

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J71H92000020011

S.O. CORPO STRADALE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA MILANO – GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA**

**OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI
IV02 – NUOVO CAVALCAFERROVIA S.P.93**

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

SCALA:

-

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

I Q 0 1 0 1 R 2 6 R H I V 0 2 0 0 0 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G.Grimaldi	Settembre 2021	A. Maran	Settembre 2021	M. Berlingieri	Settembre 2021	F. Arduini Dicembre 2023
B	Rimissione per recepire richieste RFI e CSLPP	G.Grimaldi	Dicembre 2023	C.Nannavecchia	Dicembre 2023	Lj Martinelli	Dicembre 2023	ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott.ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 36302 del 4/4

File: IQ0101R26RHIV0200001B

n. Elab.:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

INDICE

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative	6
2.2	Elaborati di riferimento.....	6
3.	MATERIALI.....	7
3.1	Calcestruzzo per fusto pila, pulvino ed elevazione spalla.....	7
3.2	Calcestruzzo per plinto e pali	7
3.3	Acciaio per barre di armature	7
4.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	7
5.	PILA P8	8
6.	MODELLI DI ANALISI E VERIFICA.....	8
6.1	Sistemi di riferimento ed unità di misura.....	8
7.	ANALISI DEI CARICHI	9
7.1	Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....	9
7.2	Carichi da traffico verticali (Q1)	9
7.3	Carichi da traffico orizzontali	11
7.3.1	Forza centrifuga (Q4).....	11
7.3.2	Frenamento e accelerazione	11
7.4	Azione del Vento (Q5)	12
7.5	Azione Sismica (E)	13
7.5.1	Inquadramento Sismico.....	13
7.5.2	Definizione della domanda sismica	13
7.5.3	Calcolo dell'azione Sismica	14
7.6	Azioni Eccezionali.....	15
8.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	16
8.1	Sollecitazione base pila	16
8.2	Sollecitazione intradosso fondazione	17
9.	VERIFICA ALLO SPICCATO DEL FUSTO.....	18
9.1	Verifica a presso flessione.....	18
10.	PALI DI FONDAZIONE.....	24

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

11. PILA P10	26
12. MODELLI DI ANALISI E VERIFICA.....	26
12.1 Sistemi di riferimento ed unità di misura.....	26
13. ANALISI DEI CARICHI	27
13.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....	27
13.2 Carichi da traffico verticali (Q1)	27
13.3 Carichi da traffico orizzontali	29
13.3.1 Forza centrifuga (Q4).....	29
13.3.2 Frenamento e accelerazione	29
13.4 Azione del Vento (Q5)	30
13.5 Azione Sismica (E)	31
13.5.1 Inquadramento Sismico.....	31
13.5.2 Definizione della domanda sismica	31
13.5.3 Calcolo dell'azione Sismica	32
14. COMBINAZIONI DI CARICO	33
14.1 Sollecitazione base pila	33
14.2 Sollecitazione intradosso fondazione	33
15. VERIFICA ALLO SPICCATO DEL FUSTO.....	34
15.1 Verifica a presso flessione.....	34
16. PALI DI FONDAZIONE	40
17. SPALLA A.....	42
18. MODELLI DI ANALISI E VERIFICA.....	42
18.1 Sistemi di riferimento ed unità di misura.....	42
19. ANALISI DEI CARICHI	43
19.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....	43
19.2 Carichi da traffico verticali (Q1)	43
19.3 Carichi da traffico orizzontali	45
19.3.1 Forza centrifuga (Q4).....	45
19.3.2 Frenamento e accelerazione	45
19.4 Azione del Vento (Q5)	46
19.5 Spinta litostatica del terrapieno	46
19.6 Spinta statica della pavimentazione sul terrapieno.....	46
19.7 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno.....	47

19.8 Azione Sismica (E)	48
19.8.1 Inquadramento Sismico.....	48
19.8.2 Definizione della domanda sismica	48
19.8.3 Calcolo dell'azione Sismica	49
20. COMBINAZIONI DI CARICO	55
20.1 Sollecitazione alla base del muro frontale	55
20.2 Sollecitazione intradosso fondazione	55
21. PALI DI FONDAZIONE	56
22. SPALLA B.....	58
23. MODELLI DI ANALISI E VERIFICA.....	58
23.1 Sistemi di riferimento ed unità di misura	58
24. ANALISI DEI CARICHI	59
24.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2).....	59
24.2 Carichi da traffico verticali (Q1)	59
24.3 Carichi da traffico orizzontali	61
24.3.1 Forza centrifuga (Q4)	61
24.3.2 Frenamento e accelerazione	61
24.4 Azione del Vento (Q5)	62
24.5 Spinta litostatica del terrapieno	62
24.6 Spinta statica della pavimentazione sul terrapieno.....	62
24.7 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno.....	63
24.8 Azione Sismica (E)	64
24.8.1 Inquadramento Sismico.....	64
24.8.2 Definizione della domanda sismica	64
24.8.3 Calcolo dell'azione Sismica	65
25. COMBINAZIONI DI CARICO	72
25.1 Sollecitazione alla base del muro frontale	72
25.2 Sollecitazione intradosso fondazione	72
26. PALI DI FONDAZIONE	73

	LINEA MILANO-GENOVA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA					
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA						
Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	5 di 75

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito più generale degli interventi di velocizzazione della linea Milano – Genova si inserisce il quadruplicamento della linea Tortona – Voghera.

Oggetto della presente relazione è il predimensionamento delle sottostrutture del cavalcavia *IV02*. In particolare, si analizzano le pile *P8* e *P10* e le spalle *A* e *B*.

L'*IV02* si sviluppa per complessivi 598,00 m.

L'opera è costituita da:

- n° 20 campate isostatiche in c.a.p. di portata teorica pari a 28.40 m (interasse pile 30 m);

Gli impalcati in c.a.p. sono costituiti da n° 4 o 5 travi a cassoncino prefabbricate di altezza 1.60 m (precompressione a fili aderenti), solidarizzate da 5 traversi (2 sull'asse appoggi e 3 in campata) prefabbricati insieme alle travi (precompressione con trefoli post-tesi) e da una soletta in c.a. gettata in opera, di spessore variabile da un minimo di 26 cm ad un massimo di 36 cm in corrispondenza dell'asse viadotto.

	LINEA MILANO-GENOVA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA					
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA						
Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	6 di 75

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative

Sono state prese a riferimento le seguenti Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento:

- [1] *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;*
- [2] *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018;*
- [3] *RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture (31 Dicembre 2020);*
- [4] *RFI DTC SI CS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (31 Dicembre 2020);*
- [5] *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.*

2.2 Elaborati di riferimento

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per fusto pila, pulvino ed elevazione spalla

Classe C32/40

Rck =	40,00	MPa	Resistenza caratteristica cubica
fck = 0,83 Rck =	32,00	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica

3.2 Calcestruzzo per plinto e pali

Classe C25/30

Rck =	30,00	MPa	Resistenza caratteristica cubica
fck = 0,83 Rck =	25,00	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica

3.3 Acciaio per barre di armature

B450C

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le caratteristiche geotecniche sono state definite a seguito di sondaggi eseguiti nel sito in esame, e sono sintetizzate nella tabella di seguito riportata. Si rimanda alla relazione geotecnica per tutte le altre considerazioni.

Profondità (m da tp)		Unità geotecnica
da	a	
0	9	LAS
9	30	GLS
>30		LAS

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

5. PILA P8

La pila in esame, su cui poggiano due impalcati in c.a.p. a 4 cassoncini presenta un fusto a sezione piena in c.a., stonato alle estremità, di dimensioni esterne pari a 2.40 m x 7.50 m su cui grava un pulvino rettangolare, di spessore pari a 2.00 m, avente dimensioni esterne pari a 3.20 m x 12.80 m. La fondazione è costituita da una platea di spessore pari a 2.50 m, di dimensioni 9.20 m x 12.80 m, fondata su 12 pali ϕ 1200 ad interasse 3.60 m. L'altezza complessiva della pila, misurata da estradosso fondazione a estradosso pulvino, è pari a 16.60 m.

6. MODELLI DI ANALISI E VERIFICA

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio, alle quali sono state combinate le azioni determinate dalle azioni indotte dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Il modello a mensola della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali fusto pila e plinto.

6.1 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse trasversale dell'impalcato
- Asse Y parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale

- [Lunghezze] m
- [Forze] KN

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2)

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il rinterro del plinto si è considerato invece un peso specifico di 19 kN/m³.

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO					
lunghezza travata	L	30.00	m	30.00	m
luce appoggi travata	L _a	28.40	m	28.40	m
larghezza totale impalcato	B	13.75	m	13.75	m
peso permanente strutturale	G ₁	6600	kN	6600	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	1460	kN	1460	kN

7.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico stradale, in accordo a quanto previsto nelle NTC 2018.

I carichi verticali da traffico sono stati definiti considerando lo Schema di Carico 1 descritto nel § 5.1.3 delle NTC 2018, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere come riferimento sia per le verifiche globali, sia per quelle locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

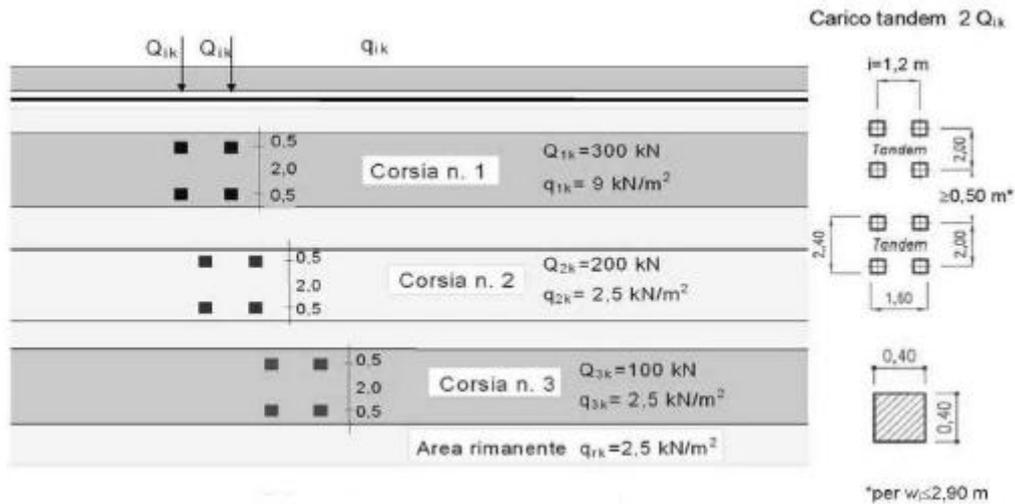


Figura 1 – Schema di Carico 1

La larghezza ed il numero delle corsie vengono definiti in maniera convenzionale. La disposizione delle corsie, inoltre, è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_y = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_y = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_y = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_y)$

Figura 2 – Numero e larghezza delle corsie

Compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, sono state considerate le intensità dei carichi riportate di seguito.

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

Figura 3 – Intensità dei carichi Q_{1k} e q_{1k} per le corsie

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

Si ottengono quindi, in testa alla pila, le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

N [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]	
2816	0	4249	<i>N max</i>
2159	0	6454	<i>M trasv max</i>
2008	1607	3160	<i>M long max</i>

7.3 Carichi da traffico orizzontali

7.3.1 Forza centrifuga (Q_4)

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella seguente, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte. Il carico concentrato, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Figura 4 – Valori caratteristici delle forze centrifughe

7.3.2 Frenamento e accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

7.4 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti e le barriere di sicurezza stradale, ove previsti.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

In particolare, la pressione esercitata dal vento è stata assunta pari a 2.5 kN/m².

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

7.5 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione degli spettri di progetto orizzontali e verticali e i grafici degli stessi.

7.5.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 44.9667

Longitudine: 8.9330

7.5.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo B, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

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

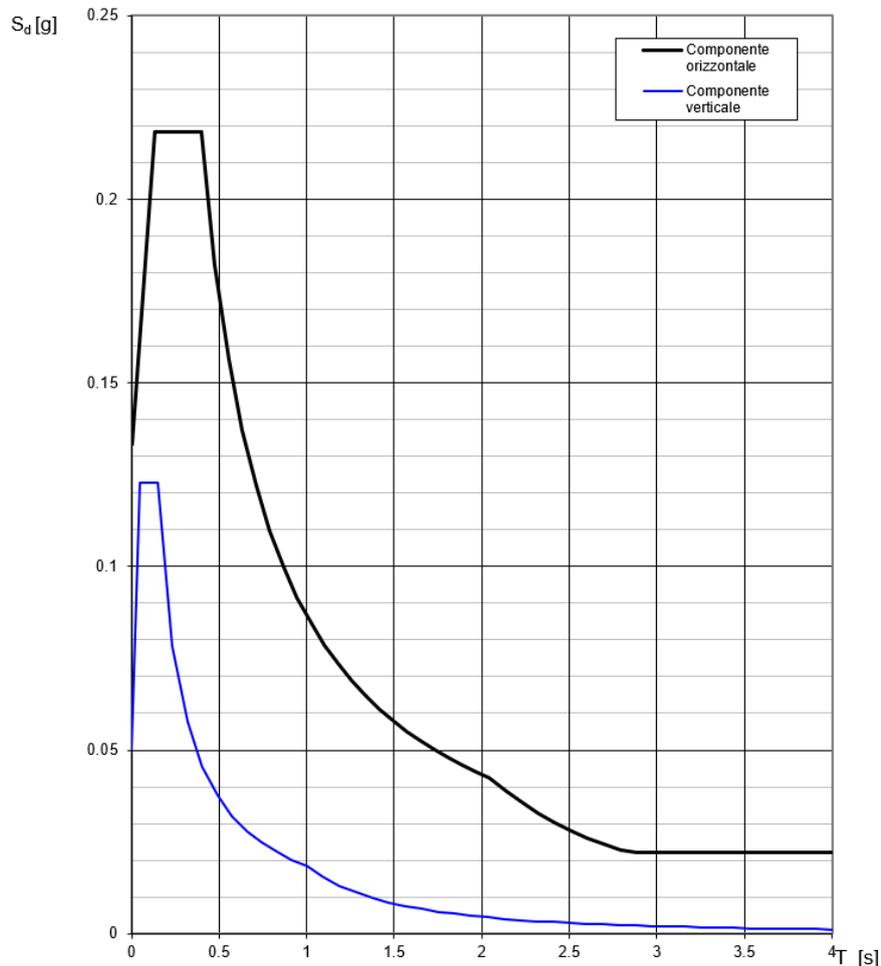


Figura 5 – Spettri di risposta per lo SLV

7.5.3 Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018.

Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

L'accelerazione di progetto viene ricavata, a partire dallo spettro di risposta, in funzione dei periodi di vibrazione della pila nelle tre differenti direzioni (longitudinale, trasversale e verticale).

	T [s]	a [g]
Direzione Longitudinale	0.570	0.156
Direzione Trasversale	0.215	0.218
Direzione Verticale	0.040	0.108

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	15 di 75

7.6 Azioni Eccezionali

In accordo con il § 3.6.3.4 delle NTC2018 è stata considerata la possibilità che si verifichi un deragliamento con conseguente collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia.

L'urto sulle pile è stato simulato mediante l'applicazione di azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti all'asse del binario:

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

Queste forze sono state applicate a 1.80 m dal piano del ferro e non sono state considerate agenti simultaneamente.

In particolare, nel caso in esame, la distanza dall'asse del binario è superiore a 15 m.

Tuttavia, essendo la pila analizzata rappresentativa di tutte le pile con impalcati a 4 cassoncini, comprese quindi quelle in prossimità dei binari, si considera comunque l'azione eccezionale da urto, calcolata per una distanza compresa fra 5 m e 15 m. Il piano del ferro si considera ad un'altezza di 8.5 m dall'estradosso della fondazione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18.

In particolar modo, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) sono state definite 3 combinazioni di carico, in modo da massimizzare lo sforzo normale, il momento flettente in direzione longitudinale, e quello in direzione trasversale. A queste si aggiungono 2 combinazioni eccezionali, ottenute applicando l'azione da urto in direzione parallela e in direzione ortogonale a quella di marcia. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del fusto pila e all'intradosso della platea di fondazione.

8.1 Sollecitazione base pila

	N [kN]	Tlong [kN]	Ttrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
SLU_1	26868	280	669	7159	22827
SLU_2	24718	1361	669	29199	19775
SLU_3	24704	280	993	7159	27977

	N [kN]	Tlong [kN]	Ttrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
ECC_1	16236	684	1879	7046	19358
ECC_2	16236	705	257	7259	3283

	N [kN]	Tlong [kN]	Ttrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
SLV_1	17553	603	796	9770	14493
SLV_2	16631	1934	796	32530	14493
SLV_3	16631	603	2655	9770	48311

8.2 Sollecitazione intradosso fondazione

	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	38099	280	669	7860	24498
SLU_2	35949	1361	669	32603	21446
SLU_3	35935	280	993	7860	30458

	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
ECC_1	24556	684	1879	8756	24056
ECC_2	24556	705	257	9021	3283

	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLV_1	26288	897	1091	11645	16852
SLV_2	25075	2915	1091	38591	16852
SLV_3	25075	897	3636	11645	56175

9. VERIFICA ALLO SPICCATO DEL FUSTO

La verifica allo SLU flessionale della sezione in oggetto viene effettuata mediante l'ausilio del programma RC-SEC. Di seguito viene riportato l'output del programma per la sezione in oggetto e per tutte le combinazioni considerate e descritte nei precedenti paragrafi.

L'armatura longitudinale è costituita da 173 $\phi 26$.

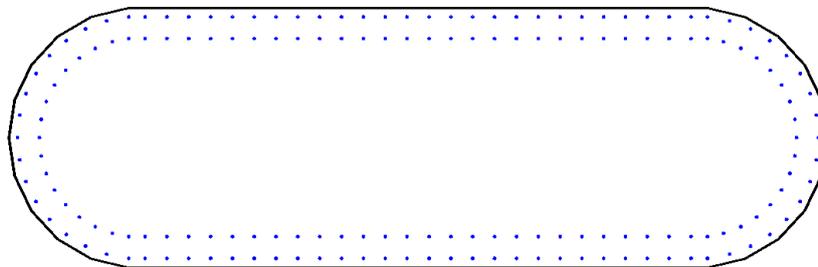


Figura 6 - Sezione implementata in RC-SEC

9.1 Verifica a presso flessione

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: PILA_2.4X7.5_fi26_IV02_8

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-299.7	-111.5
2	-330.3	-93.4
3	-354.4	-67.2
4	-369.7	-35.1
5	-375.0	0.0
6	-369.7	35.1
7	-354.4	67.2
8	-330.3	93.4
9	-299.7	111.5
10	-265.2	119.8
11	265.2	119.8
12	299.7	111.5
13	330.3	93.4
14	354.4	67.2
15	369.7	35.1
16	375.0	0.0
17	369.7	-35.1
18	354.4	-67.2
19	330.3	-93.4
20	299.7	-111.5
21	265.2	-119.8
22	-265.2	-119.8

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	265.2	111.3	26
2	285.5	107.6	26
3	304.8	100.2	26
4	322.4	89.3	26
5	337.7	75.4	26
6	350.2	59.0	26
7	359.4	40.5	26
8	365.1	20.6	26
9	367.0	0.0	26
10	265.2	-111.3	26
11	285.5	-107.6	26
12	304.8	-100.2	26
13	322.4	-89.3	26
14	337.7	-75.4	26
15	350.2	-59.0	26
16	359.4	-40.5	26
17	365.1	-20.6	26
18	-265.2	111.3	26
19	-285.5	107.6	26
20	-304.8	100.2	26
21	-322.4	89.3	26
22	-337.7	75.4	26
23	-350.2	59.0	26
24	-359.4	40.5	26
25	-365.1	20.6	26
26	-367.0	0.0	26

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	20 di 75

27	-265.2	-111.3	26
28	-285.5	-107.6	26
29	-304.8	-100.2	26
30	-322.4	-89.3	26
31	-337.7	-75.4	26
32	-350.2	-59.0	26
33	-359.4	-40.5	26
34	-365.1	-20.6	26
35	-250.2	111.3	26
36	250.2	111.3	26
37	-230.2	111.3	26
38	-210.2	111.3	26
39	-190.2	111.3	26
40	-170.2	111.3	26
41	-150.2	111.3	26
42	-130.2	111.3	26
43	-110.2	111.3	26
44	-90.2	111.3	26
45	-70.2	111.3	26
46	-50.2	111.3	26
47	-30.2	111.3	26
48	-10.2	111.3	26
49	230.2	111.3	26
50	210.2	111.3	26
51	190.2	111.3	26
52	170.2	111.3	26
53	150.2	111.3	26
54	130.2	111.3	26
55	110.2	111.3	26
56	90.2	111.3	26
57	70.2	111.3	26
58	50.2	111.3	26
59	30.2	111.3	26
60	10.2	111.3	26
61	-250.2	-111.3	26
62	250.2	-111.3	26
63	-230.2	-111.3	26
64	-210.2	-111.3	26
65	-190.2	-111.3	26
66	-170.2	-111.3	26
67	-150.2	-111.3	26
68	-130.2	-111.3	26
69	-110.2	-111.3	26
70	-90.2	-111.3	26
71	-70.2	-111.3	26
72	-50.2	-111.3	26
73	-30.2	-111.3	26
74	-10.2	-111.3	26
75	230.2	-111.3	26
76	210.2	-111.3	26
77	190.2	-111.3	26
78	170.2	-111.3	26
79	150.2	-111.3	26
80	130.2	-111.3	26
81	110.2	-111.3	26
82	90.2	-111.3	26
83	70.2	-111.3	26
84	50.2	-111.3	26
85	30.2	-111.3	26
86	10.2	-111.3	26

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	21 di 75

87	-250.2	91.3	26
88	250.2	91.3	26
89	-230.2	91.3	26
90	-210.2	91.3	26
91	-190.2	91.3	26
92	-170.2	91.3	26
93	-150.2	91.3	26
94	-130.2	91.3	26
95	-110.2	91.3	26
96	-90.2	91.3	26
97	-70.2	91.3	26
98	-50.2	91.3	26
99	-30.2	91.3	26
100	-10.2	91.3	26
101	230.2	91.3	26
102	210.2	91.3	26
103	190.2	91.3	26
104	170.2	91.3	26
105	150.2	91.3	26
106	130.2	91.3	26
107	110.2	91.3	26
108	90.2	91.3	26
109	70.2	91.3	26
110	50.2	91.3	26
111	30.2	91.3	26
112	10.2	91.3	26
113	-250.2	-91.3	26
114	250.2	-91.3	26
115	-230.2	-91.3	26
116	-210.2	-91.3	26
117	-190.2	-91.3	26
118	-170.2	-91.3	26
119	-150.2	-91.3	26
120	-130.2	-91.3	26
121	-110.2	-91.3	26
122	-90.2	-91.3	26
123	-70.2	-91.3	26
124	-50.2	-91.3	26
125	-30.2	-91.3	26
126	-10.2	-91.3	26
127	230.2	-91.3	26
128	210.2	-91.3	26
129	190.2	-91.3	26
130	170.2	-91.3	26
131	150.2	-91.3	26
132	130.2	-91.3	26
133	110.2	-91.3	26
134	90.2	-91.3	26
135	70.2	-91.3	26
136	50.2	-91.3	26
137	30.2	-91.3	26
138	10.2	-91.3	26
139	265.2	91.3	26
140	-265.2	91.3	26
141	265.2	-91.3	26
142	-265.2	-91.3	26
143	-347.0	0.0	26
144	347.0	0.0	26
145	-280.0	-88.3	26
146	-295.9	-82.2	26

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	22 di 75

147	-310.3	-73.3	26
148	-322.9	-61.9	26
149	-333.1	-48.4	26
150	-340.7	-33.2	26
151	-345.3	-16.9	26
152	-345.3	16.9	26
153	-340.7	33.2	26
154	-333.1	48.4	26
155	-322.9	61.9	26
156	-310.3	73.3	26
157	-295.9	82.2	26
158	-280.0	88.3	26
159	347.0	0.0	26
160	280.0	-88.3	26
161	295.9	-82.2	26
162	310.3	-73.3	26
163	322.9	-61.9	26
164	333.1	-48.4	26
165	340.7	-33.2	26
166	345.3	-16.9	26
167	345.3	16.9	26
168	340.7	33.2	26
169	333.1	48.4	26
170	322.9	61.9	26
171	310.3	73.3	26
172	295.9	82.2	26
173	280.0	88.3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	26868.00	7159.00	22827.00	0.00	0.00
2	24718.00	29199.00	19775.00	0.00	0.00
3	24704.00	7159.00	27977.00	0.00	0.00
4	16236.00	7046.00	19358.00	0.00	0.00
5	16236.00	7259.00	3283.00	0.00	0.00
6	17553.00	9770.00	14493.00	0.00	0.00
7	16631.00	32530.00	14493.00	0.00	0.00
8	16631.00	9770.00	48311.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	23 di 75

My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²].

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	26868.00	7159.00	22827.00	26867.97	44468.51	141748.54	6.22	918.5
2	S	24718.00	29199.00	19775.00	24718.13	60375.99	40615.83	2.06	918.5
3	S	24704.00	7159.00	27977.00	24703.75	38407.39	150277.62	5.38	918.5
4	S	16236.00	7046.00	19358.00	16236.02	41638.59	114950.85	5.94	918.5
5	S	16236.00	7259.00	3283.00	16235.89	53807.66	23922.32	7.40	918.5
6	S	17553.00	9770.00	14493.00	17553.05	50672.63	74763.94	5.17	918.5
7	S	16631.00	32530.00	14493.00	16631.01	54171.65	23828.72	1.66	918.5
8	S	16631.00	9770.00	48311.00	16631.09	29403.52	144026.49	2.98	918.5

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	299.7	111.5	0.00325	304.8	100.2	-0.00871	-304.8	-100.2
2	0.00350	265.2	119.8	0.00300	265.2	111.3	-0.01219	-265.2	-111.3
3	0.00350	299.7	111.5	0.00329	304.8	100.2	-0.00946	-304.8	-100.2
4	0.00350	299.7	111.5	0.00322	285.5	107.6	-0.01027	-285.5	-107.6
5	0.00350	265.2	119.8	0.00284	265.2	111.3	-0.01617	-265.2	-111.3
6	0.00350	265.2	119.8	0.00310	265.2	111.3	-0.01109	-265.2	-111.3
7	0.00350	265.2	119.8	0.00284	265.2	111.3	-0.01606	-265.2	-111.3
8	0.00350	330.3	93.4	0.00327	322.4	89.3	-0.01175	-322.4	-89.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000010657	0.000027251	-0.002731311	----	----
2	0.000003788	0.000059172	-0.004592322	----	----
3	0.000012759	0.000024778	-0.003085680	----	----
4	0.000010815	0.000033984	-0.003529142	----	----
5	0.000002973	0.000078279	-0.006665054	----	----
6	0.000006614	0.000047952	-0.003997686	----	----
7	0.000002945	0.000077878	-0.006609765	----	----
8	0.000016828	0.000023325	-0.004237487	----	----

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

10. PALI DI FONDAZIONE

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove N , M_l , M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti nel baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l , J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata:

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali agenti in testa al palo, si assume che le azioni di taglio si ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando:

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

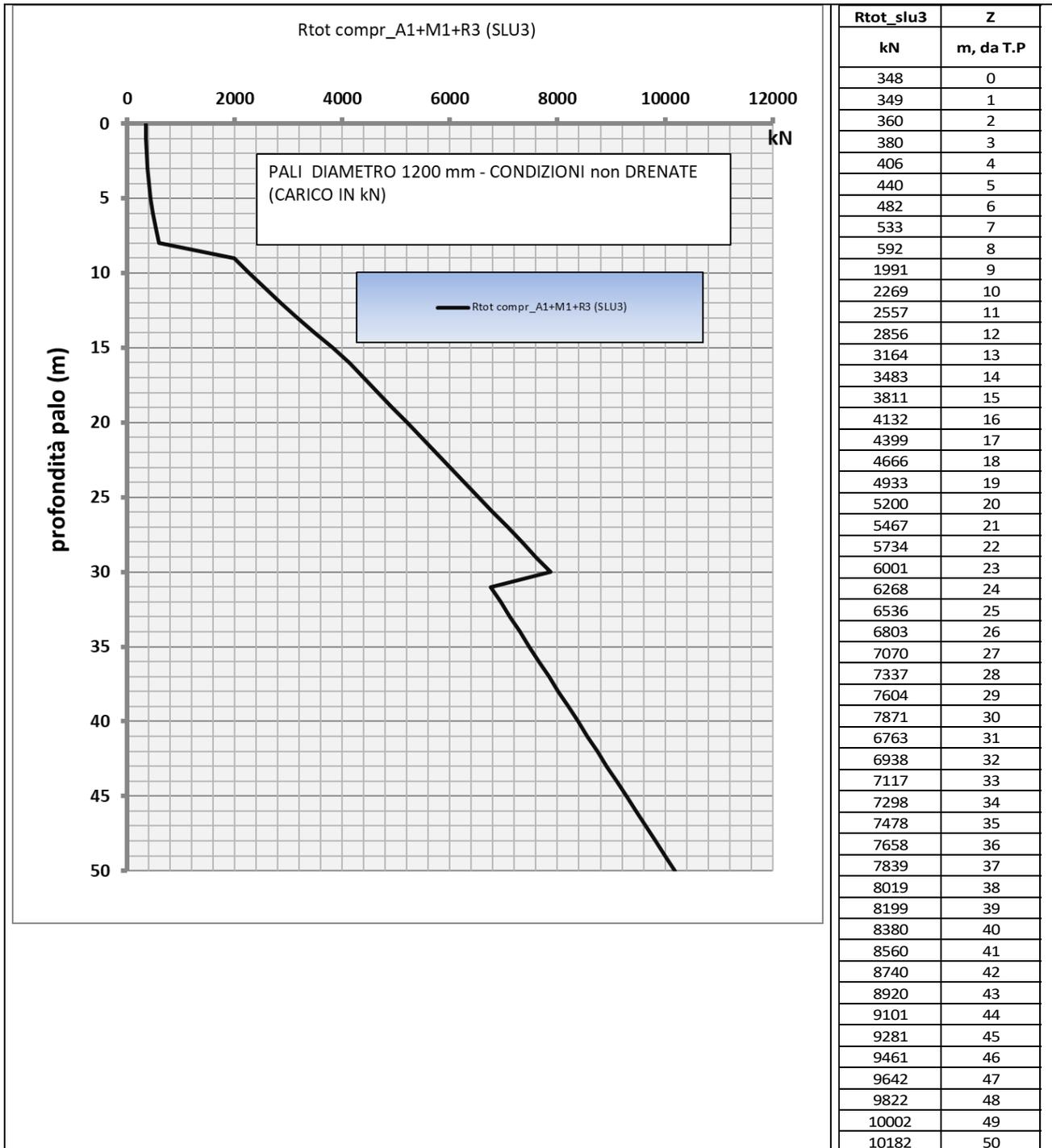
dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Considerando le sollecitazioni riportate nel paragrafo 8.2 della presente relazione è possibile calcolare lo sforzo assiale massimo e minimo nei pali di fondazione per tutte le combinazioni analizzate.

Nella tabella seguente i riassumono i risultati ottenuti.

	Nmax	Nmin	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	4128	2222	60
SLU_2	4723	1268	126
SLU_3	4114	1876	86
ECC_1	3019	1074	167
ECC_2	2451	1642	63
SLV_1	3063	1318	118
SLV_2	3898	281	259
SLV_3	4054	125	312

Si riporta di seguito la curva di portanza per pali ϕ 1200, calcolata considerando la stratigrafia del sito in esame, descritta nel § 4 della presente relazione. La lunghezza assunta per il palo, in base a tale curva, è pari a 25 m.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

11. PILA P10

La pila in esame, su cui poggiano due impalcati in c.a.p. a 5 cassoncini presenta un fusto a sezione piena in c.a., stonato alle estremità, di dimensioni esterne pari a 2.40 m x 7.50 m su cui grava un pulvino rettangolare, di spessore pari a 2.00 m, avente dimensioni esterne pari a 3.20 m x 12.80 m. La fondazione è costituita da una platea di spessore pari a 2.50 m, di dimensioni 9.20 m x 12.80 m, fondata su 12 pali ϕ 1200 ad interasse 3.60 m. L'altezza complessiva della pila, misurata da estradosso fondazione a estradosso pulvino, è pari a 16.50 m.

12. MODELLI DI ANALISI E VERIFICA

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio, alle quali sono state combinate le azioni determinate dalle azioni indotte dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Il modello a mensola della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali fusto pila e plinto.

12.1 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse trasversale dell'impalcato
- Asse Y parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale

- [Lunghezze] m
- [Forze] KN

13. ANALISI DEI CARICHI

13.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2)

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il rinterro del plinto si è considerato invece un peso specifico di 19 kN/m³.

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO					
lunghezza travata	L	30.00	m	30.00	m
luce appoggi travata	L _a	28.40	m	28.40	m
larghezza totale impalcato	B	15.65	m	15.65	m
peso permanente strutturale	G ₁	7840	kN	7840	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	1590	kN	1590	kN

13.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico stradale, in accordo a quanto previsto nelle NTC 2018.

I carichi verticali da traffico sono stati definiti considerando lo Schema di Carico 1 descritto nel § 5.1.3 delle NTC 2018, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere come riferimento sia per le verifiche globali, sia per quelle locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

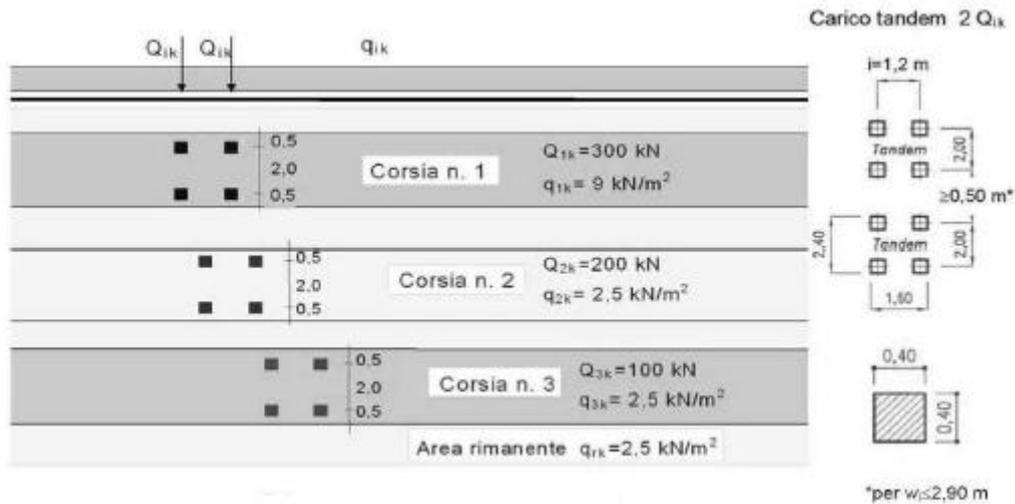


Figura 7 – Schema di Carico 1

La larghezza ed il numero delle corsie vengono definiti in maniera convenzionale. La disposizione delle corsie, inoltre, è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_y = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_y = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_y = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_y)$

Figura 8 – Numero e larghezza delle corsie

Compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, sono state considerate le intensità dei carichi riportate di seguito.

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

Figura 9 – Intensità dei carichi Q_{1k} e q_{1k} per le corsie

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

Si ottengono quindi, in testa alla pila, le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

N	Mlong	Mtrasv	
[kN]	[kNm]	[kNm]	
2959	0	5945	<i>N max</i>
2159	0	8505	<i>M trasv max</i>
2079	1664	4577	<i>M long max</i>

13.3 Carichi da traffico orizzontali

13.3.1 Forza centrifuga (Q_4)

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella seguente, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte. Il carico concentrato, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Figura 10 – Valori caratteristici delle forze centrifughe

13.3.2 Frenamento e accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

13.4 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti e le barriere di sicurezza stradale, ove previsti.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

In particolare, la pressione esercitata dal vento è stata assunta pari a 2.5 kN/m².

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

13.5 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione degli spettri di progetto orizzontali e verticali e i grafici degli stessi.

13.5.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 44.9667

Longitudine: 8.9330

13.5.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo B, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

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

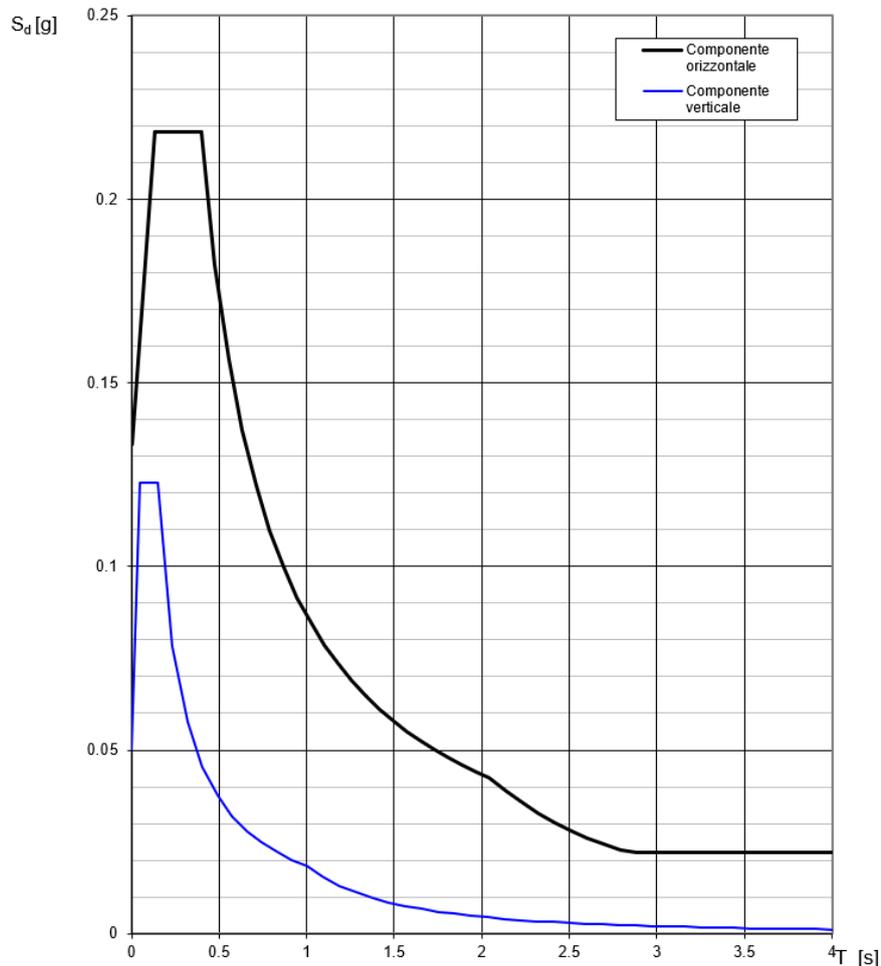


Figura 11 – Spettri di risposta per lo SLV

13.5.3 Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle NTC 2018.

Nei calcoli, per lo spettro orizzontale è stato applicato un fattore di struttura $q=1.5$.

L'accelerazione di progetto viene ricavata, a partire dallo spettro di risposta, in funzione dei periodi di vibrazione della pila nelle tre differenti direzioni (longitudinale, trasversale e verticale).

	T [s]	a [g]
Direzione Longitudinale	0.595	0.156
Direzione Trasversale	0.225	0.218
Direzione Verticale	0.043	0.112

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

14. COMBINAZIONI DI CARICO

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18.

In particolar modo, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) sono state definite 3 combinazioni di carico, in modo da massimizzare lo sforzo normale, il momento flettente in direzione longitudinale, e quello in direzione trasversale. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del fusto pila e all'intradosso della platea di fondazione.

14.1 Sollecitazione base pila

	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	29001	278	638	7073	25380
SLU_2	26697	1360	638	29035	21343
SLU_3	26645	278	962	7073	29764

	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLV_1	19077	672	885	10798	16071
SLV_2	18018	2151	885	35950	16071
SLV_3	18018	672	2951	10798	53570

14.2 Sollecitazione intradosso fondazione

	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	40232	278	638	7769	26975
SLU_2	37928	1360	638	32435	22938
SLU_3	37876	278	962	7769	32170

	N	Tlong	Ttrasv	Mlong	Mtrasv
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLV_1	27812	966	1180	12846	18652
SLV_2	26462	3133	1180	42556	18652
SLV_3	26462	966	3932	12846	62174

15. VERIFICA ALLO SPICCATO DEL FUSTO

La verifica allo SLU flessionale della sezione in oggetto viene effettuata mediante l'ausilio del programma RC-SEC. Di seguito viene riportato l'output del programma per la sezione in oggetto e per tutte le combinazioni considerate e descritte nei precedenti paragrafi.

L'armatura longitudinale è costituita da 173 ϕ 26.

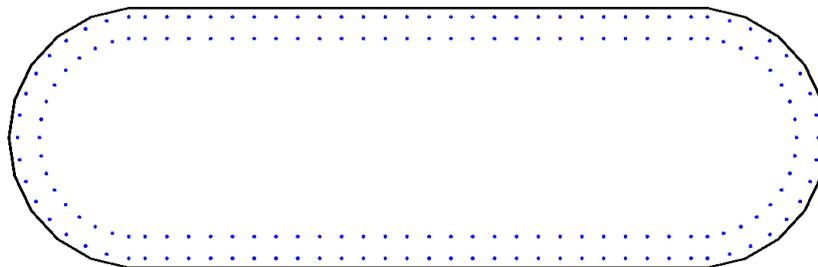


Figura 12 - Sezione implementata in RC-SEC

15.1 Verifica a presso flessione

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: PILA_2.4X7.5_fi26_IV02_10

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-299.7	-111.5
2	-330.3	-93.4
3	-354.4	-67.2
4	-369.7	-35.1
5	-375.0	0.0
6	-369.7	35.1
7	-354.4	67.2
8	-330.3	93.4
9	-299.7	111.5
10	-265.2	119.8
11	265.2	119.8
12	299.7	111.5
13	330.3	93.4
14	354.4	67.2
15	369.7	35.1
16	375.0	0.0
17	369.7	-35.1
18	354.4	-67.2
19	330.3	-93.4
20	299.7	-111.5
21	265.2	-119.8
22	-265.2	-119.8

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	265.2	111.3	26
2	285.5	107.6	26
3	304.8	100.2	26
4	322.4	89.3	26
5	337.7	75.4	26
6	350.2	59.0	26
7	359.4	40.5	26
8	365.1	20.6	26
9	367.0	0.0	26
10	265.2	-111.3	26
11	285.5	-107.6	26
12	304.8	-100.2	26
13	322.4	-89.3	26
14	337.7	-75.4	26
15	350.2	-59.0	26
16	359.4	-40.5	26
17	365.1	-20.6	26
18	-265.2	111.3	26
19	-285.5	107.6	26
20	-304.8	100.2	26
21	-322.4	89.3	26
22	-337.7	75.4	26
23	-350.2	59.0	26
24	-359.4	40.5	26
25	-365.1	20.6	26
26	-367.0	0.0	26

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	36 di 75

27	-265.2	-111.3	26
28	-285.5	-107.6	26
29	-304.8	-100.2	26
30	-322.4	-89.3	26
31	-337.7	-75.4	26
32	-350.2	-59.0	26
33	-359.4	-40.5	26
34	-365.1	-20.6	26
35	-250.2	111.3	26
36	250.2	111.3	26
37	-230.2	111.3	26
38	-210.2	111.3	26
39	-190.2	111.3	26
40	-170.2	111.3	26
41	-150.2	111.3	26
42	-130.2	111.3	26
43	-110.2	111.3	26
44	-90.2	111.3	26
45	-70.2	111.3	26
46	-50.2	111.3	26
47	-30.2	111.3	26
48	-10.2	111.3	26
49	230.2	111.3	26
50	210.2	111.3	26
51	190.2	111.3	26
52	170.2	111.3	26
53	150.2	111.3	26
54	130.2	111.3	26
55	110.2	111.3	26
56	90.2	111.3	26
57	70.2	111.3	26
58	50.2	111.3	26
59	30.2	111.3	26
60	10.2	111.3	26
61	-250.2	-111.3	26
62	250.2	-111.3	26
63	-230.2	-111.3	26
64	-210.2	-111.3	26
65	-190.2	-111.3	26
66	-170.2	-111.3	26
67	-150.2	-111.3	26
68	-130.2	-111.3	26
69	-110.2	-111.3	26
70	-90.2	-111.3	26
71	-70.2	-111.3	26
72	-50.2	-111.3	26
73	-30.2	-111.3	26
74	-10.2	-111.3	26
75	230.2	-111.3	26
76	210.2	-111.3	26
77	190.2	-111.3	26
78	170.2	-111.3	26
79	150.2	-111.3	26
80	130.2	-111.3	26
81	110.2	-111.3	26
82	90.2	-111.3	26
83	70.2	-111.3	26
84	50.2	-111.3	26
85	30.2	-111.3	26
86	10.2	-111.3	26

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	37 di 75

87	-250.2	91.3	26
88	250.2	91.3	26
89	-230.2	91.3	26
90	-210.2	91.3	26
91	-190.2	91.3	26
92	-170.2	91.3	26
93	-150.2	91.3	26
94	-130.2	91.3	26
95	-110.2	91.3	26
96	-90.2	91.3	26
97	-70.2	91.3	26
98	-50.2	91.3	26
99	-30.2	91.3	26
100	-10.2	91.3	26
101	230.2	91.3	26
102	210.2	91.3	26
103	190.2	91.3	26
104	170.2	91.3	26
105	150.2	91.3	26
106	130.2	91.3	26
107	110.2	91.3	26
108	90.2	91.3	26
109	70.2	91.3	26
110	50.2	91.3	26
111	30.2	91.3	26
112	10.2	91.3	26
113	-250.2	-91.3	26
114	250.2	-91.3	26
115	-230.2	-91.3	26
116	-210.2	-91.3	26
117	-190.2	-91.3	26
118	-170.2	-91.3	26
119	-150.2	-91.3	26
120	-130.2	-91.3	26
121	-110.2	-91.3	26
122	-90.2	-91.3	26
123	-70.2	-91.3	26
124	-50.2	-91.3	26
125	-30.2	-91.3	26
126	-10.2	-91.3	26
127	230.2	-91.3	26
128	210.2	-91.3	26
129	190.2	-91.3	26
130	170.2	-91.3	26
131	150.2	-91.3	26
132	130.2	-91.3	26
133	110.2	-91.3	26
134	90.2	-91.3	26
135	70.2	-91.3	26
136	50.2	-91.3	26
137	30.2	-91.3	26
138	10.2	-91.3	26
139	265.2	91.3	26
140	-265.2	91.3	26
141	265.2	-91.3	26
142	-265.2	-91.3	26
143	-347.0	0.0	26
144	347.0	0.0	26
145	-280.0	-88.3	26
146	-295.9	-82.2	26

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	38 di 75

147	-310.3	-73.3	26
148	-322.9	-61.9	26
149	-333.1	-48.4	26
150	-340.7	-33.2	26
151	-345.3	-16.9	26
152	-345.3	16.9	26
153	-340.7	33.2	26
154	-333.1	48.4	26
155	-322.9	61.9	26
156	-310.3	73.3	26
157	-295.9	82.2	26
158	-280.0	88.3	26
159	347.0	0.0	26
160	280.0	-88.3	26
161	295.9	-82.2	26
162	310.3	-73.3	26
163	322.9	-61.9	26
164	333.1	-48.4	26
165	340.7	-33.2	26
166	345.3	-16.9	26
167	345.3	16.9	26
168	340.7	33.2	26
169	333.1	48.4	26
170	322.9	61.9	26
171	310.3	73.3	26
172	295.9	82.2	26
173	280.0	88.3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	29001.00	7073.00	25380.00	0.00	0.00
2	26697.00	29035.00	21343.00	0.00	0.00
3	26645.00	7073.00	29764.00	0.00	0.00
4	19077.00	10798.00	16071.00	0.00	0.00
5	18018.00	35950.00	16071.00	0.00	0.00
6	18018.00	10798.00	53570.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	39 di 75

Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²].

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	29001.00	7073.00	25380.00	29000.71	42182.88	153671.01	6.06	918.5
2	S	26697.00	29035.00	21343.00	26697.19	61757.42	44906.43	2.12	918.5
3	S	26645.00	7073.00	29764.00	26645.01	37407.69	157511.02	5.30	918.5
4	S	19077.00	10798.00	16071.00	19076.87	51840.50	76325.84	4.77	918.5
5	S	18018.00	35950.00	16071.00	18017.98	55391.35	24660.42	1.54	918.5
6	S	18018.00	10798.00	53570.00	18018.19	29817.66	147203.68	2.75	918.5

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Yc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Xs min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Ys min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Xs max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Ys max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	299.7	111.5	0.00328	304.8	100.2	-0.00865	-304.8	-100.2
2	0.00350	265.2	119.8	0.00303	265.2	111.3	-0.01149	-265.2	-111.3
3	0.00350	299.7	111.5	0.00330	304.8	100.2	-0.00938	-304.8	-100.2
4	0.00350	265.2	119.8	0.00310	265.2	111.3	-0.01079	-265.2	-111.3
5	0.00350	265.2	119.8	0.00286	265.2	111.3	-0.01552	-265.2	-111.3
6	0.00350	330.3	93.4	0.00328	322.4	89.3	-0.01146	-322.4	-89.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000011455	0.000024689	-0.002685001	----	----
2	0.000003945	0.000055804	-0.004230503	----	----
3	0.000013131	0.000023344	-0.003037222	----	----
4	0.000006536	0.000046846	-0.003844439	----	----
5	0.000002952	0.000075501	-0.006326762	----	----
6	0.000016513	0.000022858	-0.004089827	----	----

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

16. PALI DI FONDAZIONE

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove N , M_l , M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti nel baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l , J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata:

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali agenti in testa al palo, si assume che le azioni di taglio si ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando:

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

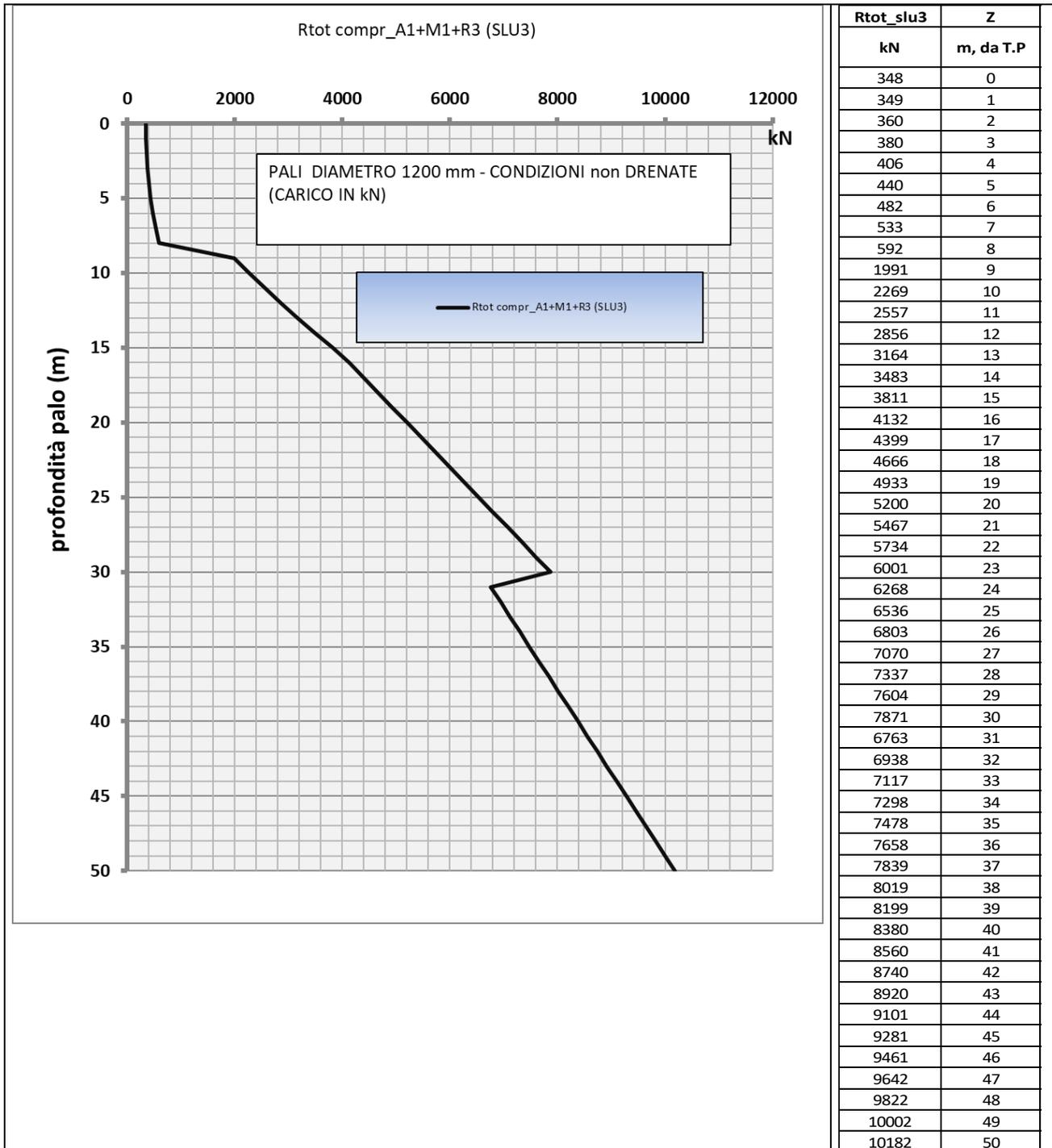
dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Considerando le sollecitazioni riportate nel paragrafo 8.2 della presente relazione è possibile calcolare lo sforzo assiale massimo e minimo nei pali di fondazione per tutte le combinazioni analizzate.

Nella tabella seguente si riassumono i risultati ottenuti.

	Nmax	Nmin	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	4372	2334	58
SLU_2	4924	1397	125
SLU_3	4320	1993	83
SLV_1	3282	1354	127
SLV_2	4201	209	279
SLV_3	4378	32	337

Si riporta di seguito la curva di portanza per pali ϕ 1200, calcolata considerando la stratigrafia del sito in esame, descritta nel § 4 della presente relazione. La lunghezza assunta per il palo, in base a tale curva, è pari a 25 m.



	LINEA MILANO-GENOVA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA					
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA						
Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	42 di 75

17. SPALLA A

Si analizza la *Spalla A*, caratterizzata da un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo mobile.

La spalla, su cui poggia l'impalcato in c.a.p., è cava ed è realizzata in c.a. È costituita da un muro frontale di altezza 9.80 m, da muri di risvolto, da un muro di chiusura posteriore e da un solettone superiore che sostiene la sovrastruttura stradale. La platea di fondazione presenta una pianta rettangolare di dimensioni 9.60 m x 16.80 m e spessore 2.00 m, e poggia su 15 pali ϕ 1200.

18. MODELLI DI ANALISI E VERIFICA

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali muro frontale, paraghiaia e muro andatore che vengono tutti modellati come delle mensole incastrate alla base.

18.1 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse trasversale dell'impalcato
- Asse Y parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale

- [Lunghezze] m
- [Forze] KN

19. ANALISI DEI CARICHI

19.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2)

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di larghezza pari a quella del terrapieno per tener conto della presenza della pavimentazione stradale.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico della pavimentazione per uno spessore assunto pari a 0.2 m.

$$q = 24.0 \cdot 0.2 = 4.8 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	30.00	m
luce appoggi travata	L _a	28.40	m
larghezza totale impalcato	B	13.75	m
peso permanente strutturale	G ₁	6600	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	1460	kN

19.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico stradale, in accordo a quanto previsto nelle NTC 2018.

I carichi verticali da traffico sono stati definiti considerando lo Schema di Carico 1 descritto nel § 5.1.3 delle NTC 2018, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere come riferimento sia per le verifiche globali, sia per quelle locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

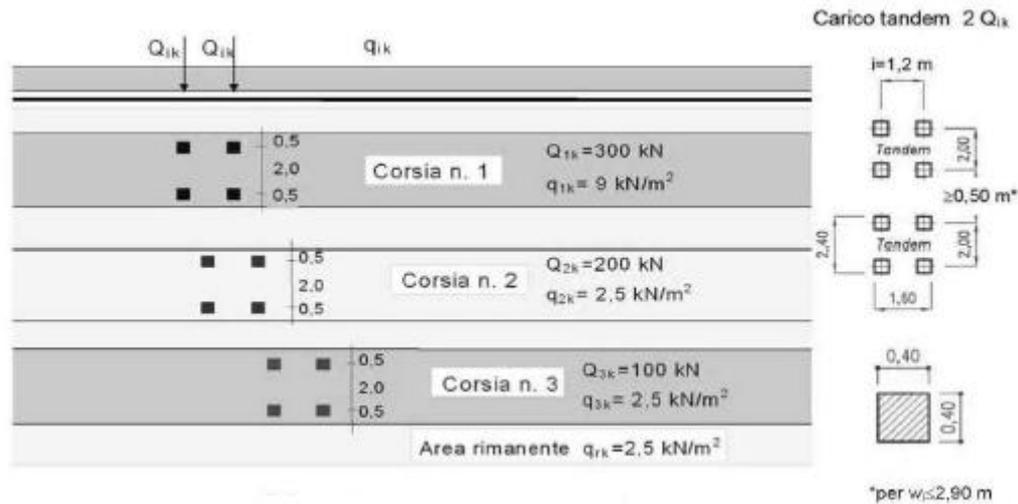


Figura 13 – Schema di Carico 1

La larghezza ed il numero delle corsie vengono definiti in maniera convenzionale. La disposizione delle corsie, inoltre, è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40\text{ m}$	$n_y = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0\text{ m}$	$n_y = 2$	$w/2$	0
$6,0\text{ m} \leq w$	$n_y = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_y)$

Figura 14 – Numero e larghezza delle corsie

Compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, sono state considerate le intensità dei carichi riportate di seguito.

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

Figura 15 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le corsie

Inoltre, la presenza dei carichi da traffico al di sopra del rilevato è stata considerata attraverso un carico uniformemente distribuito pari a 20 kN/m^2 .

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

19.3 Carichi da traffico orizzontali

19.3.1 Forza centrifuga (Q_4)

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella seguente, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte. Il carico concentrato, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Figura 16 – Valori caratteristici delle forze centrifughe

19.3.2 Frenamento e accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	46 di 75

19.4 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti e le barriere di sicurezza stradale, ove previsti.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

In particolare, la pressione esercitata dal vento è stata assunta pari a 2.5 kN/m².

19.5 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo

19.6 Spinta statica della pavimentazione sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di pavimentazione presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §19.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta della pavimentazione viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	47 di 75

19.7 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale descritto nel §19.2 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

19.8 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

19.8.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 44.9667

Longitudine: 8.9330

19.8.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo B, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

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

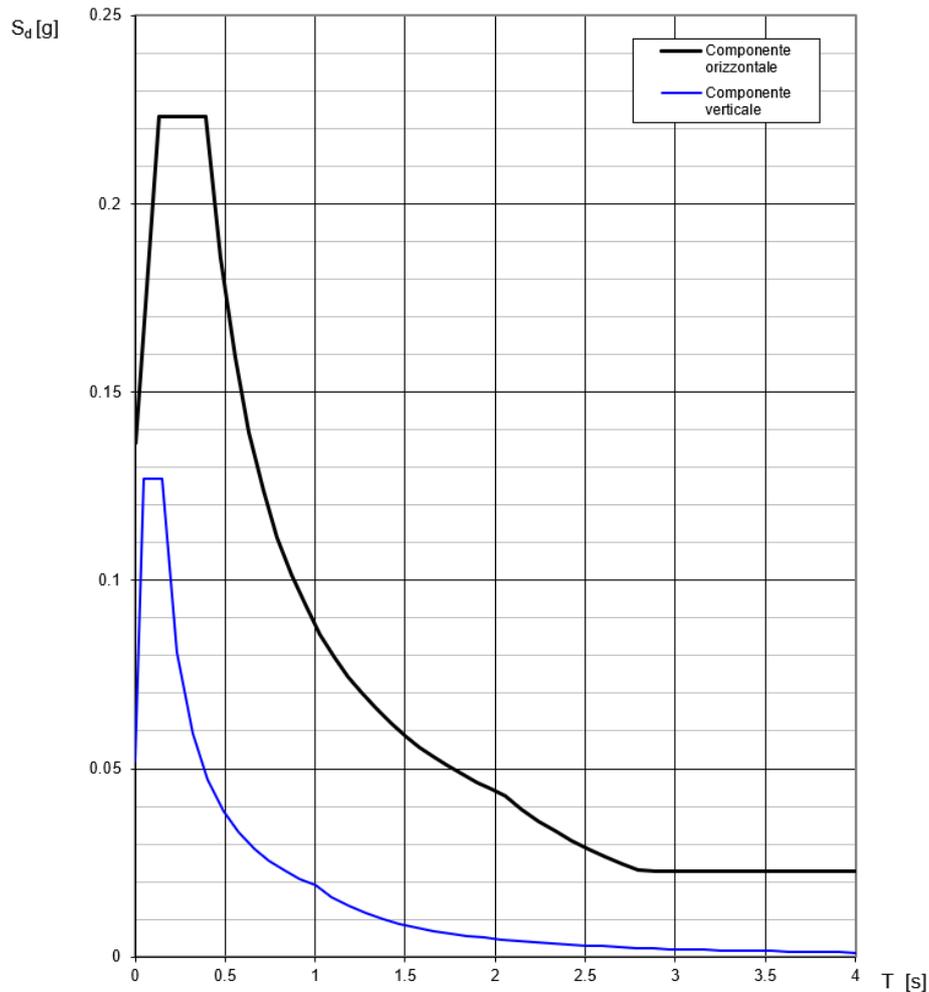


Figura 17 – Spettri di risposta per lo SLV

19.8.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{\max}	0.133	g
k_h	0.133	-
k_v	0.067	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{\alpha,E} = S_{\alpha} + \Delta S_{\alpha,E}$$

dove S_{α} rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{\alpha,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_{\alpha}(z) = k_{\alpha} \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_{α} viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{1 + \operatorname{sen}\varphi'} = 0.238$$

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

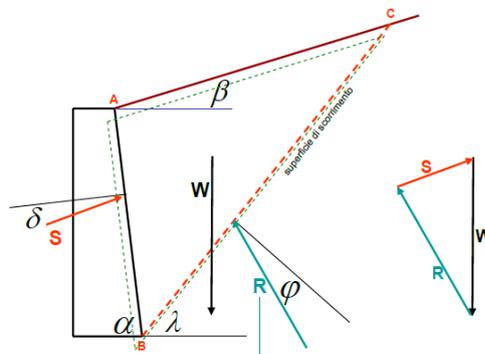


Figura 18 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.133	g
k_h	0.133	-
k_v	0.067	-
k_{aE}	0.317	-

- Spinta della pavimentazione sul terrapieno in condizioni sismiche

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di pavimentazione presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

in cui:

- q è il carico della pavimentazione;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

- Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

- Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	3300	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	730	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{n,long} = 2 \cdot k_n \cdot (g_1 + g_2)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2)$$

- Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

- Azioni di inerzia legate alla massa della pavimentazione sul solettone

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_b$$

dove W_b è il peso complessivo della pavimentazione presente sul solettone.

20. COMBINAZIONI DI CARICO

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del muro frontale, considerando una striscia di larghezza unitaria, e all'intradosso della platea di fondazione.

20.1 Sollecitazione alla base del muro frontale

	N	T _x	T _y	M _x	M _y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	-1568	17	16	-687	394
SLU_2	-1448	17	16	-536	377
SLV_1	-961	105	38	-259	835
SLV_2	-961	40	125	-863	454
SLV_3	-1005	40	38	-259	462

20.2 Sollecitazione intradosso fondazione

	N	T _x	T _y	M _x	M _y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	-44530	16345	206	-9542	101762
SLU_2	-40279	14305	206	-7408	97799
SLV_1	-28095	11144	1334	-9189	73399
SLV_2	-28095	7815	4446	-30632	54344
SLV_3	-29286	7815	1334	-9189	55099

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

21. PALI DI FONDAZIONE

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove N , M_l , M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti nel baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l , J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata:

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali agenti in testa al palo, si assume che le azioni di taglio si ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando:

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

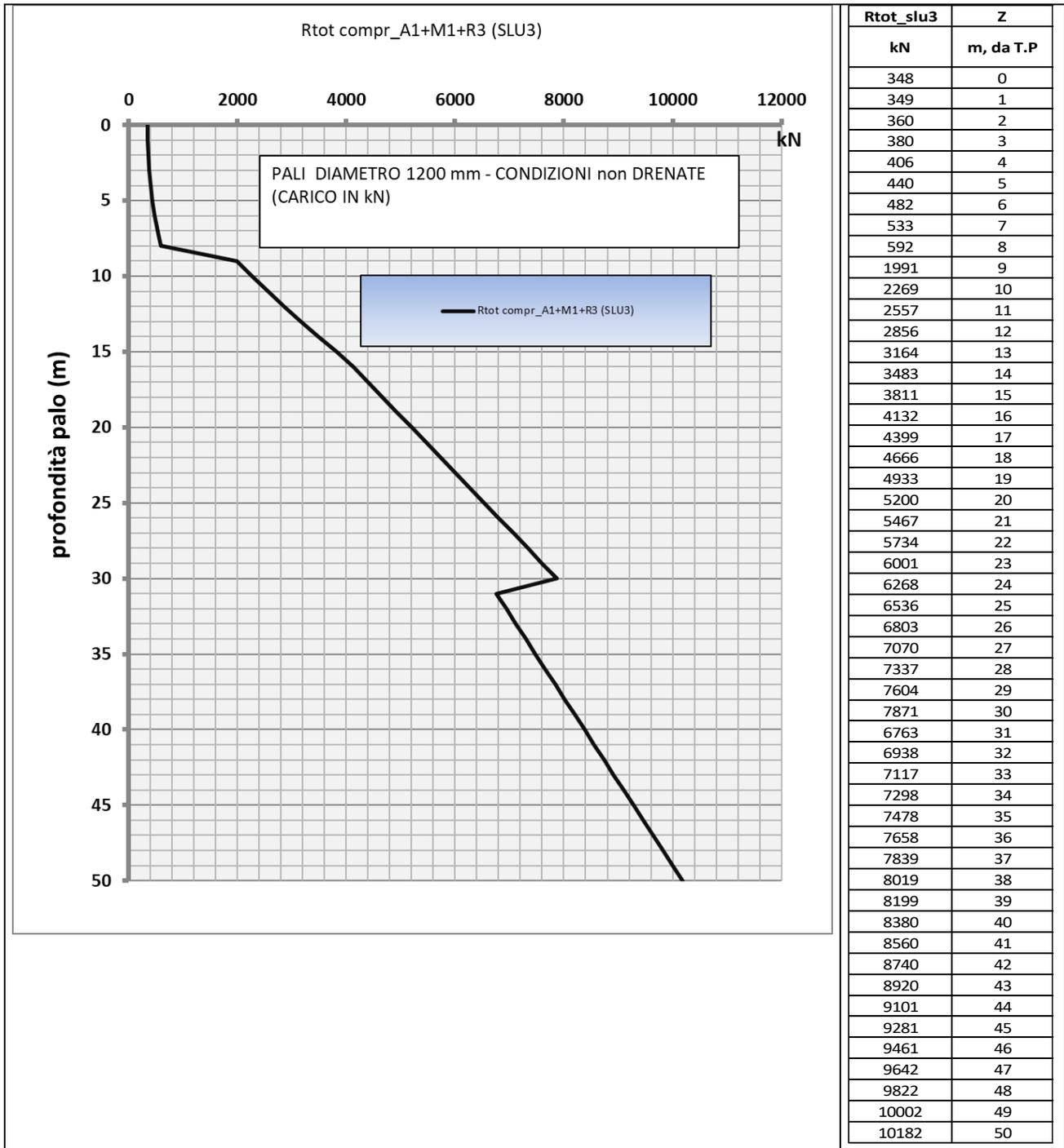
dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Considerando le sollecitazioni riportate nel paragrafo 20.2 della presente relazione è possibile calcolare lo sforzo assiale massimo e minimo nei pali di fondazione per tutte le combinazioni analizzate.

Nella tabella seguente si riassumono i risultati ottenuti.

	Nmax	Nmin	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	5972	-35	1090
SLU_2	5539	-169	954
SLV_1	4082	-336	748
SLV_2	3950	-204	599
SLV_3	3653	252	529

Si riporta di seguito la curva di portanza per pali ϕ 1200, calcolata considerando la stratigrafia del sito in esame, descritta nel § 4 della presente relazione. La lunghezza assunta per il palo, in base a tale curva, è pari a 30 m.



	LINEA MILANO-GENOVA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA					
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA						
Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	58 di 75

22. SPALLA B

Si analizza la *Spalla B*, caratterizzata da un sistema di vincolo dell'impalcato in direzione longitudinale di tipo fisso.

La spalla, su cui poggia l'impalcato in c.a.p., è realizzata in c.a. È costituita da un muro frontale di altezza 5.20 m e da muri di risvolto per il contenimento del rilevato. La platea di fondazione presenta una pianta rettangolare di dimensioni 9.60 m x 13.20 m e spessore 2.00 m, e poggia su 12 pali ϕ 1200.

23. MODELLI DI ANALISI E VERIFICA

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcato alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali muro frontale, paraghiaia e muro andatore che vengono tutti modellati come delle mensole incastrate alla base.

23.1 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse trasversale dell'impalcato
- Asse Y parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale
- [Lunghezze] m
- [Forze] KN

24. ANALISI DEI CARICHI

24.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2)

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per il terrapieno si è considerato invece un peso specifico di 20 kN/m³.

Si considera inoltre un carico uniformemente distribuito su una superficie di larghezza pari a quella del terrapieno per tener conto della presenza della pavimentazione stradale.

Tale carico è ottenuto moltiplicando il peso specifico della pavimentazione per uno spessore assunto pari a 0.2 m.

$$q = 24.0 \cdot 0.2 = 4.8 \text{ kN/m}^2$$

Le caratteristiche dell'impalcato ed i relativi carichi G1 e G2 sono invece riassunti nella tabella riportata di seguito.

IMPALCATO			
lunghezza travata	L	30.00	m
luce appoggi travata	L _a	28.40	m
larghezza totale impalcato	B	13.75	m
peso permanente strutturale	G ₁	6600	kN
peso permanenti non strutturali	G ₂	1460	kN

24.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico stradale, in accordo a quanto previsto nelle NTC 2018.

I carichi verticali da traffico sono stati definiti considerando lo Schema di Carico 1 descritto nel § 5.1.3 delle NTC 2018, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere come riferimento sia per le verifiche globali, sia per quelle locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

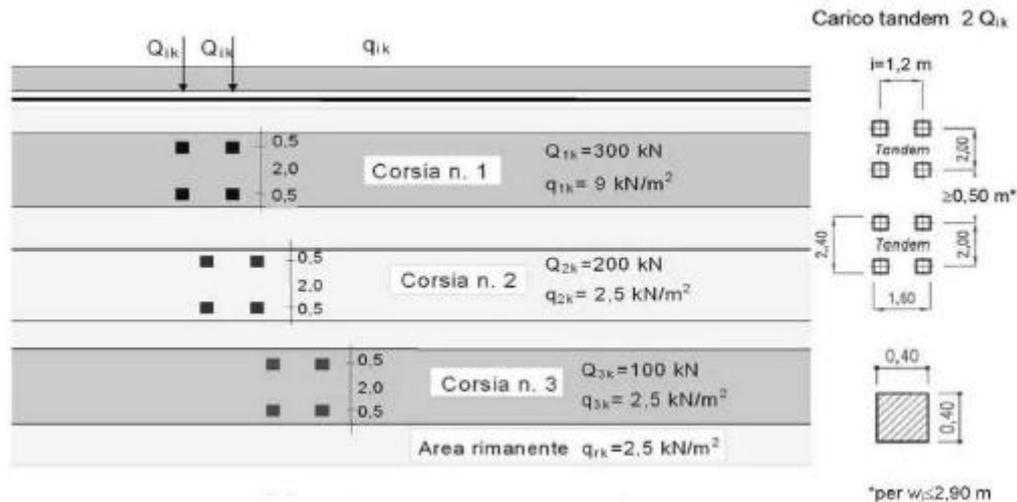


Figura 19 – Schema di Carico 1

La larghezza ed il numero delle corsie vengono definiti in maniera convenzionale. La disposizione delle corsie, inoltre, è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_y = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_y = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_y = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_y)$

Figura 20 – Numero e larghezza delle corsie

Compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, sono state considerate le intensità dei carichi riportate di seguito.

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

Figura 21 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le corsie

Inoltre, la presenza dei carichi da traffico al di sopra del rilevato è stata considerata attraverso un carico uniformemente distribuito pari a 20 kN/m².

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

24.3 Carichi da traffico orizzontali

24.3.1 Forza centrifuga (Q_4)

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella seguente, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte. Il carico concentrato, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Figura 22 – Valori caratteristici delle forze centrifughe

24.3.2 Frenamento e accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	62 di 75

24.4 Azione del Vento (Q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti e le barriere di sicurezza stradale, ove previsti.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

In particolare, la pressione esercitata dal vento è stata assunta pari a 2.5 kN/m².

24.5 Spinta litostatica del terrapieno

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 20$ kN/m³.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo

24.6 Spinta statica della pavimentazione sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di pavimentazione presente al di sopra del terrapieno, e descritto nel §13.1 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta della pavimentazione viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	63 di 75

24.7 Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno

La spinta viene valutata considerando il sovraccarico accidentale descritto nel §13.2 della presente relazione. Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

in cui $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.384$ è il coefficiente di spinta a riposo

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	64 di 75

24.8 Azione Sismica (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata dalla massima accelerazione al suolo, definita in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

24.8.1 Inquadramento Sismico

La determinazione della pericolosità sismica di base è definita a partire dall'ubicazione dell'opera e dalle sue caratteristiche progettuali come la vita nominale V_N e la classe d'uso C_u . Sulla base del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili". I parametri identificativi dell'opera sono:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Coeff. D'uso
75	III	1.5

La geo-localizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche delle singole opere e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti coordinate:

Latitudine: 44.9667

Longitudine: 8.9330

24.8.2 Definizione della domanda sismica

Secondo le NTC2018 l'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione. Sulla base dello studio geologico, i terreni in esame sono di tipo B, pianeggianti, tali da ricadere nella categoria topografica T1. Risulta quindi possibile tracciare lo spettro di riferimento normativo.

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

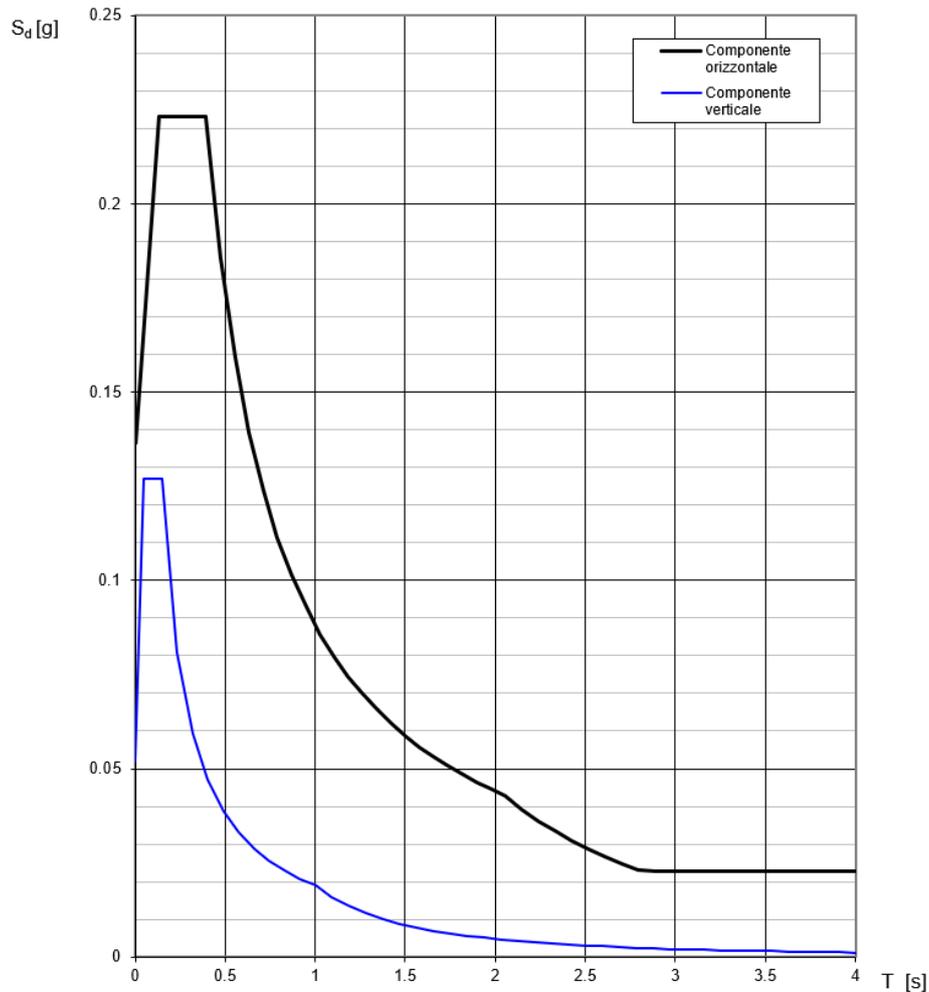


Figura 23 – Spettri di risposta per lo SLV

24.8.3 Calcolo dell'azione Sismica

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

L'accelerazione orizzontale a_{max} viene ricavata dallo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B .

Il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.218	g
k_h	0.218	-
k_v	0.109	-

- Spinta del terrapieno in condizioni sismiche

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{\alpha,E} = S_{\alpha} + \Delta S_{\alpha,E}$$

dove S_{α} rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{\alpha,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_{\alpha}(z) = k_{\alpha} \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = 0.238$$

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;
- φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 38°;
- δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;
- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

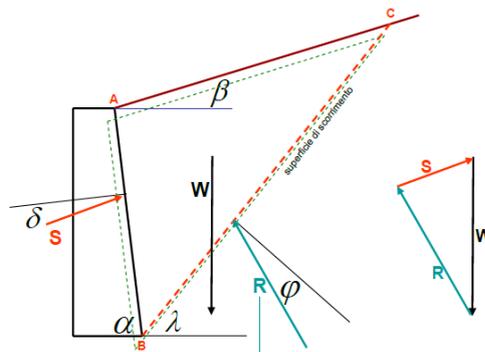


Figura 24 – Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

In particolare, nel calcolo di θ e in quello di $S_{a,E}$ si è considerato solo il caso $1 - k_v$ essendo risultato essere quello più gravoso.

In questo caso k_h e k_v sono calcolati considerando un'accelerazione orizzontale pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si ottengono di conseguenza i seguenti valori:

a_{max}	0.133	g
k_h	0.133	-
k_v	0.067	-
k_{aE}	0.317	-

- Spinta della pavimentazione sul terrapieno in condizioni sismiche

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il carico uniformemente distribuito rappresentativo dello strato di pavimentazione presente al di sopra del terrapieno, nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

in cui:

- q è il carico della pavimentazione;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

- Spinta del sovraccarico agente sul terrapieno in condizioni sismiche

La spinta viene valutata, attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe, considerando il sovraccarico accidentale nell'ipotesi di raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot q \cdot (1 - k_v)$$

in cui:

- q è il sovraccarico accidentale;
- $k_{a,E}$ è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

- Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali.

Si riassumono di seguito le azioni verticali provenienti dall'impalcato ed agenti sugli apparecchi d'appoggio.

Carichi permanenti strutturali	g1	3300	kN
Carichi permanenti non strutturali	g2	730	kN

In direzione longitudinale l'inerzia di tutto l'impalcato viene assorbita dalla spalla con sistema di vincolo di tipo fisso, mentre nella direzione trasversale e in quella verticale viene ripartita fra le due sottostrutture.

$$F_{h,long} = 2 \cdot k_h \cdot (g_1 + g_2)$$

$$F_{h,trasv} = k_h \cdot (g_1 + g_2)$$

$$F_v = k_v \cdot (g_1 + g_2)$$

- Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso dei diversi elementi strutturali che compongono la spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

- Azioni di inerzia legate alla massa del terrapieno

La risultante della forza di inerzia in direzione orizzontale viene calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove W è il peso del volume di terreno all'interno della spalla.

In direzione verticale, invece, la risultante della forza di inerzia viene calcolata come:

$$F_v = k_v \cdot W$$

- Azioni di inerzia legate alla massa della pavimentazione sul terrapieno

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_b$$

dove W_b è il peso complessivo della pavimentazione presente sul terrapieno.

	LINEA MILANO-GENOVA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Sottostrutture: Relazione di predimensionamento	COMMESSA IQ01	LOTTO 01 R 26	CODIFICA RH	DOCUMENTO IV0200 001	REV. B

- Azioni di inerzia legate al sovraccarico agente sul terrapieno

La risultante della forza d'inerzia in direzione orizzontale è calcolata come:

$$F_h = k_h \cdot W_q$$

dove W_q è il peso complessivo del sovraccarico accidentale agente sul terrapieno.

25. COMBINAZIONI DI CARICO

Le sollecitazioni dovute ai carichi descritti nei paragrafi precedenti sono state combinate in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

In particolar modo, sono state definite 2 combinazioni di carico in condizioni statiche (SLU) e 3 in condizioni sismiche (SLV), in modo da considerare l'azione sismica prevalente nelle tre direzioni principali della struttura. Le sollecitazioni sono state calcolate alla base del muro frontale, considerando una striscia di larghezza unitaria, e all'intradosso della platea di fondazione.

25.1 Sollecitazione alla base del muro frontale

	N	T _x	T _y	M _x	M _y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	-1009	364	16	-605	943
SLU_2	-889	323	16	-454	771
SLV_1	-545	491	35	-161	1885
SLV_2	-545	246	115	-538	786
SLV_3	-586	246	35	-161	783

25.2 Sollecitazione intradosso fondazione

	N	T _x	T _y	M _x	M _y
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_1	-45716	7976	199	-8473	33702
SLU_2	-41502	6592	199	-6338	37717
SLV_1	-29429	11158	2041	-10365	58591
SLV_2	-29429	5353	6803	-34550	28564
SLV_3	-31604	5353	2041	-10365	29039

26. PALI DI FONDAZIONE

La progettazione del plinto di fondazione vede la determinazione dello stato sollecitativo in funzione dell'interazione tra pali e terreno di fondazione. È lecito ipotizzare la platea come infinitamente rigida e dedurre le sollecitazioni agenti in testa palo attraverso la relazione:

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove N , M_l , M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti nel baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l , J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata:

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali agenti in testa al palo, si assume che le azioni di taglio si ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando:

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

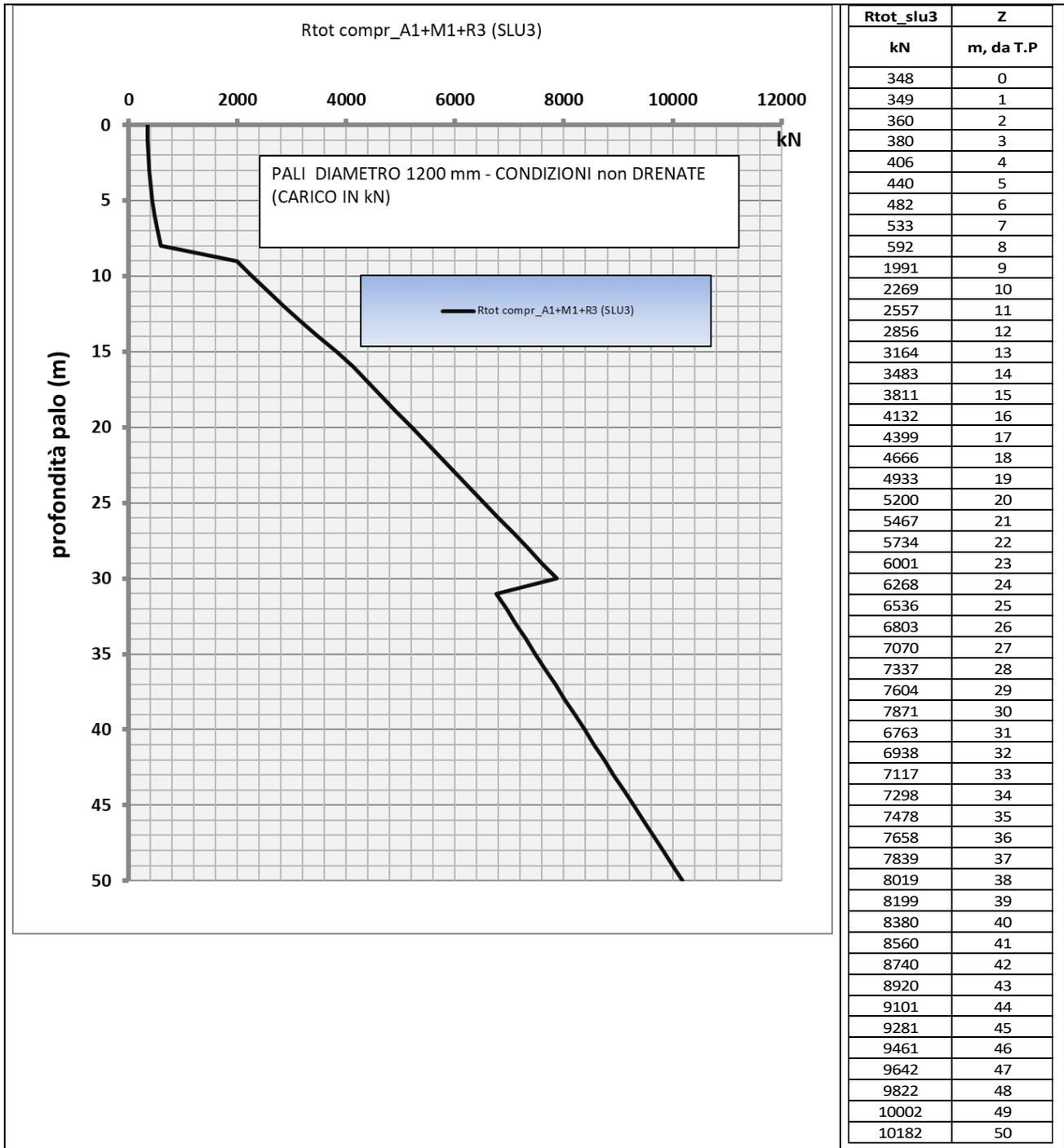
dove H_l , H_t sono le azioni orizzontali nelle due direzioni principali del ponte.

Considerando le sollecitazioni riportate nel paragrafo 14.2 della presente relazione è possibile calcolare lo sforzo assiale massimo e minimo nei pali di fondazione per tutte le combinazioni analizzate.

Nella tabella seguente si riassumono i risultati ottenuti.

	Nmax	Nmin	V
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU_1	5215	2404	665
SLU_2	4944	1973	550
SLV_1	4775	130	945
SLV_2	4404	501	721
SLV_3	3930	1337	477

Si riporta di seguito la curva di portanza per pali ϕ 1200, calcolata considerando la stratigrafia del sito in esame, descritta nel § 4 della presente relazione. La lunghezza assunta per il palo, in base a tale curva, è pari a 25 m.





LINEA MILANO-GENOVA

**INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE: QUADRUPPLICAMENTO
TORTONA-VOGHERA**

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Sottostrutture: Relazione di predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IQ01	01 R 26	RH	IV0200 001	B	75 di 75