramento alla base	0.5	m
Spessore paramento in mezzeria	0.5	m
Lunghezza mensola di valle	0.2	m
Lunghezza totale fondazione	1.2	m
Altezza della fondazione	0.8	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	0	%
Altezza da estradosso fondazione fino a punto d'applicazione impatto	2.24	m
Altezza da intradosso fondazione fino a punto d'applicazione impatto	4.24	m
Lunghezza struttura locale	9.26	m
Altezza rilevato (sopra cordolo di fond.)	2.24	m
Altezza barriere antirumore	6.5	m
Interasse montati	3	m

TERRENO DI MONTE

Angolo di attrito	38	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\phi')$	0.781	
Coeff. parziale per $\tan(\phi')$ - condiz. M1	1	
Peso per unità di volume	20	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - cond. M1	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - cond. M1	25.33	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	3	m
Inclinazione pendio	0	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - cond. M1	0.238	

TERRENO DI VALLE

Angolo di attrito	26	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\phi')$	0.488	
Coeff. parziale per $\tan(\phi')$ - condiz. M1	1	
Peso per unità di volume	19.5	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - cond. M1	13	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - cond. M1	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	0.5	m
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - cond. M1	2.56	

TERRENO DI FONDAZIONE

Strato 1 (estradosso cordolo)		
Angolo di attrito	26	°
Peso per unità di volume	0.488	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-fondazione	1	°
Coesione efficace c'	19.5	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c' - condiz. M1	13	
Coesione non drenata c_u	0	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c_u - condiz. M1	0	
Coeff. d'attrito terra fondazione $\tan(d)$	0.5	
Coeff. parziale per $\tan(d)$ - condiz. M1	2.56	
Strato 2 (da -2m)		
Angolo di attrito	24	°
Peso per unità di volume	0.445	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-fondazione	1	°
Coesione efficace c'	19	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c' - condiz. M1	12	
Coesione non drenata c_u	0	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c_u - condiz. M1	0	
Coeff. d'attrito terra fondazione $\tan(d)$	0.5	
Coeff. parziale per $\tan(d)$ - condiz. M1	2.37	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	-9	m (da p.c.)

CARICHI

Parete in cls	490.8	kN
Cordolo di fondazione equivalente	84	kN
Peso proprio singolo palo	125.6	kN
Spinta statica del terreno	36	kN/m ²
Pressione del vento sulle barriere	1.15	kN/m ²
Pressione aerodinamica	0.35	kN/m ²
P ₁₀₀ , N	12.5	kN
P ₁₀₀ , M	11.325	kNm
Carico eccezionale - intradosso fond., T2	1500	kN

SISMA

Categoria suolo	C
F _o	2.418
ag [g]	0.11
S _s	1.5
S _r	1
S	1.5
β _m	0.38
amax [g]	0.165
Coefficiente sismico orizzontale (MdP sez 3.10.3.1)	0.125
Coefficiente sismico verticale	0.063
Coeff. Spinta sotto sisma (rilevato lato monte)	0.483