

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

CAVALCAFERROVIA

IV01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

SCALA:

-

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

I A 7 K 0 0 D 0 9 C L I V 0 1 0 5 0 0 1 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P.Luciani	Dic. 2019	M.Franchinotti	Dic. 2019	T.Paoletti	Dic. 2019	A.Vittozzi Feb. 2020
B	Emissione esecutiva	P.Luciani	Gen. 2020	M.Franchinotti	Gen. 2020	T.Paoletti	Gen. 2020	
C	Emissione esecutiva	P.Luciani	Feb. 2020	M.Franchinotti	Feb. 2020	T.Paoletti	Feb. 2020	

ITALFERR S.p.A.
U.D. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A.20783

File: : IA7K00D09CLIV0105001C.doc

n. Elab.

INDICE

1	PREMESSA	5
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	7
3	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	8
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	11
4.1	NORMATIVA.....	11
4.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	12
5	UNITÀ DI MISURA.....	12
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
6.1	CALCESTRUZZO	13
6.1.1	<i>Strutture di elevazione</i>	13
6.1.2	<i>Plinto di fondazione</i>	13
6.1.3	<i>Pali di fondazione</i>	14
6.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE	15
6.3	COPRIFERRI MINIMI.....	15
7	PARAMETRI GEOTECNICI	15
7.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	15
7.2	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	17
8	ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO.....	22
8.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_1	22
8.2	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	22
8.3	AZIONE DEL VENTO SULLA PILA Q_6	22
8.4	AZIONI SISMICHE Q_7	22
8.4.1	<i>Vita Nominale</i>	25
8.4.2	<i>Classi D'uso</i>	25

8.4.3	<i>Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica</i>	26
8.4.4	<i>Stati limite e relative probabilità di superamento</i>	26
8.4.5	<i>Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*)</i>	26
8.4.6	<i>Classificazione dei terreni</i>	27
8.4.7	<i>Amplificazione stratigrafica</i>	28
8.4.8	<i>Amplificazione topografica</i>	29
8.4.9	<i>Spettri di risposta elastici</i>	30
8.4.10	<i>Spettri di risposta di progetto</i>	32
8.4.11	<i>Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse</i>	36
8.5	AZIONI ECCEZIONALI Q_8	37
8.5.1	<i>Urto da traffico ferroviario</i>	37
9	COMBINAZIONI DI CARICO	38
10	CRITERI DI VERIFICA	41
10.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	41
10.1.1	<i>Verifica a fessurazione</i>	41
10.1.2	<i>Verifica delle tensioni in esercizio</i>	42
10.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	43
10.2.1	<i>Sollecitazioni flettenti</i>	43
10.2.2	<i>Sollecitazioni taglianti</i>	43
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	45
10.3.1	<i>Calcolo dei cedimenti</i>	46
11	CRITERI DI MODELLAZIONE	48
11.1	MODELLO STRUTTURALE DI ANALISI	48
11.2	MODELLAZIONE FEM	49
12	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DELLA PILA	50

12.1	PILE P1-P4.....	50
12.1.1	<i>Sollecitazioni agenti</i>	53
12.1.2	<i>Verifica del fusto</i>	56
12.2	PILE P2-P3.....	68
12.2.1	<i>Sollecitazioni agenti</i>	71
12.2.2	<i>Verifica del fusto</i>	74
13	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL PULVINO	86
13.1.1	<i>Sollecitazioni agenti</i>	86
13.1.2	<i>Verifica strutturale del pulvino</i>	87
	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE	93
13.2	PILE P1-P4.....	93
13.2.1	<i>Sollecitazioni agenti</i>	93
13.2.2	<i>Verifiche strutturali</i>	99
13.2.3	<i>Verifiche geotecniche</i>	114
13.3	PILE P2-P3.....	119
13.3.1	<i>Sollecitazioni agenti</i>	119
13.3.2	<i>Verifiche strutturali</i>	125
13.3.3	<i>Verifiche geotecniche</i>	140
13.3.4	<i>ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PER AZIONI ECCEZIONALI</i>	145
14	INCIDENZE.....	146

1 PREMESSA

Il collegamento ferroviario tra la stazione di Brindisi e la futura stazione dell'aeroporto del Salento, interessa le aree a nord e nord-ovest della città, compresa tra l'asse ferroviario e l'aeroporto stesso.

Quest'ultimo ha confermato il ruolo strategico rivestito negli ultimi anni per la Regione Puglia, dato il notevole incremento dei flussi turistici sia nazionali che internazionali.

RFI con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000270, ha richiesto l'avvio delle attività per la Progettazione Tecnica ed Economica di I e II fase.

La soluzione individuata è la migliore alternativa progettuale risultante da un'analisi multicriteria realizzata all'interno del PFTE di prima fase e consegnato ad RFI con nota AGCCS.BATA.0017480.19.U del12/03/2019.

La stessa soluzione è stata oggetto degli approfondimenti del PFTE di fase II.

Con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000510, RFI ha richiesto l'avvio delle attività per l'esecuzione delle prestazioni relative alla progettazione definitiva della soluzione individuata.



Soluzione individuata

Nel PFTE di seconda fase, il tracciato era suddiviso in due lotti funzionali corrispondenti alle due fasi realizzative:

- Lotto1: relativo al collegamento a singolo binario tra la Stazione di Brindisi e la nuova Stazione di Brindisi Aeroporto;
- Lotto 2: relativo ai rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi e la linea Bari-Lecce.

Nella fase definitiva invece, il progetto è trattato in un unico lotto inclusi i rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi, e la linea Bari-Lecce.

Il tracciato di progetto, lungo circa 6+225 km e con una pendenza massima del 20%, si sviluppa sostanzialmente in rilevato basso, attraversando le aree agricole a nord-ovest dell'abitato di Brindisi.

In corrispondenza di due interferenze viarie, in particolare per realizzare lo scavalco della SP42 e della SS379, la livelletta ferroviaria aumenta di quota (circa +7,5 e +10 m rispetto al piano di campagna rispettivamente).

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali delle pile relative al cavalcaferrovia IV01 collocato alla progressiva chilometrica $2+919.20$, nell'ambito della progettazione definitiva del Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la Stazione di Brindisi.

In particolare, lungo il cavalcaferrovia sono presenti 4 pile (P1-P4) della medesima tipologia strutturale.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, "Norme Tecniche per le Costruzioni" - DM 17.1.2018 e Circolare n.7 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al DM 17.1.2018.

Si riportano a seguire le immagini delle carpenterie delle opere in oggetto; per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

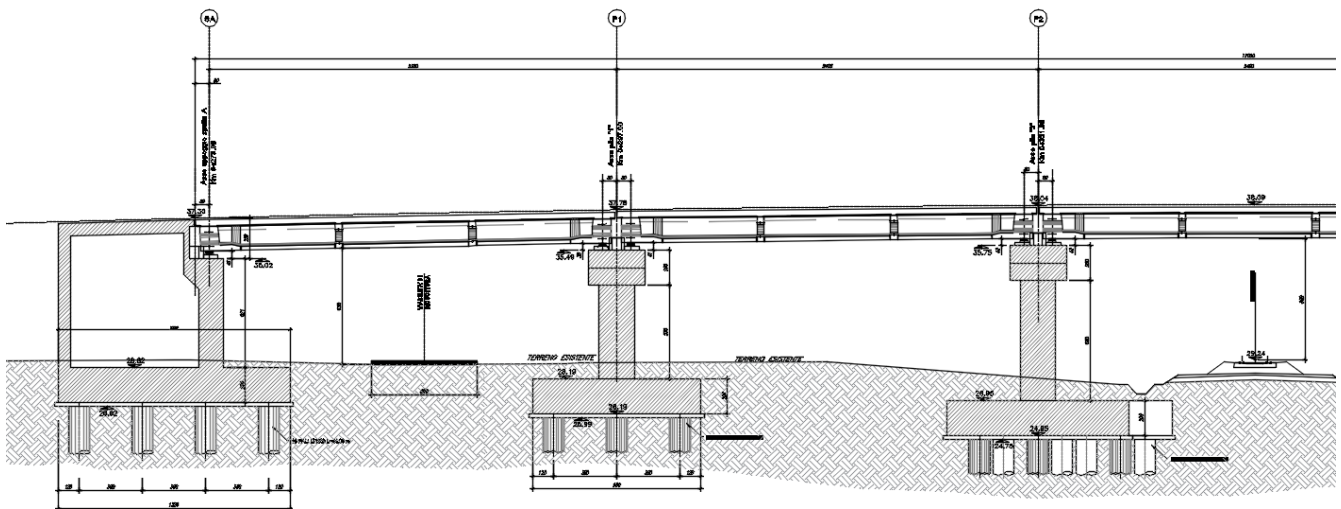


Figura 1: Profilo longitudinale IV01 - 1/2

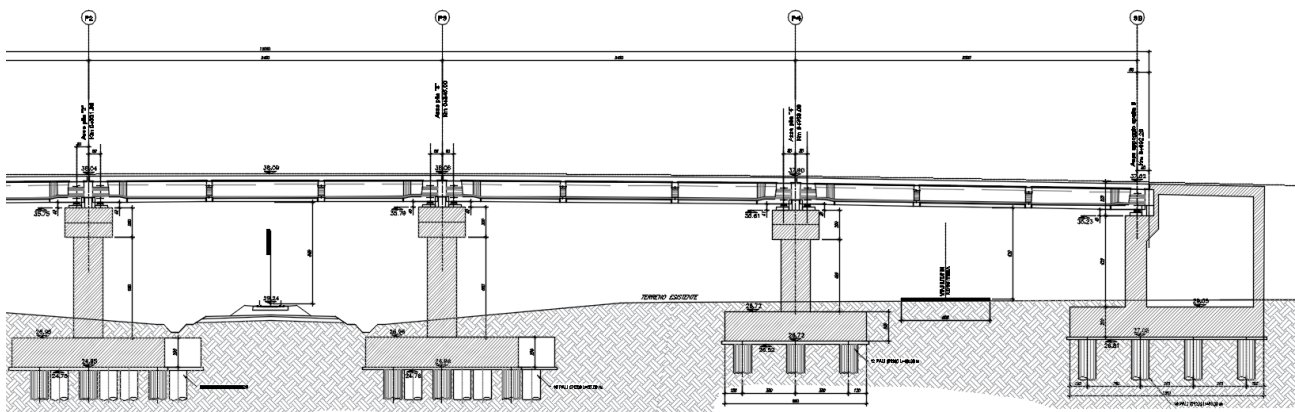


Figura 2: Profilo longitudinale IV01 - 2/2

3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La tipologia di pila in esame prevede una sezione rettangolare con spigoli arrotondati, con larghezza pari a 2.00m in direzione longitudinale rispetto all'asse del cavalcaferrovia e lunghezza di 5.00m in direzione trasversale rispetto all'asse del cavalcaferrovia (Geometria tipo A).

Geometria fusto pila		Proprietà geometriche						
Sigla	Descrizione	A	A _{sup}	s	I _y	I _z	B _T	B _L
		Sezione fusto	Sezione parte superiore	Spessore pulvino	Inerzia dir. trasversale	Inerzia dir. longitudinale	Lunghezza pila	Larghezza pila
[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[m]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[m]	[m]
A	Piena rettangolare con angoli arrotondati 2.00x5.00m	9.14	9.14	2	2.08333E+13	3.33333E+12	5	2

L'altezza delle pile oggetto di analisi è variabile da 4.00 m a 7.00 m, a cui si sommano i 2.00 m del pulvino sovrastante.

Il sistema di fondazione prevede 2 tipologie di fondazioni di tipo indiretto: plinti di spessore pari a 2m e dimensioni in pianta 9.60x13.20m, su n.12 pali di diametro ϕ 1200 (Pilnto tipo F1 per le pile 1-4), di lunghezza pari a 39m e plinti di spessore pari a 2m e dimensioni in pianta 9.60x16.80m, su n.15 pali di diametro ϕ 1200 (Pilnto tipo F2 per le pile 2-3), di lunghezza pari a 37m.

TIPOLOGIA PLINTO (per geometria)		GEOMETRIA PLINTO			RICOPRIMENTO	PALI	
Sigla	Descrizione	B _L	B _T	s	S _{terr}	n	ϕ
		Dimensione in pianta in direz. parallela all'asse del viadotto	Dimensione in pianta in direz. trasversale rispetto all'asse del viadotto	Spessore	Spessore medio	Numero pali	diame tro
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[mm]
F1	9.6x13.2x2	9.6	13.2	2	1.5	12	1200
F2	9.6x16.8x2	9.6	16.8	2	1.5	15	1200

La tipologia di impalcati afferenti il gruppo di pile in esame è individuata nel prospetto di seguito:

Coppia impalcati afferenti				
Sigla	Impalcato lato fisso pila		Impalcato lato mobile pila	
[-]	Luce [m]	Tipo [-]	Luce [m]	Tipo [-]
1	24	Cassoncini cls precompressi	24	Cassoncini cls precompressi

Nelle Figure riportate di seguito si forniscono le immagini delle carpenterie della tipologia di pila in esame. Si rimanda agli elaborati grafici per l'ottenimento di dettagli ulteriori.

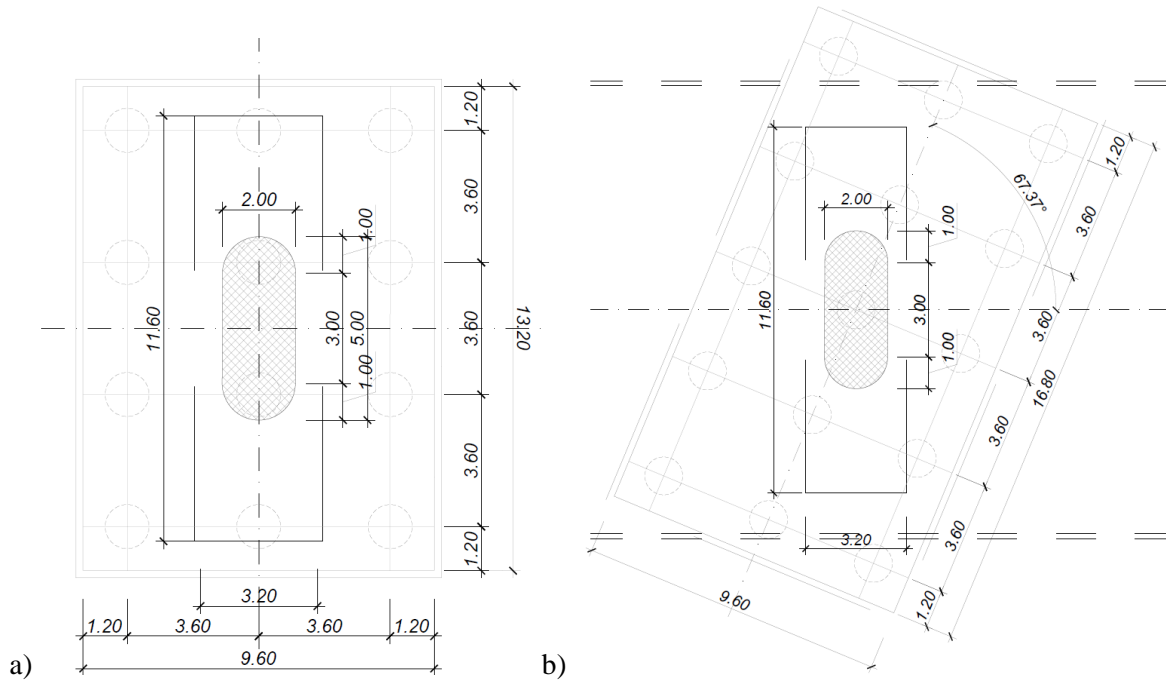


Figura 3: Vista in pianta pile- a) sezione di spiccato pile 1-4; b) sezione di spiccato pile 2-3

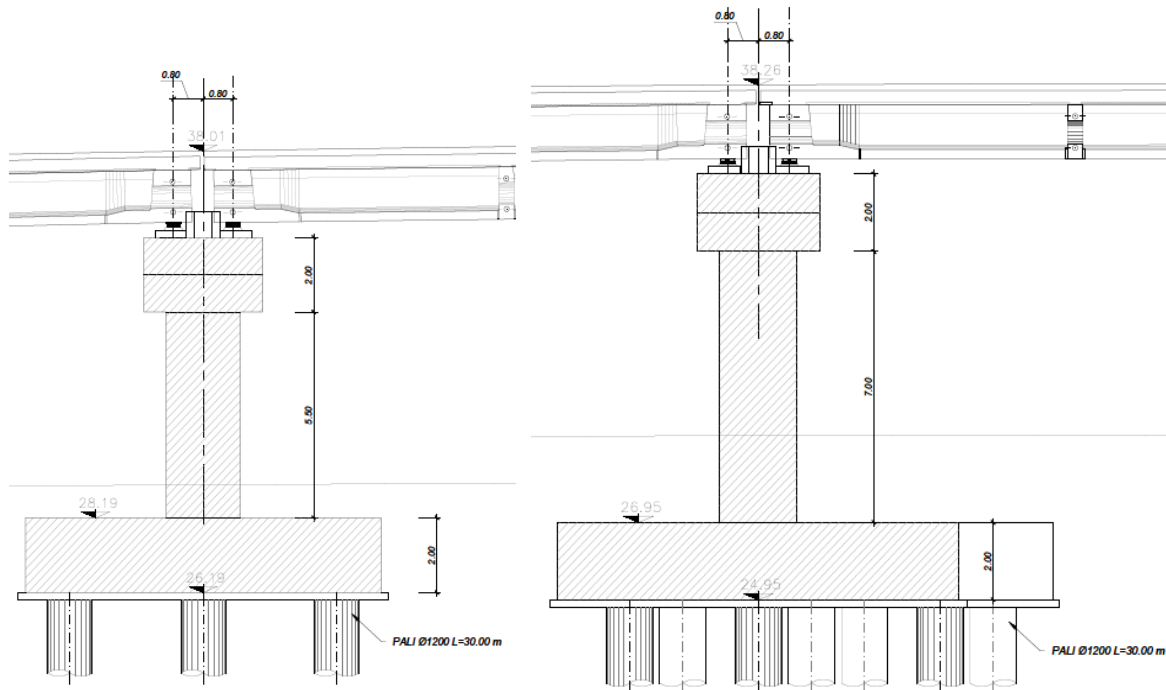


Figura 4: Sezione in direzione longitudinale pile 1-4 ; b) Sezione in direzione longitudinale pile 2-3

Di seguito si fornisce l'elenco delle pile relative al cavalcaferrovia in esame.

Numero pila	Sigla geometria pila	Sigla coppia impalcati per pila	Altezza pila (fusto+pulvino)	Sigla plinto relativo	Condizioni terreno	Diametro pali
1	A	3	7.5	F1	Non liquefacibile	1200
2	A	4	9.0	F2	Non liquefacibile	1200
3	A	5	9.0	F2	Non liquefacibile	1200
4	A	6	7.0	F1	Non liquefacibile	1200

Nei paragrafi successivi, le verifiche strutturali esibite sono quelle relative alla pila 1 per la fondazione F1 e alla pila 2 per la fondazione F2.

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

4.1 Normativa

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le vigenti disposizioni legislative e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

Si è tenuto inoltre conto dei seguenti documenti:

- UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Legge 5-1-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- Calcestruzzo Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1 UNI 11104/2016;
- RFI DTC SI MA IFS 001 C – Dicembre 2018: Manuale di progettazione delle opere civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili – RFI;

- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18/11/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea.

4.2 Elaborati di riferimento

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

5 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1 Calcestruzzo

6.1.1 Strutture di elevazione

Per il getto in opera del fusto della pila si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4

C32/40 $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

6.1.2 Plinto di fondazione

Per il getto in opera del plinto di fondazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC2

C25/30 $f_{ck} \geq 25$ MPa $R_{ck} \geq 30$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.90	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.90	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16.60	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.79	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.07	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.19	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm ²

6.1.3 Pali di fondazione

Per il getto in opera dei pali di fondazione della pila si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC2

C25/30 $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ $R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.90	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.90	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16.60	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.79	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.07	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.19	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm ²

6.2 Acciaio per armature ordinarie

Classe acciaio per armature ordinarie	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_t \geq 540$ MPa
Modulo di elasticità	$E_a = 210000$ MPa

6.3 Copriferrini minimi

Si riportano di seguito i copriferrini minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture di elevazione	5.0 cm
Plinto di fondazione	4.0 cm
Pali di fondazione	6.0 cm

7 PARAMETRI GEOTECNICI

7.1 Stratigrafia e parametri geotecnici

Sulla base delle risultanze dello studio geologico e delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio è stata definita la seguente successione stratigrafica

Valori caratteristici dei parametri geotecnici di progetto										
		Da	a	γ	φ'	c'	C_u	G_0	E_{op}	$kh=kv$
		(m.p.c)	(m.p.c)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(MPa)	(m/s)
LS(ms)	Limo marrone scuro	0.0	1.2	19	25÷26 (1)	0÷10 (1)	60÷120 (1)	35 ÷ 45	9 ÷ 11	1.0E-8 ⁽¹⁾
SL/Cal	Sabbia limosa/limo sabbioso color avana con possibili intercalazioni calcarenitiche	1.2	14.0	19	29÷30	0÷6	-	70 ÷ 100 fino a 4.5 m da pc 85 ÷ 110 oltre 4.5 m da pc	18 ÷ 25 fino a 4.5 m da pc 21 ÷ 28 oltre 4.5 m da pc	1.0E-8 (per i raccordi e fino al km 01+800) 1.0E-7÷1.0E-6 (dal km 01+800 fino a fine tracciato)
LS(ga)	Limo sabbioso grigio azzurro	14.0	17.5	19.5	26÷28	7÷10	50	110 ÷ 150	28÷38	1.0E-7
AL	Argilla limosa grigio azzurra	17.5	40.0	20	23÷24	15÷20	70-150 (3)	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{vo}/p_a)^{0.65}$ (assumendo la falda ad 1 m da pc)	(2.5 · G ₀)/10	1.0E-9
Cal	Depositi calcarenitici	Oltre 40.0 m		20	31 (2)	0	-	n.d.	30 (1)	1.0E-7

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

I parametri utilizzati ai fini delle verifiche geotecniche sono i seguenti:

	γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)
LS(ms)	19	26	0
SL/Cal	19	29	0
LS(ga)	19.5	26	7
AL	20	23	15
Cal	20	31	0

I parametri geotecnici impiegati per il rilevato ferroviario sono:

$\gamma = 20.00$	kN/m ³	peso di volume naturale
$\varphi' = 38$	°	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0.00$	kPa	coesione drenata

I dati della falda libera che sono stati rilevati indicano un livello piezometrico che si attesta intorno a 2.0 m dal piano campagna.

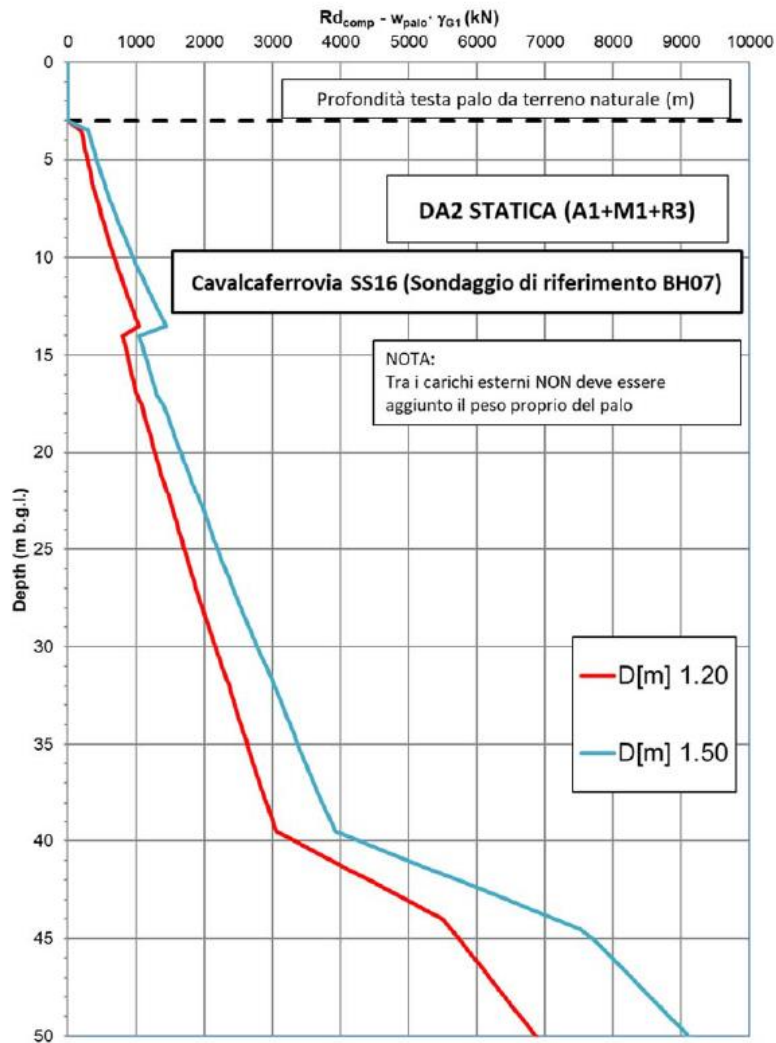
7.2 Capacità portante dei pali

Si riportano le curve di capacità portante per pali trivellati Ø1200 ricavate relative sia alla combinazione sismica sia alla combinazione statica secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto dalla normativa.

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTI INCLUDENDO IL PESO DEL PALO

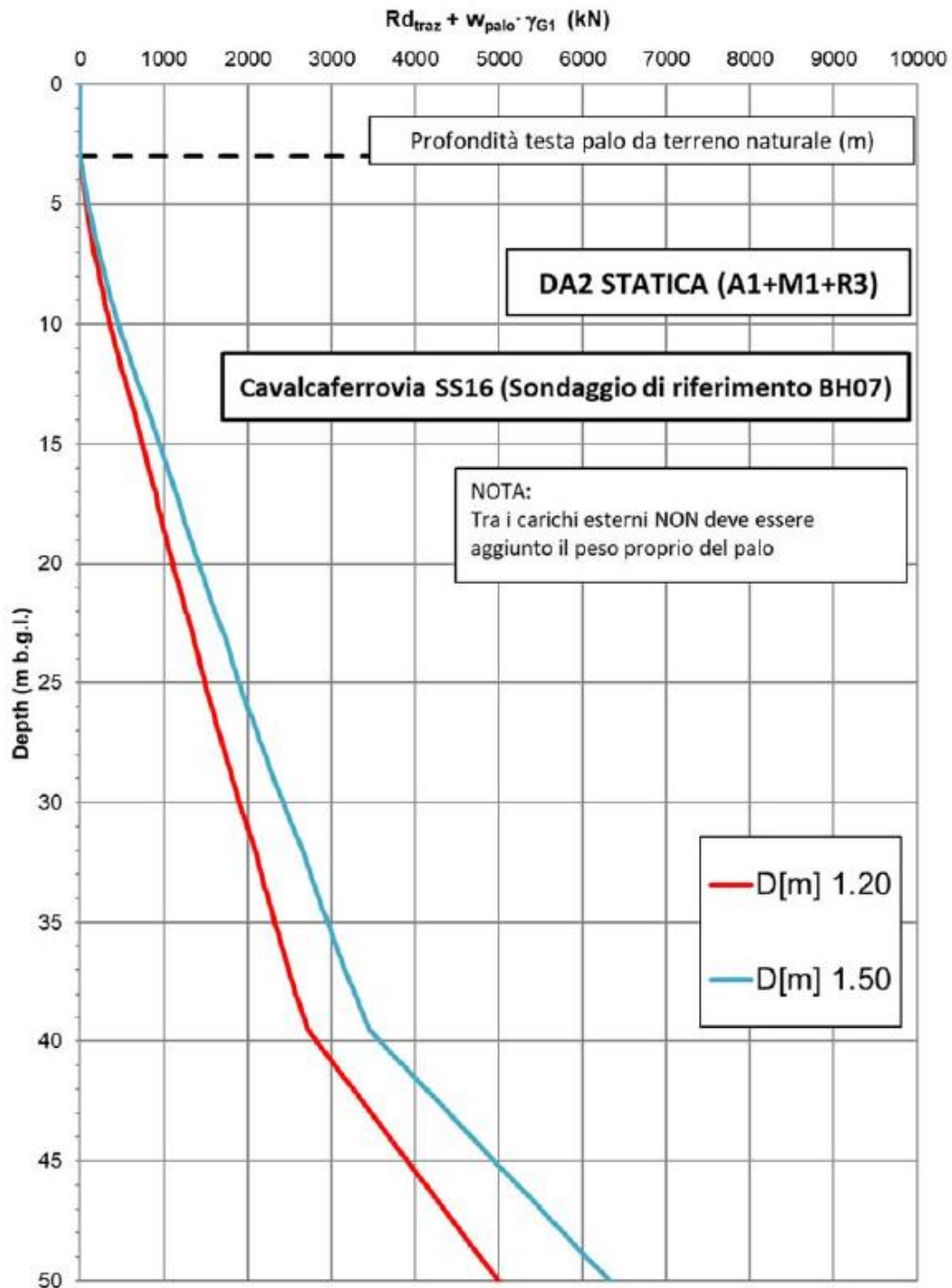
COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante a compressione (SLU) [kN]



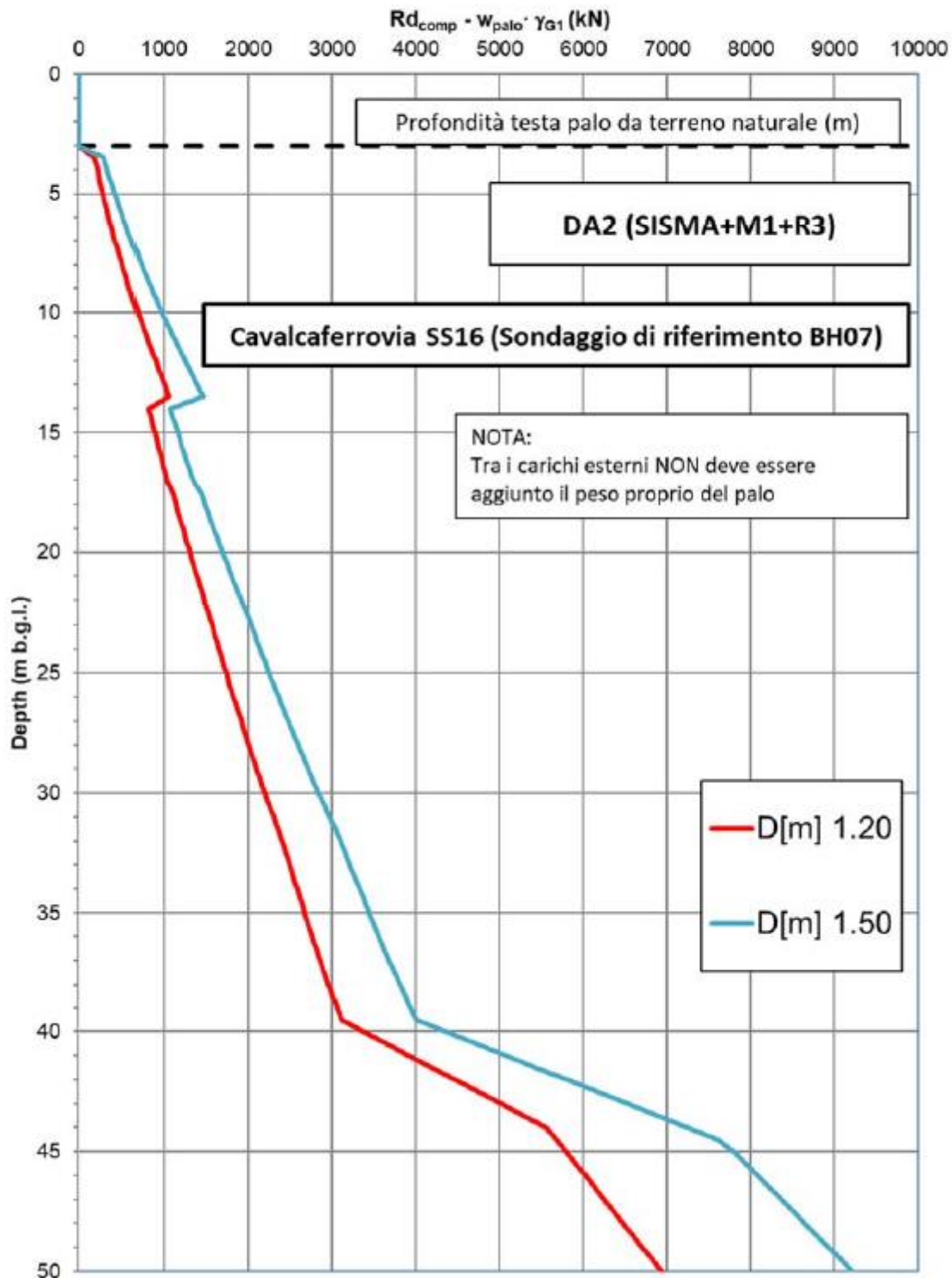
COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante a trazione (SLU) [kN]



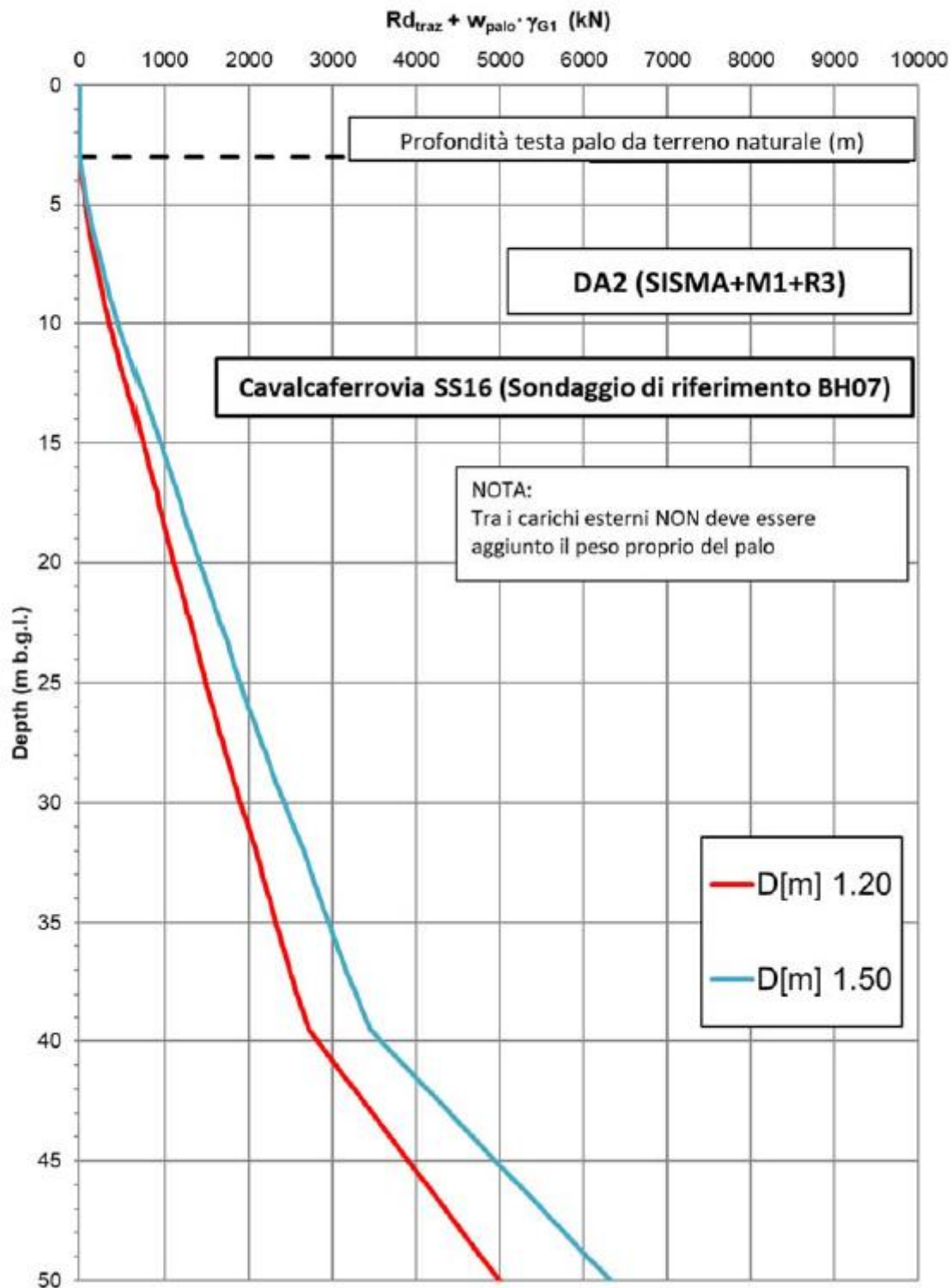
COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante a compressione (SLU) [kN]



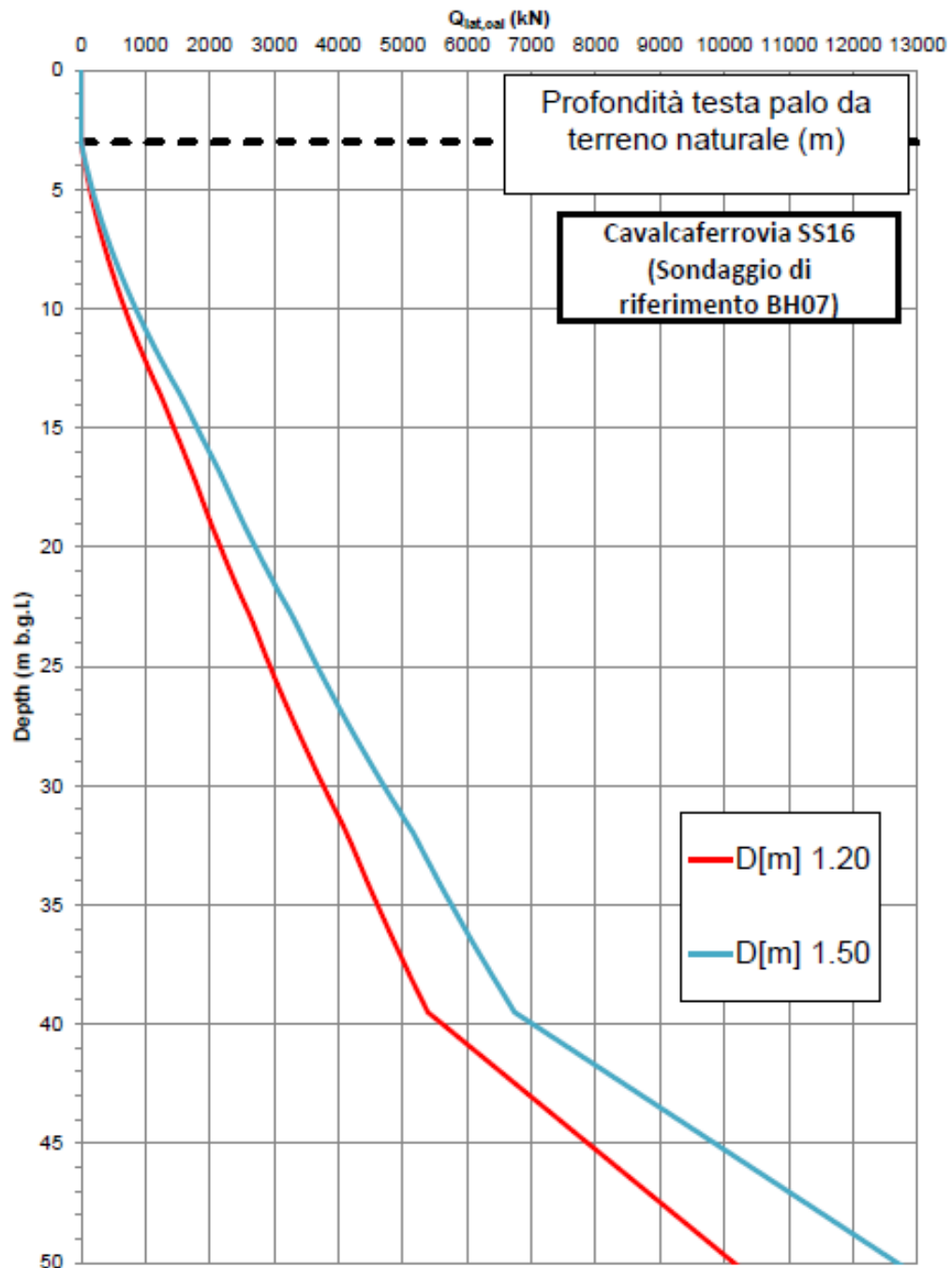
COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante a trazione (SLU) [kN]



COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante laterale di calcolo



8 ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO

L'analisi dei carichi che interessano la pila è stata effettuata considerando le azioni provenienti dagli impalcati afferenti e quelle direttamente applicate sulla pila.

I carichi trasmessi dagli impalcati sono relativi alle condizioni di carico elementari, opportunamente combinate secondo le vigenti normative, analizzate nel dettaglio nella rispettiva relazione di calcolo degli impalcati tipo che afferiscono alla pila in esame.

Si riportano di seguito la sintesi delle azioni provenienti dagli impalcati e l'analisi dei carichi elementari che interessano direttamente la pila.

8.1 Carichi permanenti strutturali G_1

I carichi permanenti strutturali sono valutati sulla base della geometria degli elementi costituenti la struttura e del peso specifico dei diversi materiali. Si assume $\gamma=25\text{kN/m}^3$ per il calcestruzzo.

8.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

I carichi permanenti non strutturali trasmessi dall'impalcato sono esplicitati nella relazione di calcolo IA7K00D09CLIV0007001A; tra questi risultano inclusi anche i pesi della veletta e delle barriere di sicurezza stradali.

Per la sintesi degli scarichi espletati dagli appoggi d'impalcato sulla pila, relativamente ai due lati, fisso e mobile, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate, si faccia riferimento al capitolo relativo alle sollecitazioni e alle verifiche della pila, presentato nell'analisi dei risultati.

8.3 Azione del vento sulla pila Q_6

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione del vento sul fusto della pila in direzione trasversale e longitudinale rispetto all'asse del viadotto. La sezione della pila è assimilata, per questo calcolo, a un rettangolo di dimensioni B_L x B_T .

Si assume cautelativamente una pressione di progetto pari a $2,5\text{kN/m}^2$.

Risulta pertanto sui due lati del fusto della pila:

$$q_{T,\text{vento}} = 2,5\text{kN/m}^2 \times B_L = 5 \text{ kN/m} - \text{Carico unitario in direzione trasversale all'asse del viadotto}$$

$$q_{L,\text{vento}} = 2,5\text{kN/m}^2 \times B_T = 10 \text{ kN/m} - \text{Carico unitario in direzione parallela all'asse del viadotto}$$

8.4 Azioni sismiche Q_7

La descrizione e la valutazione dell'azione sismica riportate di seguito seguono le specifiche del DM 17.1.2018.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 17.1.2018, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

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

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

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

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

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

C_c : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

$S = S_s \times S_T$: con S_s pari sempre a 1 per lo spettro verticale;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

T : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 \quad T_B = 0.15 \quad T_D = 1.0$$

F_v : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale, effettuata mediante l'utilizzo del software "Spettri NTC ver. 1.0.3" reperibile presso il sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

8.4.1 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella.

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale (VN)
Opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM14/1/2008 a velocità convenzionale $V < 250$ Km/h	50
Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h	75
Altre opere nuove a velocità $V > 250$ Km/h	100
Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150 m	≥ 100

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $V_N = 75$ anni.

8.4.2 Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale DM 17.1.2018 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo

un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'opera in oggetto si considera una **Classe d'uso IV**.

8.4.3 Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso Cu è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C _U	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l'opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a **VR = 75x1.5= 112.5 anni**.

8.4.4 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

Stati Limite		P _{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

8.4.5 Accelerazione (a_g), fattore (F₀) e periodo (T*_c)

Ai fini del DM 17.1.2018 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g: accelerazione orizzontale massima sul sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento (VR), e quindi dalla vita nominale (VN) e dalla classe d'uso (Cu) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

L'opera ricade nel comune di Brindisi. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV ($T_R=1068$ anni) sono i seguenti:

latitudine = 40.632727;

longitudine = 17.941761;

a_g = 0.056 g;

F_0 = 2.621;

T_c^* = 0.517 s.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.021	2.319	0.236
SLD	113	0.027	2.331	0.322
SLV	1068	0.056	2.621	0.517
SLC	2193	0.066	2.769	

Sono stati presi in esame, secondo quanto previsto dal DM 17.1.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", cap. 7, i seguenti Stati Limite sismici:

- SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Stato Limite Ultimo)
- SLD: Stato Limite di Danno (Stato Limite di Esercizio)
- SLC: Stato Limite di Collasso (Stato Limite Ultimo)
- SLO: Stato Limite di Operatività (Stato Limite di Esercizio)

Le azioni sismiche relative allo stato limite di operatività (SLO) e allo stato limite di danno (SLD) non sono state considerate perché poco significative in relazione alle combinazioni di natura statica.

Si riportano al termine dell'analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici per i restanti stati limite.

8.4.6 Classificazione dei terreni

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di

risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento. In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio $V_{s,30}$, ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
Cat. B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)
Cat. S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
Cat. S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Si considera una **categoria C** di suolo di fondazione.

8.4.7 Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Nel caso in esame (categoria di sottosuolo C) allo SLV risulta:

$$S_s = 1.5$$

$$C_c = 1.3$$

8.4.8 Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame $S_T = 1$

8.4.9 Spettri di risposta elastici

In accordo con le prescrizioni normative, lo spettro di risposta elastico è stato considerato solo ai fini della valutazione delle azioni in fondazione e delle azioni sugli apparecchi di appoggio.

8.4.9.1 Stato limite di salvaguardia della vita

Di seguito si forniscono lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di salvaguardia della vita e la tabella dei parametri rispettivi.

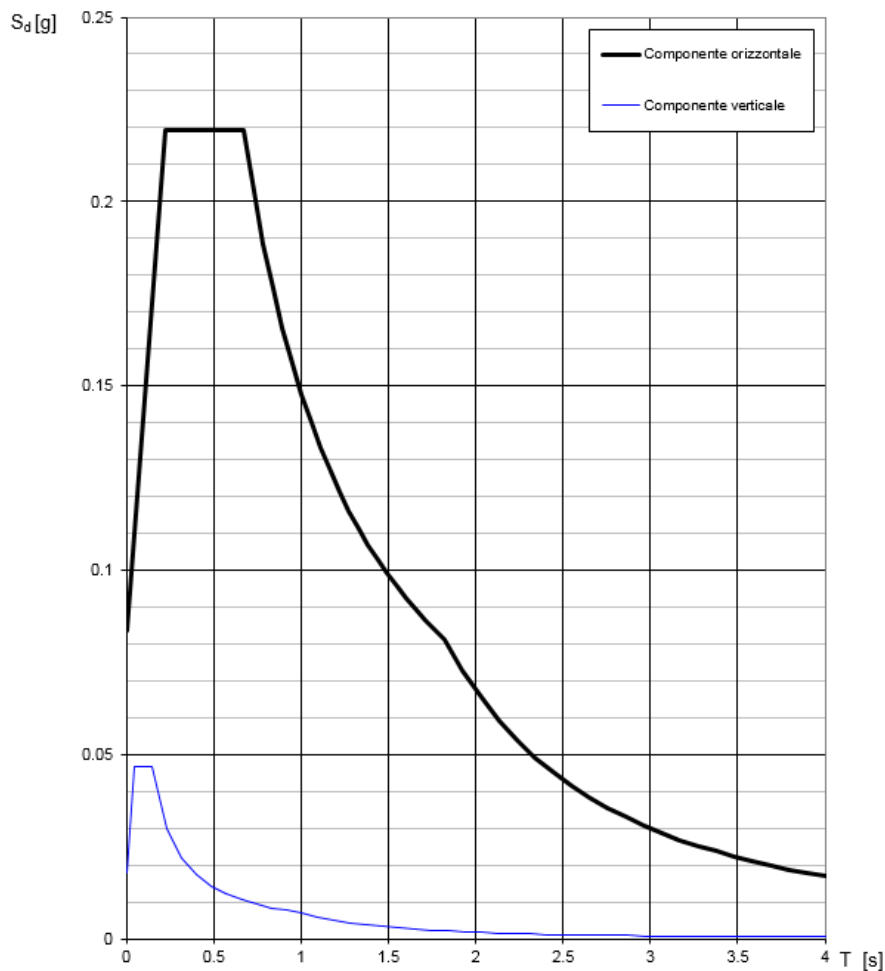


Figura 5: Spettri di risposta elastici_SLV (Componente orizzontale e verticale)

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.056 g
F_0	2.621
T_c	0.517 s
S_s	1.500
C_c	1.305
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.225 s
T_C	0.675 s
T_D	1.823 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.084
T_B	0.225	0.219
T_C	0.675	0.219
	0.730	0.203
	0.785	0.189
	0.839	0.176
	0.894	0.166
	0.948	0.156
	1.003	0.148
	1.058	0.140
	1.112	0.133
	1.167	0.127
	1.222	0.121
	1.276	0.116
	1.331	0.111
	1.386	0.107
	1.440	0.103
	1.495	0.099
	1.550	0.096
	1.604	0.092
	1.659	0.089
	1.714	0.086
	1.768	0.084
T_D	1.823	0.081
	1.927	0.073
	2.030	0.065
	2.134	0.059
	2.238	0.054
	2.341	0.049
	2.445	0.045
	2.549	0.042
	2.652	0.038
	2.756	0.036
	2.860	0.033
	2.963	0.031
	3.067	0.029
	3.171	0.027
	3.274	0.025
	3.378	0.024
	3.482	0.022
	3.585	0.021
	3.689	0.020
	3.793	0.019
	3.896	0.018
	4.000	0.017

8.4.10 Spettri di risposta di progetto

In accordo con il par. 3.2.3.5 del DM 17.1.2018 le capacità dissipative delle strutture possono essere prese in considerazione attraverso una riduzione delle forze elastiche. Tale riduzione tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovreresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. Lo spettro di progetto $S_d(T)$ che ne risulta, sia per le componenti orizzontali, che per la componente verticale, deriva dunque dallo spettro elastico con le ordinate ridotte e lo si ottiene sostituendo, nelle espressioni che lo definiscono, il termine η con il termine $1/q$, dove q è il cosiddetto fattore di struttura.

Il fattore di struttura è definito in accordo con il par. 7.3.1 del DM 17.1.2018:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso di pile da ponte in c.a. in **classe di duttilità "B" (CD "B")**, in accordo con il par. 7.9.2.1 (Tabella 7.3.II) DM 17.1.2018, il valore di q_0 è pari ad 1.5 mentre il valore di K_R è pari ad 1, per cui, in definitiva, per le componenti orizzontali dell'azione sismica si adotta:

$$q = 1.5$$

Per la componente verticale, il fattore di struttura per i ponti è unitario ($q = 1$), quindi si utilizza lo spettro elastico.

L'utilizzo di uno spettro di risposta di progetto ($q > 1$) implica il rispetto di quelli che sono i requisiti normativi della gerarchia delle resistenze, descritti nello specifico nei paragrafi relativi al calcolo e alla verifica dei singoli elementi strutturali.

8.4.10.1 Stato limite di salvaguardia della vita

Secondo quanto riportato nel DM 17.1.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", cap. 3.2.3.5, lo spettro di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV è stato determinato secondo le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\frac{1}{q} \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{15}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

$$T_C = C_c \cdot T_c^*$$

In cui :

C_c : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_B : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

q : fattore di struttura.

Sulla base delle coordinate geografiche del sito su cui sorge l'opera in esame, sono stati determinati gli spettri di risposta di progetto ed i parametri per lo *SLV*, riportati di seguito:

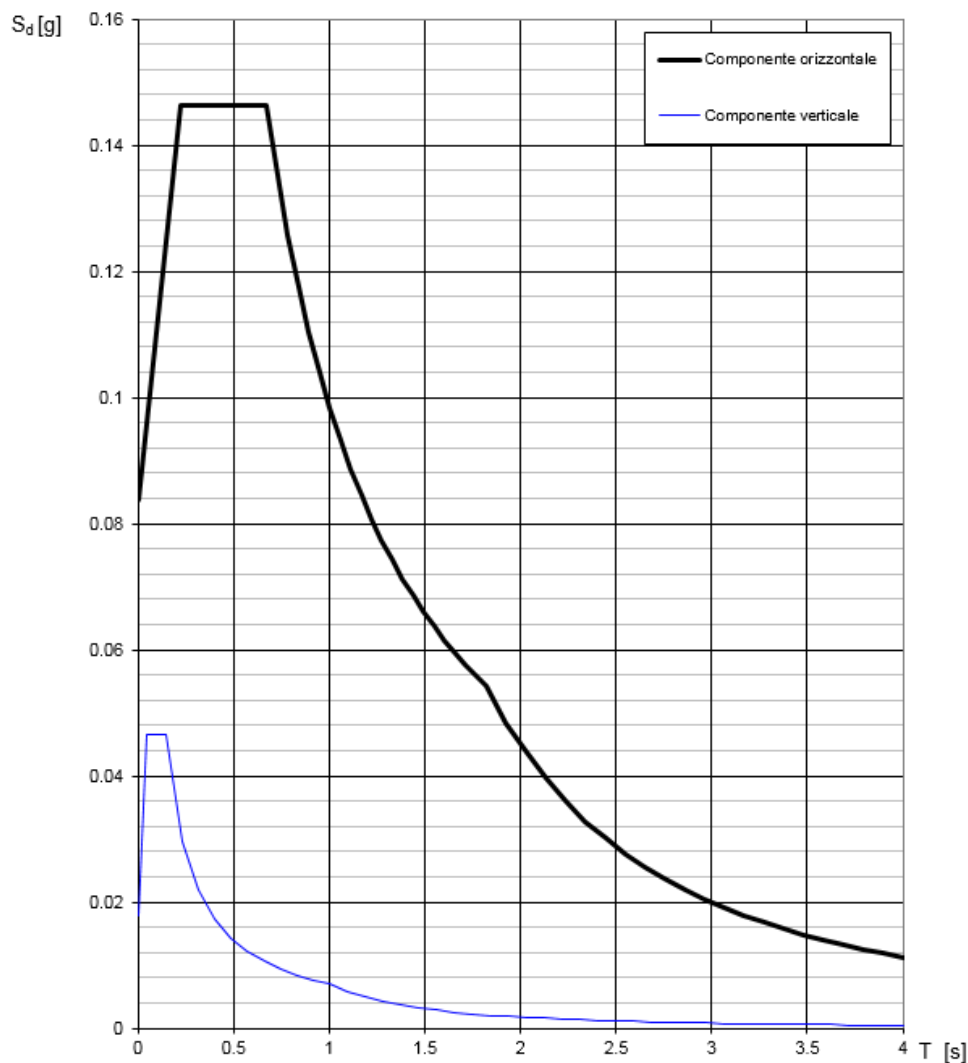


Figura 6: Spettri di risposta di progetto ($q=1,5$)_SLV (Componente orizzontale e verticale)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.056 g
F_a	2.621
T_c	0.517 s
S_s	1.500
C_c	1.305
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.667
T_B	0.225 s
T_C	0.675 s
T_D	1.823 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.084
T_B	0.225	0.146
T_C	0.675	0.146
	0.730	0.135
	0.785	0.126
	0.839	0.118
	0.894	0.110
	0.948	0.104
	1.003	0.098
	1.058	0.093
	1.112	0.089
	1.167	0.085
	1.222	0.081
	1.276	0.077
	1.331	0.074
	1.386	0.071
	1.440	0.069
	1.495	0.066
	1.550	0.064
	1.604	0.062
	1.659	0.059
	1.714	0.058
	1.768	0.056
T_D	1.823	0.054
	1.927	0.048
	2.030	0.044
	2.134	0.040
	2.238	0.036
	2.341	0.033
	2.445	0.030
	2.549	0.028
	2.652	0.026
	2.756	0.024
	2.860	0.022
	2.963	0.020
	3.067	0.019
	3.171	0.018
	3.274	0.017
	3.378	0.016
	3.482	0.015
	3.585	0.014
	3.689	0.013
	3.793	0.013
	3.896	0.012
	4.000	0.011

8.4.11 Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate (direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto e trasversale); per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Per quanto riguarda la valutazione delle masse sismiche, nel caso di ponti, in accordo con il par. 5.2.2.8 del DM 17.1.2018, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei veicoli.

In direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto, la lunghezza di impalcato di competenza della pila, per il calcolo delle masse sismiche, è quella relativa all'impalcato "lato fisso"; in direzione trasversale, è pari alla somma della metà della luce dell'impalcato "lato fisso" e della metà di quella dell'impalcato "lato mobile".

La valutazione delle masse sismiche è esplicitata nell'analisi dei risultati, per ciascuna delle due direzioni di verifica.

8.5 Azioni eccezionali Q_8

Nel presente paragrafo si riporta la descrizione delle azioni eccezionali, derivanti dall'esercizio ferroviario, che inducono uno stato di sollecitazione aggiuntivo sulle pile.

8.5.1 *Urto da traffico ferroviario*

In accordo con il par. 3.6.3.4 del DM 17.1.2018, l'urto sulle strutture adiacenti la ferrovia, legato al deragliamento del treno, è stato simulato mediante l'applicazione, a 1.80m dal piano del ferro, delle seguenti azioni statiche equivalenti, considerate agenti non simultaneamente:

4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del DM 17.1.2018:

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} e quelli dei coefficienti di combinazione Ψ_{ij} sono stati desunti dal par. 5.1.3.14 del DM 17.1.2018, relativo al capitolo sui 'Ponti stradali. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

Per quanto riguarda il coefficiente di combinazione Ψ_{2j} relativo ai carichi dovuti al transito dei veicoli, questo si assume pari a 0,2 nelle combinazioni sismiche, conformemente a quanto prescritto nel par. 5.1.3.12 del DM 17.1.2018.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qt}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

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

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 7: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.1.V del DM 17.1.2018

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

Figura 8: Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.1.IV del DM 17.1.2018

Sulla base dei criteri esposti sopra, si riportano nel prospetto di seguito i coefficienti dedotti per ciascuna delle combinazioni di carico adottate nell'analisi strutturale, per i diversi stati limite.

	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05	SLU06	SLU07	SLU08	SLU09	SLU10	SLU11	SLU12	SLU13
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
RIMEPIAMENTO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
IMP_PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
IMP_PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
IMP_ACC_Nmax	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01	0	0	0	1.01	1.01	0	0
FREN_ACC	0	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0
VENTO	0.9	1.2	0	0.9	1.2	0	0.9	1.2	0	1.5	0	1.5	0
INERZIA X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IMP_INERZIA X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
INERZIA Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IMP_INERZIA Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
URTO X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
URTO Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 1: Combinazioni di carico SLU

	ECC_1	ECC_2	SLV01	SLV02	SLV03	SLV04	SLV05	SLV06	SLV07	SLV08
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
RIMEPIAMENTO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IMP_PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IMP_PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IMP_ACC_Nmax	0	0	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0	0	0
FREN_ACC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VENTO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
INERZIA X	0	0	1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.3
IMP_INERZIA X	0	0	1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.3
INERZIA Y	0	0	0.3	-0.3	1	-1	0.3	-0.3	1	-1
IMP_INERZIA Y	0	0	0.3	-0.3	1	-1	0.3	-0.3	1	-1
URTO X	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
URTO Y	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 2: Combinazioni di carico ECC e SLV

	SLE_RARA01	SLE_RARA02	SLE_RARA03	SLE_RARA04	SLE_RARA05	SLE_RARA06	SLE_RARA07	SLE_RARA08	SLE_RARA09	SLE_RARA10	SLE_RARA11	SLE_RARA12
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
RIMEPIAMENTO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IMP_PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IMP_PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IMP_ACC_Nmax	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0	0	0	0.75	0.75	0
FREN_ACC	0	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0
VENTO	0.6	0.8	0	0.6	0.8	0	0.6	0.8	0	1	0	1
INERZIA X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IMP_INERZIA X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
INERZIA Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IMP_INERZIA Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
URTO X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
URTO Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 3: Combinazioni di carico SLE_RARA

	SLE_QPERM01	SLE_FREQ01	SLE_FREQ02	SLE_FREQ03
PP	1	1	1	1
RIMEPIMENTO	1	1	1	1
IMP_PP	1	1	1	1
IMP_PERM	1	1	1	1
IMP_ACC_Nmax	0	0.75	0	0
FREN_ACC	0	0	0	0
VENTO	0	0	0.2	0
INERZIA X	0	0	0	0
IMP_INERZIA X	0	0	0	0
INERZIA Y	0	0	0	0
IMP_INERZIA Y	0	0	0	0
URTO X	0	0	0	0
URTO Y	0	0	0	0

Tabella 4: Combinazioni di carico SLE_QPERM e SLE_FREQ

Per quanto riguarda i coefficienti delle azioni dedotti per le combinazioni di carico eccezionali, si faccia riferimento al Capitolo 13.2.2 dedicato.

10 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - “Norme tecniche per le costruzioni”- DM 17.1.2018 -, tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili”.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati tensionali, di fessurazione e di deformazione, ed allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali.

10.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

10.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 del DM 17.1.2018, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili”.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 9: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018

Nella Tabella sopra riportata, $w_1=0.2\text{mm}$, $w_2=0.3\text{mm}$; $w_3=0.4\text{mm}$.

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel “Manuale di progettazione delle opere civili”. L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Si assume pertanto per tutti gli elementi strutturali analizzati nel presente documento:

- Stato limite di fessurazione: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ - combinazione di carico rara

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura Δ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

10.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

10.2 Verifiche agli stati limite ultimi

10.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

10.2.2 Sollecitazioni taglienti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

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

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

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f_{cd}=0.5f_{cd}$);

α è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

10.3 Verifiche geotecniche

Conformemente con quanto prescritto nel par. 6.4.3.1 delle NTC18, le verifiche geotecniche devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

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

Le verifiche a carico limite verticale dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente.

La verifica della capacità portante dei pali, per carichi verticali, è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo:

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare, in accordo con le NTC18 (cfr. §6.4.3.1.1), le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento all'Approccio 2 con la Combinazione 1 (A1 + M1 + R3), mediante il confronto dei massimi valori di sforzo normale sui pali, di compressione e di trazione, con le curve di capacità portante relative alla progressiva in esame. Il soddisfacimento della verifica consente la determinazione della lunghezza dei pali.

Per i criteri di valutazione della capacità portante di progetto R_{cd} nei confronti dei carichi assiali, esibita nelle curve di portanza, si faccia riferimento alla Relazione Geotecnica.

In aggiunta alle verifiche di portanza richieste dalle NTC18, è stata verificata la seguente relazione, in accordo con il par. 2.5.1.9.3 del 'Manuale di progettazione delle opere civili' - RFI DTC SI MA IFS 001 A:

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$$

dove $R_{c,cal,LAT}$ è la resistenza laterale di calcolo e N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

Per quanto riguarda la verifica a carico limite orizzontale dei pali, questa è stata condotta tramite il metodo di Broms, 1964, secondo il quale, per pali lunghi (ipotesi che si configura per tutti i pali in esame), in terreni incoerenti sotto falda, non liberi di ruotare in testa, vale la seguente formulazione:

$$H = k_p \gamma d^{3,3} \sqrt{\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

in cui:

H = carico limite orizzontale del palo

K_p = coefficiente di spinta passiva

D = diametro del palo

L = lunghezza del palo

M_y = momento di plasticizzazione del palo

Il valore di H, ridotto per i coefficienti di normativa come riportato di seguito, dovrà essere confrontato con il massimo valore agente in testa palo dalle combinazioni SLU-SLV (V_{pd}):

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

Con ξ funzione del numero di verticali indagate per l'opera in esame e γ_T secondo l'approccio considerato.

In analogia con il carico limite verticale, per il carico limite orizzontale si considera l'Approccio 2, pertanto il coefficiente γ_T sarà pari a 1.3.

10.3.1 Calcolo dei cedimenti

Il cedimento del singolo palo è valutato come:

$$\delta = \beta F_{ck}/EL$$

in cui

β è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato

F_{ck} è il carico caratteristico agente

E è il modulo elastico del terreno

L è la lunghezza del palo

Nel caso di pali realizzati in terreni stratificati, la lunghezza L_u è quella del tratto di palo ammorsato negli strati inferiori più rigidi. Il modulo elastico E è quello dello strato di terreno in cui è ammorsato il palo.

Per definire β si fa riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \log(L_u/D)$$

Nel caso in esame, si trascura l'effetto gruppo dei pali in quanto l'interasse minimo è superiore o uguale a 3ϕ .

11 CRITERI DI MODELLAZIONE

11.1 Modello strutturale di analisi

Conformemente con quanto prescritto nel par.7.9.4.1 del DM 17.1.2018, risulta applicabile, nel caso in esame di ponte a travate semplicemente appoggiate, per entrambe le direzioni di verifica della pila (longitudinale e trasversale rispetto all'asse del viadotto), un'analisi statica lineare, sviluppata riconducendo la pila allo schema di oscillatore semplice con incastro alla base, a quota estradosso plinto di fondazione.

L'analisi prevede l'applicazione sulla pila di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. L'entità di queste forze si ottiene desumendo l'accelerazione corrispondente al periodo della pila nella direzione considerata dallo spettro elastico/di progetto. Il periodo fondamentale T_1 , in corrispondenza del quale valutare la risposta spettrale in accelerazione $S_d(T_1)$ è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2 \pi \sqrt{M/K}$$

in cui la massa M , da considerare concentrata in testa alla pila, in corrispondenza dell'impalcato, vale la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa del terzo superiore della pila più la massa del pulvino (massa efficace) e K consiste nella rigidezza laterale della pila nella direzione considerata.

La massa efficace della pila non risulta superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata, requisito necessario per l'applicabilità dell'analisi statica lineare.

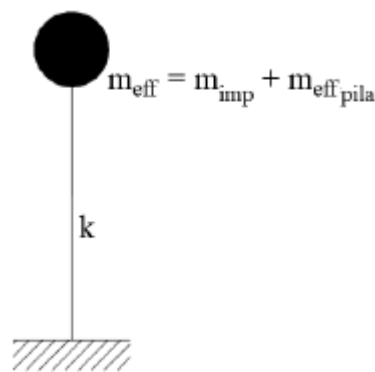


Figura 10: Modello della pila ad oscillatore semplice

Per tener conto dell'influenza della fessurazione sulla rigidezza, in accordo con il par.7.2.6 del DM 17.1.2018, si è considerato un abbattimento del modulo elastico pari al 50%, rispetto al valore iniziale E_{cm} con conseguente abbattimento delle rigidezze flessionali della pila nelle due direzioni e corrispondente aumento dei periodi di vibrazione. Questa condizione rappresenta lo scenario più gravoso per la struttura in esame: in condizioni iniziali non fessurate, le pile sono caratterizzate da rigidezze molto alte, dunque periodi di vibrazione molto bassi (spesso $T_1 < T_B$ o al più $T_B < T_1 \ll T_C$) ai quali corrispondono ordinate spettrali prossime o uguali a quelle di massima amplificazione (plateau dello spettro di risposta). In definitiva, in questo ramo dello spettro, un aumento del

periodo di vibrazione, legato ad un abbattimento della rigidità, comporta un aumento dell'accelerazione sismica considerata e quindi delle azioni sollecitanti.

Inoltre, secondo quanto anticipato nel paragrafo relativo alle azioni sismiche, la valutazione degli effetti dell'azione sismica viene effettuata considerando uno spettro di progetto, ottenuto riducendo lo spettro elastico mediante un fattore di struttura pari ad 1.5, in modo da tener conto in maniera semplificata della capacità dissipativa anelastica della struttura.

Per questioni legate al criterio di gerarchia delle resistenze, gli spettri elastici ($q=1$) verranno utilizzati solo nel caso della verifica degli apparecchi di appoggio e per la valutazione delle azioni in fondazione; si rimanda ai relativi paragrafi per approfondimenti in merito all'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze per i diversi elementi strutturali.

Si ribadisce inoltre che per la valutazione delle masse sismiche del viadotto, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata anche un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei mezzi.

Nel paragrafo relativo all'analisi dei risultati si riportano tutte le valutazioni effettuate per l'analisi sismica della pila in esame, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo spettro elastico ($q=1$) e allo spettro di progetto ($q=1.5$).

Oltre alle sollecitazioni destinate in condizioni sismiche, desunte seguendo i criteri sopra elencati, le sollecitazioni di verifica della pila indotte in condizioni statiche, sono state determinate a partire dai valori delle azioni trasmesse dagli impalcati afferenti, alla quota degli apparecchi di appoggio. Queste sono state trasportate in corrispondenza della testa della pila per le singole condizioni di carico e quindi alla base della pila, facendo riferimento a uno schema a mensola.

11.2 Modellazione FEM

I risultati desunti dall'analisi strutturale semplificata descritta nel paragrafo precedente, sono stati verificati con quelli ottenuti da un modello FEM tridimensionale eseguito mediante il software di calcolo agli elementi finiti Straus.

Il fusto della pila è stato schematizzato mediante un elemento frame monodimensionale (beam), cui si è assegnata la sezione corrispondente, distinguendo tra quella cava corrente e quella piena in corrispondenza della zona pulvino; il plinto di fondazione è stato modellato mediante elementi bidimensionali a piastra (shell), cui si è assegnato lo spessore corrispondente; la palificata di sostegno è stata simulata con elementi monodimensionali a trave (beam).

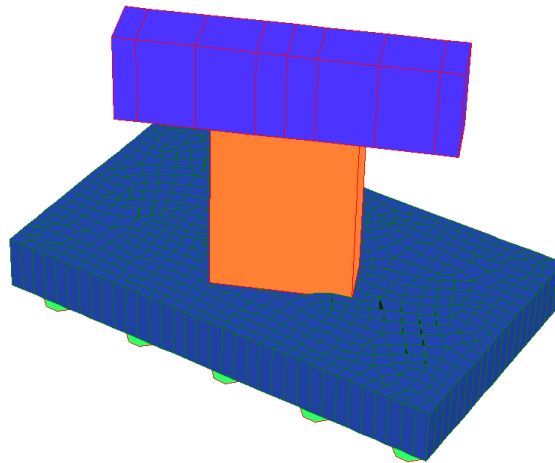
I carichi assegnati nei vari punti della struttura sono stati desunti dall'analisi dei carichi descritta in precedenza.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti descritto, schematizzato nelle Figure seguenti.

Gli assi di riferimento adottati sono:

- x = asse longitudinale rispetto all'asse del viadotto
- y = asse trasversale rispetto all'asse del viadotto

- z = asse verticale



a)

Figura 11: Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti

12 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DELLA PILA

12.1 Pile P1-P4

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al fusto della pila caratterizzata dall'altezza massima fra quelle del tipo in esame che prevedono la medesima tipologia di armatura. Per le sollecitazioni relative a ciascuna delle pile, si faccia riferimento ai tabulati di calcolo. I dati identificativi della pila di cui si mostrano le verifiche strutturali, sono sintetizzati nel prospetto di seguito.

	IV. 01	-	WBS viadotto
	P 1-4	-	Numero pila
Sigla geometria	A		Codice pila per tipologia geometria
H_p	7.50	m	Altezza pila

Si riportano di seguito la sintesi delle proprietà geometriche e meccaniche delle pile di calcolo, nonché le valutazioni effettuate per l'analisi sismica, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo spettro elastico ($q=1$) e allo spettro di progetto ($q=1.5$): come anticipato nei criteri di modellazione, l'analisi è stata sviluppata riconducendo la pila allo schema di oscillatore semplice con incastro alla base.

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PILA

	VI. 01	-	WBS viadotto
	P 1	-	Numero pila
Sigla pila	A	-	Tipologia pila per geometria
H_p	7.5	m	Altezza pila
γ	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f_{ck}	32	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

IV01 - CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e
fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 09 CL	IV00105001	C	51 di 146

s	m	Altezza sezione piena estremità superiore pila
s*	m	Altezza protuberanze pila
A	9.14 m ²	Sezione trasversale fusto pila
A _{sup}	16.6 m ²	Sezione trasversale estremità superiore pila
A _{sup} *	m ²	Sezione protuberanze testa pila (2 totali)
I _y	2.08E+13 mm ⁴	Inerzia mensola direzione trasversale
I _z	3.33E+12 mm ⁴	Inerzia mensola longitudinale
E	33346 MPa	Modulo di elasticità
K _T	4940113 N/mm	Rigidezza flessionale direzione trasversale
K _L	790418 N/mm	Rigidezza flessionale direzione longitudinale
K _{T,fess}	2470057 N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione trasversale
K _{L,fess}	395209 N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione longitudinale
P _{pila_tot}	3208 kN	Peso proprio pila
P _{sup.pila}	571 kN	Peso proprio del terzo superiore della pila + Peso pulvino
P _{inf.pila}	2637 kN	Peso proprio della parte inferiore della pila (Peso 2/3 del fusto)
m _{pila_tot}	327 kN/m/s ²	Massa pila
m _{sup.pila}	58 kN/m/s ²	Massa del terzo superiore della pila + pulvino
m _{inf.pila}	269 kN/m/s ²	Massa della parte inferiore della pila
Applicabilità analisi statica lineare		Analisi statica lineare applicabile

CALCOLO MASSA EFFICACE PILA/IMPALCATO

<u>Direzione longitudinale</u>		
P _{impalcato}	5300 kN	Peso dell'impalcato (travi+soletta)
P _{permanenti portati}	977 kN	Carichi permanenti portati totali
P _{traffico stradale}	2695 kN	Carico stradale
0.2xP _{traffico stradale}	539 kN	20% del carico dovuto al transito dei mezzi
m _{impalcato}	695 kN/m/s ²	Massa impalcato (PP+PERM.+0.2ACC) - direzione longitudinale
m_{efficace tot - longitudinale}	764 kN/m/s²	Massa efficace pila sup.+impalcato - direzione longitudinale
<u>Direzione trasversale</u>		
P _{impalcato}	5300 kN	Peso dell'impalcato (travi+soletta)
P _{permanenti portati}	977 kN	Carichi permanenti portati totali
P _{traffico ferroviario}	2695 kN	Carico ferroviario
0.2xP _{traffico ferroviario}	539 kN	20% del carico dovuto al transito dei mezzi
m _{impalcato}	695 kN/m/s ²	Massa impalcato (PP+PERM.+0.2ACC) - direzione trasversale
m_{efficace tot - trasversale}	764 kN/m/s²	Massa efficace pila sup.+impalcato - direzione trasversale

PARAMETRI SPETTRALI

a _g	0.056 g	PGA
S _s	1.500	Coefficiente stratigrafico

$a_g(T=0)$ 0.084 g Accelerazione spettrale al suolo ($a_g * S$)

CALCOLO PERIODO DI VIBRAZIONE PILA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Ipotesi sezione non fessurata ($E = E_m$)

TL 0.195 s Periodo di vibrazione

Spettro di progetto ($q = 1.5$)

ag(T) 0.160 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1.5$)

FL 1200 kN Taglio longitudinale base pila

ML 9000 kNm Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Spettro elastico ($q = 1$)

ag(T) 0.240 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1$)

FL 1800 kN Taglio longitudinale

ML 13500 kNm Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Ipotesi sezione fessurata ($E_f = 0.5E$)

TL,fess 0.276 s

Spettro di progetto ($q = 1.5$)

ag(T) 0.160 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1.5$)

FL 1200 kN Taglio longitudinale base pila

ML 9000 kNm Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Spettro elastico ($q = 1$)

ag(T) 0.240 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1$)

Fi,sup 2244 kN Forza di inerzia parte superiore

Fi,inf 807 kN Forza di inerzia parte inferiore

FL 3052 kN Taglio longitudinale intradosso plinto

ML 22128 kNm Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

CALCOLO PERIODO DI VIBRAZIONE PILA IN DIREZIONE TRASVERSALE

Ipotesi sezione non fessurata ($E = E_m$)

Tt 0.078 s

Spettro di progetto ($q = 1.5$)

ag(T) 0.114 g Accelerazione spettrale in direzione trasversale ($q=1.5$)

FT 852 kN Taglio trasversale

MT 6391 kNm Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

Spettro elastico ($q = 1$)

ag(T) 0.141 g Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1$)

FT 1057 kN Taglio trasversale

MT 7928 kNm Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

Ipotesi sezione fessurata ($E_f = 0.5E$)

TT,fess	0.110		
Spettro di progetto (q = 1.5)			
ag(T)	0.124 g	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1.5)	
FT	928 kN	Taglio trasversale	
MT	6959 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato	
Spettro elastico (q = 1)			
ag(T)	0.163 g	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1)	
Fi,sup	1520 kN	Forza di inerzia parte superiore	
Fi,inf	807 kN	Forza di inerzia parte inferiore	
FT	2327 kN	Taglio trasversale	
MT	15243 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato	

12.1.1 Sollecitazioni agenti

Si riporta di seguito la sintesi degli scarichi espletati dagli appoggi d'impalcato sulla pila, relativamente ai due lati, fisso e mobile, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate. Le grandezze che figurano nella Tabella di seguito fanno riferimento alle seguenti azioni trasmesse dagli appoggi:

N: Reazione verticale (positiva, se diretta verso l'alto)

Ht: Reazione orizzontale, in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

Hi: Reazione orizzontale, in direzione parallela all'asse del viadotto

LATO FISSO

CASI DI CARICO		APP. 1 (MULTIDIR.)			APP. 2 (MULTIDIR.)			APP. 3 (FISSO)			APP. 4 (FISSO)			APP. 5 (MULTIDIR.)			APP. 6 (MULTIDIR.)			
Sigla	Descrizione	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	P.p. travi+soletta	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	0
G2	Peso perm. non strutt.	128	0	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0	0
Q3	Azione di frenatura	0	0	0	0	0	0	0	-119	260	0	67	160	0	0	0	0	0	0	0
Q6	Azione del vento	0	0	0	0	0	0	0	23	0	0	29	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1	Carico mobile Q1	515	0	0	420	0	0	329	0	0	308	0	0	349	0	0	403	0	0	0

LATO MOBILE

CASI DI CARICO		APP. 7 (MULTIDIR.)			APP. 8 (MULTIDIR.)			APP. 9 (UNIDIR.)			APP. 10 (MULTID.)			APP. 11 (MULTID.)			APP. 12 (MULTID.)			
Sigla	Descrizione	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	P.p. travi+soletta	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	0
G2	Peso perm. non strutt.	128	0	0	128	0	0	128	52	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0	0
Q3	Azione di frenatura	0	0	0	0	0	0	0	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6	Azione del vento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1	Carico mobile Q1	515	0	0	420	0	0	329	0	0	308	0	0	349	0	0	403	0	0	0

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni indotte nella sezione a quota testa pila, desunte dagli scarichi espletati dagli appoggi. I momenti flettenti nei due piani di verifica sono ricavati tenendo in considerazione le eccentricità, rispetto all'asse pila, dei singoli appoggi su ciascun lato, in direzione longitudinale e in direzione trasversale.

I tagli agenti in condizioni sismiche, riportati nella seguente Tabella sono ricavati, come anticipato in precedenza, dallo schema di oscillatore semplice, considerando lo spettro di risposta di progetto.

Le grandezze che figurano nelle Tabelle riportate di seguito fanno riferimento al seguente gruppo di sollecitazioni:

: Sforzo normale (negativo, se di compressione)

Ht: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

Hi: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

Mt: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto

Ml: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI TESTA PILA				
	N	Ht	Hi	Mt	Ml
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU01	-17084	125	0	5262	0
SLU02	-17084	140	0	5262	0
SLU03	-17084	78	0	5262	0
SLU04	-15503	121	567	3937	0
SLU05	-15503	136	567	3937	0
SLU06	-15503	74	567	3937	0
SLU07	-10809	121	567	0	0
SLU08	-10809	136	567	0	0
SLU09	-10809	74	567	0	0
SLU10	-15503	156	0	3937	0
SLU11	-15503	78	0	3937	0
SLU12	-10809	156	0	0	0
SLU13	-10809	78	0	0	0
SLV01	-8766	278	1200	780	0
SLV02	-8766	278	1200	780	0
SLV03	-8766	278	1200	780	0
SLV04	-8766	278	1200	780	0
SLV05	-8766	928	360	780	0
SLV06	-8766	928	360	780	0
SLV07	-8766	928	360	780	0
SLV08	-8766	928	360	780	0

SLE_RARA01	-12484	83	0	3898	0
SLE_RARA02	-12484	94	0	3898	0
SLE_RARA03	-12484	52	0	3898	0
SLE_RARA04	-11322	80	420	2924	0
SLE_RARA05	-11322	91	420	2924	0
SLE_RARA06	-11322	49	420	2924	0
SLE_RARA07	-7836	80	420	0	0
SLE_RARA08	-7836	91	420	0	0
SLE_RARA09	-7836	49	420	0	0
SLE_RARA10	-11322	104	0	2924	0
SLE_RARA11	-11322	52	0	2924	0
SLE_RARA12	-7836	104	0	0	0
SLE_QPERM01	-7836	52	0	0	0
SLE_FREQ01	-11322	52	0	2924	0
SLE_FREQ02	-7836	62	0	0	0
SLE_FREQ03	-7836	52	0	0	0
ECC_1	-7836	52	0	0	0
ECC_2	-7836	52	0	0	0

Tabella 5: Sollecitazioni nella sezione a quota testa pila – P1-P2-P3-P6-P7

Il calcolo delle massime sollecitazioni agenti a quota spiccato plinto è stato effettuato trasportando le azioni relative alla sezione di testa pila e considerando i carichi aggiuntivi relativi al peso proprio della pila e all'azione del vento sulla pila.

Di seguito se ne riporta una sintesi.

Le grandezze che figurano nelle Tabelle riportate di seguito fanno riferimento al medesimo gruppo di sollecitazioni individuato in precedenza per la sezione a quota testa pila.

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI BASE PILA				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU01	-21414	159	84	6325	316
SLU02	-21414	185	113	6484	422
SLU03	-21414	78	0	5847	0
SLU04	-19834	155	651	4969	4569
SLU05	-19834	181	680	5128	4674
SLU06	-19834	74	567	4492	4253
SLU07	-15139	155	651	1032	4569
SLU08	-15139	181	680	1191	4674
SLU09	-15139	74	567	555	4253

SLU10	-19834	212	141	5318	527
SLU11	-19834	78	0	4522	0
SLU12	-15139	212	141	1381	527
SLU13	-15139	78	0	585	0
SLV01	-11973	278	1200	2867	9000
SLV02	-11973	278	1200	2867	9000
SLV03	-11973	278	1200	2867	9000
SLV04	-11973	278	1200	2867	9000
SLV05	-11973	928	360	7738	2700
SLV06	-11973	928	360	7738	2700
SLV07	-11973	928	360	7738	2700
SLV08	-11973	928	360	7738	2700
SLE_RARA01	-15692	106	56	4606	211
SLE_RARA02	-15692	124	75	4713	281
SLE_RARA03	-15692	52	0	4288	0
SLE_RARA04	-14530	103	476	3609	3361
SLE_RARA05	-14530	121	495	3716	3431
SLE_RARA06	-14530	49	420	3291	3150
SLE_RARA07	-11044	103	476	686	3361
SLE_RARA08	-11044	121	495	792	3431
SLE_RARA09	-11044	49	420	368	3150
SLE_RARA10	-14530	142	94	3844	352
SLE_RARA11	-14530	52	0	3314	0
SLE_RARA12	-11044	142	94	921	352
SLE_QPERM01	-11044	52	0	390	0
SLE_FREQ01	-14530	52	0	3314	0
SLE_FREQ02	-11044	70	19	496	70
SLE_FREQ03	-11044	52	0	390	0
ECC_1	-11044	52	-1500	390	-2700
ECC_2	-11044	-4000	0	-7200	0

Tabella 6: Sollecitazioni nella sezione di spiccato – P1-P2-P3-P6-P7

12.1.2 Verifica del fusto

Le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state svolte, seguendo i criteri esposti in precedenza, con il codice di calcolo RC-SEC, per ciascuna delle combinazioni di carico considerate.

La sezione di verifica è quella relativa allo spiccato della pila (quota estradosso plinto).

L'armatura longitudinale del fusto della pila prevede ferri distribuiti lungo il perimetro, sia lungo il lato interno che quello esterno.

Una sintesi delle caratteristiche dell'armatura longitudinale e a taglio (staffe) previste è esibita nei prospetti di seguito. Il valore del copriferro c che figura è valutato in asse barra; l'area di armatura minima da garantire, rispetto alla sezione di calcestruzzo, segue le prescrizioni riportate nel par.2.5.2.2.6 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

Armatura longitudinale		Armatura taglio longitudinale			Armatura a taglio trasversale		
\varnothing	n°	\varnothing	n° braccia	passo	\varnothing	n° braccia	passo
26	118	16	8	15	16	3	15

Le grandezze che figurano nelle verifiche riportate di seguito fanno riferimento al seguente gruppo di sollecitazioni:

N: Sforzo normale (positivo, se di compressione)

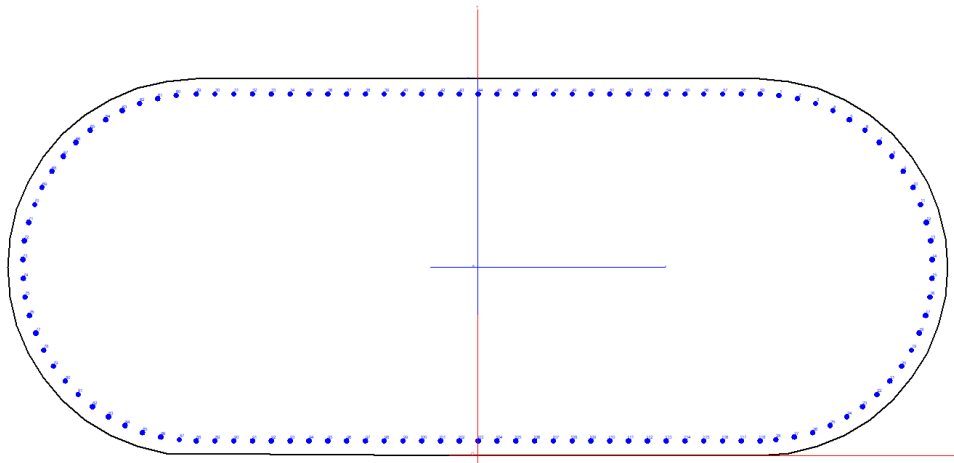
Vx: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

Vy: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

My: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto

Mx: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto

Di seguito le verifiche strutturali relative alla sezione di spicco della pila.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e
fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	58 di 146

Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-165.6	1.2
2	-180.9	4.9
3	-195.4	10.9
4	-208.8	19.1
5	-220.7	29.3
6	-230.9	41.2
7	-239.1	54.6
8	-245.1	69.1
9	-248.8	84.4
10	-250.0	100.0
11	-248.8	115.6
12	-245.1	130.9
13	-239.1	145.4
14	-230.9	158.8
15	-220.7	170.7
16	-208.8	180.9
17	-195.4	189.1
18	-180.9	195.1
19	-165.6	198.8
20	-150.0	200.0
21	0.0	200.0
22	150.0	200.0
23	165.6	198.8
24	180.9	195.1
25	195.4	189.1
26	208.8	180.9
27	220.7	170.7
28	230.9	158.8
29	239.1	145.4
30	245.1	130.9
31	248.8	115.6
32	250.0	100.0
33	248.8	84.4

34	245.1	69.1
35	239.1	54.6
36	230.9	41.2
37	220.7	29.3
38	208.8	19.1
39	195.4	10.9
40	180.9	4.9
41	165.6	1.2
42	150.0	0.0
43	0.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	160.3	191.3	26.0
2	170.1	189.6	26.0
3	179.8	187.1	26.0
4	189.0	183.2	26.0
5	197.8	178.4	26.0
6	206.1	172.9	26.0
7	213.7	166.4	26.0
8	220.4	159.0	26.0
9	226.4	151.1	26.0
10	231.6	142.5	26.0
11	235.6	133.3	26.0
12	238.7	123.9	26.0
13	241.1	114.2	26.0
14	241.8	104.2	26.0
15	241.7	94.2	26.0
16	240.7	84.2	26.0
17	238.3	74.5	26.0
18	235.0	65.1	26.0
19	230.8	56.1	26.0
20	225.6	47.5	26.0
21	219.3	39.7	26.0
22	212.4	32.5	26.0
23	204.8	26.0	26.0
24	196.4	20.7	26.0
25	187.5	16.1	26.0
26	178.3	12.3	26.0
27	168.5	10.0	26.0
28	158.6	8.6	26.0
29	-149.7	192.1	26.0
30	-139.7	192.1	26.0
31	-129.7	192.1	26.0
32	-119.7	192.1	26.0
33	-109.7	192.1	26.0
34	-99.7	192.1	26.0
35	-89.7	192.1	26.0
36	-79.7	192.1	26.0
37	-69.7	192.1	26.0
38	-59.7	192.1	26.0
39	-49.7	192.1	26.0
40	-39.7	192.1	26.0
41	-29.7	192.1	26.0
42	-19.7	192.1	26.0

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e
fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	60 di 146

43	-9.7	192.1	26.0
44	0.3	192.1	26.0
45	10.3	192.1	26.0
46	20.3	192.1	26.0
47	30.3	192.1	26.0
48	40.3	192.1	26.0
49	50.3	192.1	26.0
50	60.3	192.1	26.0
51	70.3	192.1	26.0
52	80.3	192.1	26.0
53	90.3	192.1	26.0
54	100.3	192.1	26.0
55	110.3	192.1	26.0
56	120.3	192.1	26.0
57	130.3	192.1	26.0
58	140.3	192.1	26.0
59	150.3	192.1	26.0
60	-160.3	191.3	26.0
61	-170.1	189.6	26.0
62	-179.8	187.1	26.0
63	-189.0	183.2	26.0
64	-197.8	178.4	26.0
65	-206.1	172.9	26.0
66	-213.7	166.4	26.0
67	-220.4	159.0	26.0
68	-226.4	151.1	26.0
69	-231.6	142.5	26.0
70	-235.6	133.3	26.0
71	-238.7	123.9	26.0
72	-241.1	114.2	26.0
73	-241.8	104.2	26.0
74	-241.7	94.2	26.0
75	-240.7	84.2	26.0
76	-238.3	74.5	26.0
77	-235.0	65.1	26.0
78	-230.8	56.1	26.0
79	-225.6	47.5	26.0
80	-219.3	39.7	26.0
81	-212.4	32.5	26.0
82	-204.8	26.0	26.0
83	-196.4	20.7	26.0
84	-187.5	16.1	26.0
85	-178.3	12.3	26.0
86	-168.5	10.0	26.0
87	-158.6	8.6	26.0
88	-149.7	7.9	26.0
89	-139.7	7.9	26.0
90	-129.7	7.9	26.0
91	-119.7	7.9	26.0
92	-109.7	7.9	26.0
93	-99.7	7.9	26.0
94	-89.7	7.9	26.0
95	-79.7	7.9	26.0
96	-69.7	7.9	26.0
97	-59.7	7.9	26.0
98	-49.7	7.9	26.0
99	-39.7	7.9	26.0

100	-29.7	7.9	26.0
101	-19.7	7.9	26.0
102	-9.7	7.9	26.0
103	0.3	7.9	26.0
104	10.3	7.9	26.0
105	20.3	7.9	26.0
106	30.3	7.9	26.0
107	40.3	7.9	26.0
108	50.3	7.9	26.0
109	60.3	7.9	26.0
110	70.3	7.9	26.0
111	80.3	7.9	26.0
112	90.3	7.9	26.0
113	100.3	7.9	26.0
114	110.3	7.9	26.0
115	120.3	7.9	26.0
116	130.3	7.9	26.0
117	140.3	7.9	26.0
118	150.3	7.9	26.0

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	11973.00	9000.00	2867.00	0.00	0.00
2	11973.00	2700.00	7738.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	11044.00	3431.00	792.00
2	15692.00	211.00	4713.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	14530.00	0.00 (0.00)	3314.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	11044.00	0.00 (0.00)	390.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.8 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	11973.00	9000.00	2867.00	11972.99	31682.72	10181.54	3.52626.5(273.6)	
2	S	11973.00	2700.00	7738.00	11973.14	20593.03	58047.83	7.51626.5(273.6)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	150.0	200.0	0.00283	150.3	192.1	-0.01421	-149.7	7.9
2	0.00350	195.4	189.1	0.00319	197.8	178.4	-0.00955	-196.4	20.7

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	0.000004565	0.000085046	-0.014193989	----	----
2	0.000019188	0.000032880	-0.006466989	----	----

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.18	150.0	200.0	1.4	-149.7	7.9	----	----
2	S	2.20	245.1	130.9	14.1	-238.3	74.5	----	----

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.89	250.0	100.0	15.2	-241.8	104.2	----	----

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	64 di 146

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.15	250.0	100.0	15.7	-241.7	94.2	---	---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

Per la verifiche a taglio seguenti si considerano le caratteristiche geometriche del rettangolo inscritto nella sezione di spiccato della pila.

VERIFICA A TAGLIO IN DIREZIONE X

bw	=	200	cm
h	=	500	cm
c	=	7.9	cm
d	=	h-c	= 492.1 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	40	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck	= 33.2 MPa
fcd	=	0.85xfck/gc	= 18.81 MPa

ARMATURE A TAGLIO

øst	=	16	
braccia	=	3	
øst2	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	15	cm
(Asw / s)	=	40.212	cm ² / m
a	=	90	° (90° staffe verticali)

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	65 di 146

ARMATURE LONGITUDINALI

$\varnothing l$ = 20
Numero = 10
Asl = 31.416 cm²

TAGLIO AGENTE VEd = 1500 (KN)
SFORZO NORMALE Ned = (KN)

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

k = 1.20
vmin = 0.266
rl = 0.0003
scp = 0.0000 (Mpa)
VRd = 1446.86 (KN) NO 2614.326166 (KN)
VRd = 2614.33 (KN)
ac = 1.0000 Ned/Ac= 0.0000 (Mpa)

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

IPOSTESI 1 Cot q = 2,5 q = 21,8°

Armatura trasversale

VRsd = 17422.50 (KN)

VRcd = 28731.85 (KN)

VRd = 17422.50 (KN) min(VRsd, VRcd)

IPOSTESI 2 Cot q = 1 q = 45°

Armatura trasversale

VRsd = 6969.00 (KN)

VRcd = 41661.19 (KN)

VRd = 6969.00 (KN) min(VRsd, VRcd)

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	66 di 146

IPOPOTESI 3 Cot q in cui $VR_{sd}=VR_{cd}$:Rottura bilanciata
 $\cot(q) = 3.31$ (calcolato) $\cot(q) = 2.50$ (limitato)
 $q = 16.81^\circ$
 $VR_{sd} = 23067.44$ (KN)

$VR_{cd} = 23067.44$ (KN)

$VR_d = 23067.44$ (KN)

MASSIMO TAGLIO RESISTENTE

$VR_d = 17424$ (KN)

VERIFICA A TAGLIO IN DIREZIONE Y

$b_w = 500$ cm
 $h = 200$ cm
 $c = 7.9$ cm
 $d = h - c = 192.1$ cm

MATERIALI

$f_{ywd} = 391.30$ MPa

$R_{ck} = 40$ MPa

$g_c = 1.5$

$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.2$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / g_c = 18.81$ MPa

ARMATURE A TAGLIO

$\varnothing_{st} = 16$

braccia = 3

$\varnothing_{st2} = 0$

braccia = 0

passo = 15 cm

$(A_{sw} / s) = 40.2$ cm² / m

$a = 90^\circ$ (90° staffe verticali)

ARMATURE LONGITUDINALI

$\varnothing_l = 20$

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	67 di 146

Numero = 25

Asl = 78.540 cm²

TAGLIO AGENTE VEd = 4000 (KN)

SFORZO NORMALE Ned = 0 (KN)

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

k = 1.32

vmin = 0.307

rl = 0.0008

scp = 0.0000 (Mpa)

VRd = 2126.69 (KN) NO 2946.517662 (KN)

VRd = 2946.52 (KN)

ac = 1.0000 Ned/Ac= 0.0000 (Mpa)

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

IPOTESI 1 Cot q = 2,5 q = 21,8°

Armatura trasversale

VRsd = 6801.18 (KN)

VRcd = 28039.98 (KN)

VRd = 6801.18 (KN) min(VRsd, VRcd)

IPOTESI 2 Cot q = 1 q = 45°

Armatura trasversale

VRsd = 2720.47 (KN)

VRcd = 40657.97 (KN)

VRd = 2720.47 (KN) min(VRsd, VRcd)

IPOTESI 3 Cot q in cui VRsd=VRcd :Rottura bilanciata

cot(q) = 5.37 (calcolato) cot(q) = 2.50 (limitato)

q = 10.54 °

VRsd = 14622.48 (KN)

VRcd = 14622.48 (KN)

VRd = 14622.48 (KN)

MASSIMO TAGLIO RESISTENTE

VRd = 6802 (KN)

12.2 Pile P2-P3

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al fusto della pila caratterizzata dall'altezza massima fra quelle del tipo in esame che prevedono la medesima tipologia di armatura. Per le sollecitazioni relative a ciascuna delle pile, si faccia riferimento ai tabulati di calcolo. I dati identificativi della pila di cui si mostrano le verifiche strutturali, sono sintetizzati nel prospetto di seguito.

	IV. 01	-	WBS viadotto
	P 2-3	-	Numero pila
Sigla geometria	A		Codice pila per tipologia geometria
H _p	9.00	m	Altezza pila

Si riportano di seguito la sintesi delle proprietà geometriche e meccaniche delle pile di calcolo, nonché le valutazioni effettuate per l'analisi sismica, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo spettro elastico (q=1) e allo spettro di progetto (q=1.5): come anticipato nei criteri di modellazione, l'analisi è stata sviluppata riconducendo la pila allo schema di oscillatore semplice con incastro alla base.

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PILA			
	IV. 01	-	WBS viadotto
	P 2	-	Numero pila
Sigla pila	A	-	Tipologia pila per geometria
H _p	9.0	m	Altezza pila
γ	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f _{ck}	32	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
s		m	Altezza sezione piena estremità superiore pila
s*		m	Altezza protuberanze pila
A	9.14	m ²	Sezione trasversale fusto pila
A _{sup}	16.6	m ²	Sezione trasversale estremità superiore pila
A _{sup} *		m ²	Sezione protuberanze testa pila (2 totali)
I _y	2.08E+13	mm ⁴	Inerzia mensola direzione trasversale
I _z	3.33E+12	mm ⁴	Inerzia mensola longitudinale
E	33346	MPa	Modulo di elasticità

K_T	2858862 N/mm	Rigidezza flessionale direzione trasversale
K_L	457418 N/mm	Rigidezza flessionale direzione longitudinale
$K_{T,fess}$	1429431 N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione trasversale
$K_{L,fess}$	228709 N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione longitudinale
P_{pila_tot}	3551 kN	Peso proprio pila
$P_{sup.pila}$	686 kN	Peso proprio del terzo superiore della pila + Peso pulvino
$P_{inf.pila}$	2865 kN	Peso proprio della parte inferiore della pila (Peso 2/3 del fusto)
m_{pila_tot}	362 kN/m/s ²	Massa pila
$m_{sup.pila}$	70 kN/m/s ²	Massa del terzo superiore della pila + pulvino
$m_{inf.pila}$	292 kN/m/s ²	Massa della parte inferiore della pila
Applicabilità analisi statica lineare		Analisi statica lineare applicabile

CALCOLO MASSA EFFICACE PILA/IMPALCATO

<u>Direzione longitudinale</u>		
$P_{impalcato}$	5300 kN	Peso dell'impalcato (travi+soletta)
$P_{permanenti\ portati}$	977 kN	Carichi permanenti portati totali
$P_{traffico\ stradale}$	2695 kN	Carico stradale
$0.2 \times P_{traffico\ stradale}$	539 kN	20% del carico dovuto al transito dei mezzi
$m_{impalcato}$	695 kN/m/s ²	Massa impalcato (PP+PERM.+0.2ACC) - direzione longitudinale
$m_{efficace\ tot - longitudinale}$	775 kN/m/s²	Massa efficace pila sup.+impalcato - direzione longitudinale
<u>Direzione trasversale</u>		
$P_{impalcato}$	5300 kN	Peso dell'impalcato (travi+soletta)
$P_{permanenti\ portati}$	977 kN	Carichi permanenti portati totali
$P_{traffico\ ferroviario}$	2695 kN	Carico ferroviario
$0.2 \times P_{traffico\ ferroviario}$	539 kN	20% del carico dovuto al transito dei mezzi
$m_{impalcato}$	695 kN/m/s ²	Massa impalcato (PP+PERM.+0.2ACC) - direzione trasversale
$m_{efficace\ tot - trasversale}$	775 kN/m/s²	Massa efficace pila sup.+impalcato - direzione trasversale

PARAMETRI SPETTRALI

a_g	0.060 g	PGA
S_s	1.500	Coefficiente stratigrafico
$a_g(T=0)$	0.090 g	Accelerazione spettrale al suolo ($a_g * S$)

CALCOLO PERIODO DI VIBRAZIONE PILA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

<u>Ipotesi sezione non fessurata ($E = E_m$)</u>		
TL	0.259 s	Periodo di vibrazione
Spettro di progetto ($q = 1.5$)		
$a_g(T)$	0.160 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale ($q=1.5$)

FL	1218 kN	Taglio longitudinale base pila
ML	10965 kNm	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)		
ag(T)	0.240 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1)
FL	1827 kN	Taglio longitudinale
ML	16447 kNm	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
<u>Ipotesi sezione fessurata ($E_f = 0.5E$)</u>		
TL,fess	0.366 s	
Spettro di progetto (q = 1.5)		
ag(T)	0.160 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1.5)
FL	1218 kN	Taglio longitudinale base pila
ML	10965 kNm	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)		
ag(T)	0.240 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1)
Fi,sup	2272 kN	Forza di inerzia parte superiore
Fi,inf	983 kN	Forza di inerzia parte inferiore
FL	3255 kN	Taglio longitudinale intradosso plinto
ML	25973 kNm	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

CALCOLO PERIODO DI VIBRAZIONE PILA IN DIREZIONE TRASVERSALE

<u>Ipotesi sezione non fessurata ($E = E_m$)</u>		
Tt	0.103 s	
Spettro di progetto (q = 1.5)		
ag(T)	0.122 g	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1.5)
FT	924 kN	Taglio trasversale
MT	8318 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)		
ag(T)	0.158 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1)
FT	1199 kN	Taglio trasversale
MT	10795 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
<u>Ipotesi sezione fessurata ($E_f = 0.5E$)</u>		
TT,fess	0.146	
Spettro di progetto (q = 1.5)		
ag(T)	0.135 g	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1.5)
FT	1025 kN	Taglio trasversale
MT	9222 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)		
ag(T)	0.186 g	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1)

Fi,sup	1758 kN	Forza di inerzia parte superiore
Fi,inf	983 kN	Forza di inerzia parte inferiore
FT	2741 kN	Taglio trasversale
MT	20318 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

12.2.1 Sollecitazioni agenti

Si riporta di seguito la sintesi degli scarichi espletati dagli appoggi d'impalcato sulla pila, relativamente ai due lati, fisso e mobile, per ciascuna delle condizioni di carico elementari analizzate. Le grandezze che figurano nella Tabella di seguito fanno riferimento alle seguenti azioni trasmesse dagli appoggi:

N: Reazione verticale (positiva, se diretta verso l'alto)

Ht: Reazione orizzontale, in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

Hi: Reazione orizzontale, in direzione parallela all'asse del viadotto

LATO FISSO

CASI DI CARICO		APP. 1 (MULTIDIR.)			APP. 2 (MULTIDIR.)			APP. 3 (FISSO)			APP. 4 (FISSO)			APP. 5 (MULTIDIR.)			APP. 6 (MULTIDIR.)		
Sigla	Descrizione	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	P.p. travi+soletta	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0
G2	Peso perm. non strutt.	128	0	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0
Q3	Azione di frenatura	0	0	0	0	0	0	0	-119	260	0	67	160	0	0	0	0	0	0
Q6	Azione del vento	0	0	0	0	0	0	0	23	0	0	29	0	0	0	0	0	0	0
Q1	Carico mobile Q1	515	0	0	420	0	0	329	0	0	308	0	0	349	0	0	403	0	0

LATO MOBILE

CASI DI CARICO		APP. 7 (MULTIDIR.)			APP. 8 (MULTIDIR.)			APP. 9 (UNIDIR.)			APP. 10 (MULTID.)			APP. 11 (MULTID.)			APP. 12 (MULTID.)		
Sigla	Descrizione	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi	N	Ht	Hi
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	P.p. travi+soletta	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0	525	0	0
G2	Peso perm. non strutt.	128	0	0	128	0	0	128	52	0	128	0	0	128	0	0	128	0	0
Q3	Azione di frenatura	0	0	0	0	0	0	0	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6	Azione del vento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1	Carico mobile Q1	515	0	0	420	0	0	329	0	0	308	0	0	349	0	0	403	0	0

Si riporta di seguito la sintesi delle sollecitazioni indotte nella sezione a quota testa pila, desunte dagli scarichi espletati dagli appoggi. I momenti flettenti nei due piani di verifica sono ricavati tenendo in considerazione le eccentricità, rispetto all'asse pila, dei singoli appoggi su ciascun lato, in direzione longitudinale e in direzione trasversale.

I tagli agenti in condizioni sismiche, riportati nella seguente Tabella sono ricavati, come anticipato in precedenza, dallo schema di oscillatore semplice, considerando lo spettro di risposta di progetto.

Le grandezze che figurano nelle Tabelle riportate di seguito fanno riferimento al seguente gruppo di sollecitazioni:

: Sforzo normale (negativo, se di compressione)

Ht: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

HI: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

Mt: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto

MI: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI TESTA PILA				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU01	-17084	125	0	5262	0
SLU02	-17084	140	0	5262	0
SLU03	-17084	78	0	5262	0
SLU04	-15503	121	567	3937	0
SLU05	-15503	136	567	3937	0
SLU06	-15503	74	567	3937	0
SLU07	-10809	121	567	0	0
SLU08	-10809	136	567	0	0
SLU09	-10809	74	567	0	0
SLU10	-15503	156	0	3937	0
SLU11	-15503	78	0	3937	0
SLU12	-10809	156	0	0	0
SLU13	-10809	78	0	0	0
SLV01	-8766	307	1218	780	0
SLV02	-8766	307	1218	780	0
SLV03	-8766	307	1218	780	0
SLV04	-8766	307	1218	780	0
SLV05	-8766	1025	365	780	0
SLV06	-8766	1025	365	780	0
SLV07	-8766	1025	365	780	0
SLV08	-8766	1025	365	780	0

SLE_RARA01	-12484	83	0	3898	0
SLE_RARA02	-12484	94	0	3898	0
SLE_RARA03	-12484	52	0	3898	0
SLE_RARA04	-11322	80	420	2924	0
SLE_RARA05	-11322	91	420	2924	0
SLE_RARA06	-11322	49	420	2924	0
SLE_RARA07	-7836	80	420	0	0
SLE_RARA08	-7836	91	420	0	0
SLE_RARA09	-7836	49	420	0	0
SLE_RARA10	-11322	104	0	2924	0
SLE_RARA11	-11322	52	0	2924	0
SLE_RARA12	-7836	104	0	0	0
SLE_QPERM01	-7836	52	0	0	0
SLE_FREQ01	-11322	52	0	2924	0
SLE_FREQ02	-7836	62	0	0	0
SLE_FREQ03	-7836	52	0	0	0
ECC_1	-7836	52	0	0	0
ECC_2	-7836	52	0	0	0

Tabella 7: Sollecitazioni nella sezione a quota testa pila – P4-P5

Il calcolo delle massime sollecitazioni agenti a quota spiccato plinto è stato effettuato trasportando le azioni relative alla sezione di testa pila e considerando i carichi aggiuntivi relativi al peso proprio della pila e all'azione del vento sulla pila.

Di seguito se ne riporta una sintesi.

Le grandezze che figurano nelle Tabelle riportate di seguito fanno riferimento al medesimo gruppo di sollecitazioni individuato in precedenza per la sezione a quota testa pila.

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI BASE PILA				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU01	-21877	165	101	6568	456
SLU02	-21877	194	135	6769	608
SLU03	-21877	78	0	5964	0
SLU04	-20297	161	668	5206	5559
SLU05	-20297	190	702	5407	5711
SLU06	-20297	74	567	4603	5103
SLU07	-15602	161	668	1269	5559
SLU08	-15602	190	702	1470	5711
SLU09	-15602	74	567	666	5103

SLU10	-20297	224	169	5645	759
SLU11	-20297	78	0	4639	0
SLU12	-15602	224	169	1708	759
SLU13	-15602	78	0	702	0
SLV01	-12316	307	1218	3546	10965
SLV02	-12316	307	1218	3546	10965
SLV03	-12316	307	1218	3546	10965
SLV04	-12316	307	1218	3546	10965
SLV05	-12316	1025	365	10002	3289
SLV06	-12316	1025	365	10002	3289
SLV07	-12316	1025	365	10002	3289
SLV08	-12316	1025	365	10002	3289
SLE_RARA01	-16035	110	68	4768	304
SLE_RARA02	-16035	130	90	4902	405
SLE_RARA03	-16035	52	0	4366	0
SLE_RARA04	-14873	107	488	3767	4084
SLE_RARA05	-14873	127	510	3901	4185
SLE_RARA06	-14873	49	420	3365	3780
SLE_RARA07	-11387	107	488	843	4084
SLE_RARA08	-11387	127	510	977	4185
SLE_RARA09	-11387	49	420	441	3780
SLE_RARA10	-14873	149	113	4062	506
SLE_RARA11	-14873	52	0	3392	0
SLE_RARA12	-11387	149	113	1139	506
SLE_QPERM01	-11387	52	0	468	0
SLE_FREQ01	-14873	52	0	3392	0
SLE_FREQ02	-11387	71	23	602	101
SLE_FREQ03	-11387	52	0	468	0
ECC_1	-11387	52	-3280	468	-5904
ECC_2	-11387	-2737	0	-4927	0

Tabella 8: Sollecitazioni nella sezione di spiccato – P4-P5

12.2.2 Verifica del fusto

Le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state svolte, seguendo i criteri esposti in precedenza, con il codice di calcolo RC-SEC, per ciascuna delle combinazioni di carico considerate.

La sezione di verifica è quella relativa allo spiccato della pila (quota estradosso plinto).

L'armatura longitudinale del fusto della pila prevede ferri distribuiti lungo il perimetro, sia lungo il lato interno che quello esterno.

Una sintesi delle caratteristiche dell'armatura longitudinale e a taglio (staffe) previste è esibita nei prospetti di seguito. Il valore del copriferro c che figura è valutato in asse barra; l'area di armatura minima da garantire, rispetto alla sezione di calcestruzzo, segue le prescrizioni riportate nel par.2.5.2.2.6 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

Armatura longitudinale		Armatura taglio longitudinale			Armatura a taglio trasversale		
\varnothing	n°	\varnothing	n° braccia	passo	\varnothing	n° braccia	passo
26	118	16	8	15	16	3	15

Le grandezze che figurano nelle verifiche riportate di seguito fanno riferimento al seguente gruppo di sollecitazioni:

N: Sforzo normale (positivo, se di compressione)

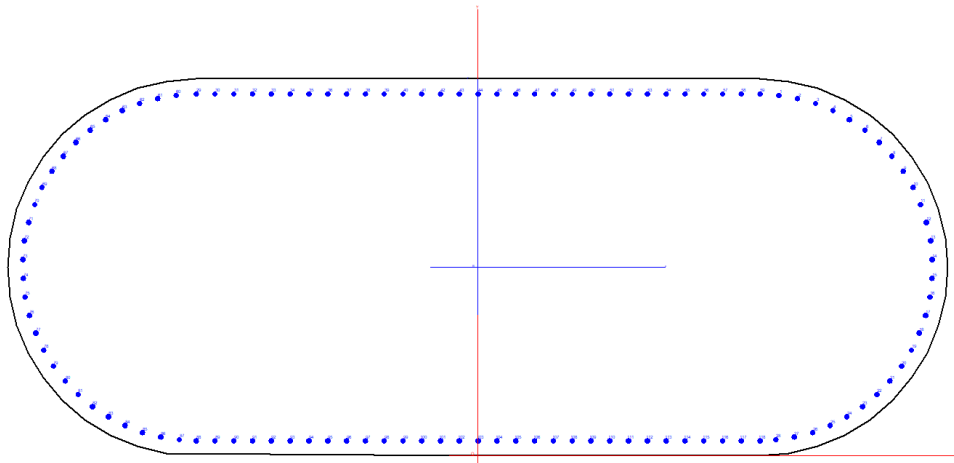
V_x: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

V_y: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

M_y: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto

M_x: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto

Di seguito le verifiche strutturali relative alla sezione di spicco della pila.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e
fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	76 di 146

Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-165.6	1.2
2	-180.9	4.9
3	-195.4	10.9
4	-208.8	19.1
5	-220.7	29.3
6	-230.9	41.2
7	-239.1	54.6
8	-245.1	69.1
9	-248.8	84.4
10	-250.0	100.0
11	-248.8	115.6
12	-245.1	130.9
13	-239.1	145.4
14	-230.9	158.8
15	-220.7	170.7
16	-208.8	180.9
17	-195.4	189.1
18	-180.9	195.1
19	-165.6	198.8
20	-150.0	200.0
21	0.0	200.0
22	150.0	200.0
23	165.6	198.8
24	180.9	195.1
25	195.4	189.1
26	208.8	180.9
27	220.7	170.7
28	230.9	158.8
29	239.1	145.4
30	245.1	130.9
31	248.8	115.6
32	250.0	100.0
33	248.8	84.4

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	77 di 146

34	245.1	69.1
35	239.1	54.6
36	230.9	41.2
37	220.7	29.3
38	208.8	19.1
39	195.4	10.9
40	180.9	4.9
41	165.6	1.2
42	150.0	0.0
43	0.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	160.3	191.3	26.0
2	170.1	189.6	26.0
3	179.8	187.1	26.0
4	189.0	183.2	26.0
5	197.8	178.4	26.0
6	206.1	172.9	26.0
7	213.7	166.4	26.0
8	220.4	159.0	26.0
9	226.4	151.1	26.0
10	231.6	142.5	26.0
11	235.6	133.3	26.0
12	238.7	123.9	26.0
13	241.1	114.2	26.0
14	241.8	104.2	26.0
15	241.7	94.2	26.0
16	240.7	84.2	26.0
17	238.3	74.5	26.0
18	235.0	65.1	26.0
19	230.8	56.1	26.0
20	225.6	47.5	26.0
21	219.3	39.7	26.0
22	212.4	32.5	26.0
23	204.8	26.0	26.0
24	196.4	20.7	26.0
25	187.5	16.1	26.0
26	178.3	12.3	26.0
27	168.5	10.0	26.0
28	158.6	8.6	26.0
29	-149.7	192.1	26.0
30	-139.7	192.1	26.0
31	-129.7	192.1	26.0
32	-119.7	192.1	26.0
33	-109.7	192.1	26.0
34	-99.7	192.1	26.0
35	-89.7	192.1	26.0
36	-79.7	192.1	26.0
37	-69.7	192.1	26.0
38	-59.7	192.1	26.0
39	-49.7	192.1	26.0
40	-39.7	192.1	26.0
41	-29.7	192.1	26.0
42	-19.7	192.1	26.0

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e
fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	78 di 146

43	-9.7	192.1	26.0
44	0.3	192.1	26.0
45	10.3	192.1	26.0
46	20.3	192.1	26.0
47	30.3	192.1	26.0
48	40.3	192.1	26.0
49	50.3	192.1	26.0
50	60.3	192.1	26.0
51	70.3	192.1	26.0
52	80.3	192.1	26.0
53	90.3	192.1	26.0
54	100.3	192.1	26.0
55	110.3	192.1	26.0
56	120.3	192.1	26.0
57	130.3	192.1	26.0
58	140.3	192.1	26.0
59	150.3	192.1	26.0
60	-160.3	191.3	26.0
61	-170.1	189.6	26.0
62	-179.8	187.1	26.0
63	-189.0	183.2	26.0
64	-197.8	178.4	26.0
65	-206.1	172.9	26.0
66	-213.7	166.4	26.0
67	-220.4	159.0	26.0
68	-226.4	151.1	26.0
69	-231.6	142.5	26.0
70	-235.6	133.3	26.0
71	-238.7	123.9	26.0
72	-241.1	114.2	26.0
73	-241.8	104.2	26.0
74	-241.7	94.2	26.0
75	-240.7	84.2	26.0
76	-238.3	74.5	26.0
77	-235.0	65.1	26.0
78	-230.8	56.1	26.0
79	-225.6	47.5	26.0
80	-219.3	39.7	26.0
81	-212.4	32.5	26.0
82	-204.8	26.0	26.0
83	-196.4	20.7	26.0
84	-187.5	16.1	26.0
85	-178.3	12.3	26.0
86	-168.5	10.0	26.0
87	-158.6	8.6	26.0
88	-149.7	7.9	26.0
89	-139.7	7.9	26.0
90	-129.7	7.9	26.0
91	-119.7	7.9	26.0
92	-109.7	7.9	26.0
93	-99.7	7.9	26.0
94	-89.7	7.9	26.0
95	-79.7	7.9	26.0
96	-69.7	7.9	26.0
97	-59.7	7.9	26.0
98	-49.7	7.9	26.0
99	-39.7	7.9	26.0

100	-29.7	7.9	26.0
101	-19.7	7.9	26.0
102	-9.7	7.9	26.0
103	0.3	7.9	26.0
104	10.3	7.9	26.0
105	20.3	7.9	26.0
106	30.3	7.9	26.0
107	40.3	7.9	26.0
108	50.3	7.9	26.0
109	60.3	7.9	26.0
110	70.3	7.9	26.0
111	80.3	7.9	26.0
112	90.3	7.9	26.0
113	100.3	7.9	26.0
114	110.3	7.9	26.0
115	120.3	7.9	26.0
116	130.3	7.9	26.0
117	140.3	7.9	26.0
118	150.3	7.9	26.0

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	12316.00	10965.00	3546.00	0.00	0.00
2	123116.00	10002.00	3289.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	14873.00	4185.00	3901.00
2	16035.00	4902.00	405.00
3	11387.00	4185.00	977.00

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

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

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	14873.00	3392.00 (0.00)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	11387.00	468.00 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.8 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	12316.00	10965.00	3546.00	12315.86	31921.24	10337.11	2.91626.5(273.6)	
2	S	123116.00	10002.00	3289.00	123115.83	45135.21	14829.03	4.49626.5(314.6)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	150.0	200.0	0.00284	150.3	192.1	-0.01399	-149.7	7.9

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	81 di 146

2	0.00350	150.0	200.0	0.00334	150.3	192.1	-0.00081	-149.7	7.9
---	---------	-------	-------	---------	-------	-------	----------	--------	-----

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	0.000004567	0.000083928	-0.013970685	----	----
2	0.000001388	0.000020282	-0.000764624	----	----

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.05	165.6	198.8	0.1	-168.5	10.0	0	0.0
2	S	3.08	150.0	200.0	3.3	-149.7	7.9	----	----
3	S	2.46	150.0	200.0	-1.5	-149.7	7.9	396	15.9

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00001	0	----	.0	66	0.00000 (0.00000)	0	0.002 (990.00)	133667.42	124596.56
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0.00	0.00
3	S	-0.00001	0	0.500	26.0	55	0.00000 (0.00000)	296	0.001 (990.00)	70495.67	16457.41

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	82 di 146

1 S 2.49 150.0 200.0 8.2 -149.7 7.9 --- ---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.27	150.0	200.0	15.0	-149.7	7.9	---	---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

VERIFICA A TAGLIO IN DIREZIONE X

bw = 200 cm
h = 500 cm
c = 7.9 cm
d = h-c = 492.1 cm

MATERIALI

fywd = 391.30 MPa
Rck = 40 MPa
gc = 1.5
fck = 0.83xRck = 33.2 MPa
fcd = 0.85xfck/gc = 18.81 MPa

ARMATURE A TAGLIO

øst = 16
braccia = 3
øst2 = 0
braccia = 0
passo = 15 cm
(Asw / s) = 40.212 cm² / m
a = 90 ° (90° staffe verticali)

ARMATURE LONGITUDINALI

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	83 di 146

ϕ = 20
 Numero = 10
 Asl = 31.416 cm²

TAGLIO AGENTE VEd = 2737 (KN)
 SFORZO NORMALE Ned = (KN)

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

k = 1.20
 v_{min} = 0.266
 r_l = 0.0003
 s_{cp} = 0.0000 (Mpa)

VR_d = 1446.86 (KN) NO 2614.326166 (KN)
 VR_d = 2614.33 (KN)
 ac = 1.0000 Ned/Ac= 0.0000 (Mpa)

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

IPOTESI 1 Cot q = 2,5 q = 21,8°
 Armatura trasversale

VR_{sd} = 17422.50 (KN)

VR_{cd} = 28731.85 (KN)

VR_d = 17422.50 (KN) min(VR_{sd}, VR_{cd})

IPOTESI 2 Cot q = 1 q = 45°
 Armatura trasversale

VR_{sd} = 6969.00 (KN)

VR_{cd} = 41661.19 (KN)

VR_d = 6969.00 (KN) min(VR_{sd}, VR_{cd})

IPOTESI 3 Cot q in cui VR_{sd}=VR_{cd} :Rottura bilanciata
 cot(q) = 3.31 (calcolato) cot(q) = 2.50 (limitato)

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	84 di 146

$$q = 16.81 \text{ }^\circ$$

$$VR_{sd} = 23067.44 \text{ (KN)}$$

$$VR_{cd} = 23067.44 \text{ (KN)}$$

$$VR_d = 23067.44 \text{ (KN)}$$

MASSIMO TAGLIO RESISTENTE

$$VR_d = 17424 \text{ (KN)}$$

VERIFICA A TAGLIO IN DIREZIONE Y

$$b_w = 500 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$c = 7.9 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 192.1 \text{ cm}$$

MATERIALI

$$f_{ywd} = 391.30 \text{ MPa}$$

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

$$g_c = 1.5$$

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.2 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / g_c = 18.81 \text{ MPa}$$

ARMATURE A TAGLIO

$$\varnothing_{st} = 16$$

$$\text{braccia} = 3$$

$$\varnothing_{st2} = 0$$

$$\text{braccia} = 0$$

$$\text{passo} = 15 \text{ cm}$$

$$(A_{sw} / s) = 40.2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$a = 90 \text{ }^\circ \text{ (90}^\circ \text{ staffe verticali)}$$

ARMATURE LONGITUDINALI

$$\varnothing_l = 20$$

$$\text{Numero} = 25$$

$$A_{sl} = 78.540 \text{ cm}^2$$

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	85 di 146

TAGLIO AGENTE VEd = 3280 (KN)

SFORZO NORMALE Ned = 0 (KN)

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

k = 1.32
vmin = 0.307
rl = 0.0008
scp = 0.0000 (Mpa)

VRd = 2126.69 (KN) NO 2946.517662 (KN)

VRd = 2946.52 (KN)

ac = 1.0000 Ned/Ac= 0.0000 (Mpa)

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

IIPOTESI 1 Cot q = 2,5 q = 21,8°

Armatura trasversale

VRsd = 6801.18 (KN)

VRcd = 28039.98 (KN)

VRd = 6801.18 (KN) min(VRsd, VRcd)

IIPOTESI 2 Cot q = 1 q = 45°

Armatura trasversale

VRsd = 2720.47 (KN)

VRcd = 40657.97 (KN)

VRd = 2720.47 (KN) min(VRsd, VRcd)

IIPOTESI 3 Cot q in cui VRsd=VRcd :Rottura bilanciata

cot(q) = 5.37 (calcolato) cot(q) = 2.50 (limitato)

q = 10.54 °

VRsd = 14622.48 (KN)

VRcd = 14622.48 (KN)

VRd = 14622.48 (KN)

MASSIMO TAGLIO RESISTENTE

VRd = 6802 (KN)

13 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL PULVINO

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al pulvino, valide per entrambe le tipologie di pila.

Per determinare le sollecitazioni del pulvino ed eseguire quindi le verifiche, tale elemento strutturale è stato modellato come una mensola incastrata in prossimità dell'attacco con il fusto della pila nel programma di calcolo STRAUS.

13.1.1 Sollecitazioni agenti

Nelle tabelle di seguito si riportano le sollecitazioni massime per il pulvino (lo sforzo normale è di compressione se positivo).

Tabella 2 Sollecitazioni pulvino

Pulvino		N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	-	6490	4293
	SLV	-	4722	3106
SLE	RARA	-	4722	-
	FREQ	-	4722	-
	QPERM	-	4722	-

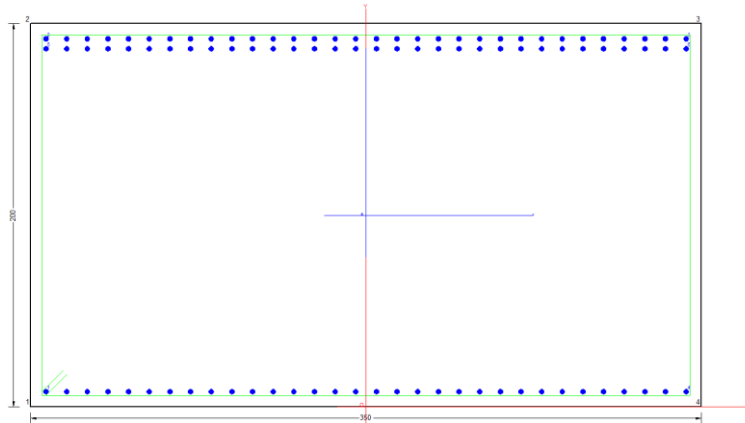
13.1.2 Verifica strutturale del pulvino

Le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state svolte, seguendo i criteri esposti in precedenza, con il codice di calcolo RC-SEC, per ciascuna delle combinazioni di carico considerate.

Si riassume di seguito l'armatura adottata.

Armatura tesa		Armatura compressa		Armatura taglio		
1° strato	32Ø26	1° strato	16Ø26	Ø	n° braccia	passo
2° strato	32Ø26	2° strato	-	16	6	15

La sezione risulta verificata con l'armatura prevista.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810 MPa	
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00 daN/cm ²	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa	
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
		Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00 MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30 MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30 MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :		1.00	
Coeff. Aderenza differito β1*β2 :		0.50	

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

360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-175.0	0.0
2	-175.0	200.0
3	175.0	200.0
4	175.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-167.1	7.9	26
2	-167.1	192.1	26
3	167.1	192.1	26
4	167.1	7.9	26
5	-167.1	186.9	26
6	167.1	186.9	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	30	26
2	2	3	30	26
3	5	6	30	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	0.00	6490.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	4722.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	4722.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	4722.00 (8896.85)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	4722.00 (8896.85)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.6 cm

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

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

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

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	90 di 146

1	S	0.00	6490.00	0.00	0.00	12566.83	0.00	1.94339.8(120.4)
2	S	0.00	4722.00	0.00	0.00	12566.83	0.00	2.66339.8(120.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.057	-175.0	200.0	0.00096	-167.1	192.1	-0.05826	-167.1	7.9
2	0.00350	0.057	-175.0	200.0	0.00096	-167.1	192.1	-0.05826	-167.1	7.9

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000321493	-0.060798569	0.057	0.700
2	0.000000000	0.000321493	-0.060798569	0.057	0.700

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.53	-175.0	200.0	-154.2	-91.6	7.9	6825	169.9

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e3	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	91 di 146

Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00081	0	0.500	26.0	66	0.00046 (0.00046)	402	0.186 (990.00)	8896.85	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.53	-175.0	200.0	-154.2	-91.6	7.9	6825	169.9

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00081	0	0.500	26.0	66	0.00046 (0.00046)	402	0.186 (0.40)	8896.85	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.53	-175.0	200.0	-154.2	-91.6	7.9	6825	169.9

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00081	0	0.500	26.0	66	0.00048 (0.00046)	402	0.195 (0.30)	8896.85	0.00

VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE

bw	=	350	cm
h	=	200	cm
c	=	7.9	cm
d	=	h-c	= 192.1 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	40	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck	= 33.2 MPa
fcd	=	0.85xfck/gc	= 18.81 MPa

ARMATURE A TAGLIO

øst	=	16	
braccia	=	6	
øst2	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	15	cm

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	92 di 146

(Asw / s) = 80.425 cm² / m
a = 90 °(90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE VEd = 4293 (KN)
SFORZO NORMALE Ned = 0 (KN)
ac = 1.0000

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

cot(q) = 3.08
q = 18.01 °

IPOTESI 1 $1 \leq \cot q \leq 2.5$ Rottura bilanciata VRsd=VRcd

VRsd = 16736.22 (KN)

VRcd = 16736.22 (KN)

VRd = 16736 (KN) min(VRsd, VRcd)

IPOTESI 2 $\cot q > 2,5$ Si assume q = 21,8°
Armatura trasversale

VRsd = 13602.36 (KN)

VRcd = 19627.98 (KN)

VRd = 13602 (KN) min(VRsd, VRcd)

IPOTESI 3 $\cot q = 1$ q = 45°
Armatura trasversale

VRsd = 5440.95 (KN)

VRcd = 28460.58 (KN)

VRd = 5440.95 (KN) min(VRsd, VRcd)

ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE

13.2 Pile P1-P4

Nei paragrafi successivi si forniscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al sistema di fondazione. In particolare, le verifiche strutturali esibite riguardano il plinto di fondazione e la palificata relativi alla pila di altezza massima, fra quelle in esame aventi medesima tipologia di armatura.

I dati identificativi del sistema di fondazione sono sintetizzati nei prospetti di seguito:

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PLINTO DI FONDAZIONE			
Sigla plinto	F1	-	Tipologia plinto per geometria
γ	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f_{ck}	25	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
B_T	13.20	m	Dimensione plinto in pianta
B_L	9.60	m	Dimensione plinto in pianta
s	2.0	m	Spessore del plinto
P_{plinto}	6336	kN	Peso del plinto
m_{plinto}	646	kN/m ²	Massa del plinto
S_{terr}	1.0	m	Spessore medio ricoprimento

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PALI DI FONDAZIONE			
γ	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f_{ck}	25	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
n_L	4	-	Numero file in direzione longitudinale
n_T	3	-	Numero file in direzione trasversale
n	12	-	Numero pali
ϕ	1200	mm	Diametro pali

13.2.1 Sollecitazioni agenti

Per le combinazioni di carico statiche, le sollecitazioni ad intradosso plinto sono state ottenute a partire da quelle indotte a base pila, tenendo conto del peso del plinto di fondazione, del carico permanente dovuto al peso del ricoprimento sul plinto, valutato considerandone uno spessore medio, e dell'eccentricità tra la sezione di spiccato e quella di intradosso del plinto (spessore della fondazione).

In condizione sismica, invece, secondo quanto prescritto nel par.7.2.5 del DM 17.1.2018, per le strutture progettate in CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti.

Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD

“B”, e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Ciò significa che le azioni di taglio e momento di verifica della fondazione devono essere pari ai valori minimi risultanti da questi tre casi sopraelencati, per i quali si riporta un riepilogo nei prospetti di seguito.

VIADOTTO 01 - PILA P1 - H=7.5m

SOLLECITAZIONI SISMICHE BASE PILA PER q=1					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-11973	317	1800	2378	13500
SLV-0.3EL+ET	-11973	1057	540	7928	4050

SOLLECITAZIONI SISMICHE CON COEFF. DI SOVRARESISTENZA $\gamma_{Rd} = 1.1$					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-11973	306	1320	3154	9900
SLV-0.3EL+ET	-11973	1021	396	8512	2970

SOLLECITAZIONI RESISTENTI S_{Rd}					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-11973	17424	6802	37347	54549
SLV-0.3EL+ET	-11973	17424	6802	37347	54549

VIADOTTO 01 - PILA A4 - H=7.5m

SOLLECITAZIONI SISMICHE BASE PILA DI PROGETTO PER CALCOLO PLINTO					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-11973	306	1320	2378	9900
SLV-0.3EL+ET	-11973	1021	396	7928	2970

Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stata considerato un modello di plinto rigido, in cui l'azione assiale nei pali viene valutata assumendo una rotazione rigida del plinto (palo impedito di ruotare in testa), tenendo poi conto, in maniera approssimata mediante la definizione di un apposito coefficiente, degli effetti flessionali sui pali dovuti ai carichi trasmessi dalla pila, come mostrato nelle immagini riportate di seguito.

Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed})d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Per la condizione, “testa incastrata”, sono stati calcolato lungo il fusto del palo il momento adimensionale M_{ad} ed il taglio adimensionale F_{ad} .

Le relazioni utilizzate sono le seguenti

azione di taglio:
$$F = A_v * F_{0,d} + \frac{B_v * M_{0,d}}{T}$$

momento flettente
$$M = A_m * F_{0,d} * T + B_m * M_{0,d}$$

essendo:

$M_{0,d}$, $F_{0,d}$ = momento flettente e taglio a testa palo

α = rapporto tra momento e taglio a testa palo

T = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidezza flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo secondo la seguente relazione

$$T = \left(\frac{EJ}{E_{s0}} \right)^{0.25}$$

A_y , B_y , A_s , B_s , A_v , B_v , A_m , B_m coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo;

EJ = rigidezza flessionale del palo.

Il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente α (espresso in metri), dipendente dalle caratteristiche di rigidezza relative palo-terreno e dall'eventuale liquefacibilità del suolo. Generalmente, la sua applicazione fornisce un valore del momento sollecitante conservativo.

Si considera il palo immerso in un mezzo elastico lineare utilizzando la teoria della trave su suolo elastico. L'equazione differenziale della linea elastica del palo è:

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} + Kby = 0$$

dove

- E modulo elastico del palo;
- J momento di inerzia del palo;
- K coefficiente di sottofondo;
- B larghezza efficace del palo in genere assunta pari a 1.5 volte il diametro del palo.

La deformata del palo è una simusoide smorzata caratterizzata dal parametro denominato “lunghezza elastica”:

$$L_0 = (4EJ / Kb)^{1/4}.$$

Al di sotto della lunghezza elastica le formazioni e quindi le sollecitazioni si smorzano rapidamente, risultando praticamente indipendenti dalla reale lunghezza del palo. Esse variano invece in relazione al vincolo di sommità del palo.

Nel caso in esame, il momento massimo risulta pari a:

$$M_{\max} = T \alpha$$

Dove $\alpha = L_0/2$.

Per la pila in esame α è pari a 1.973.

Si rimanda alla relazione geotecnica per maggiori dettagli relativi al calcolo di tale parametro.

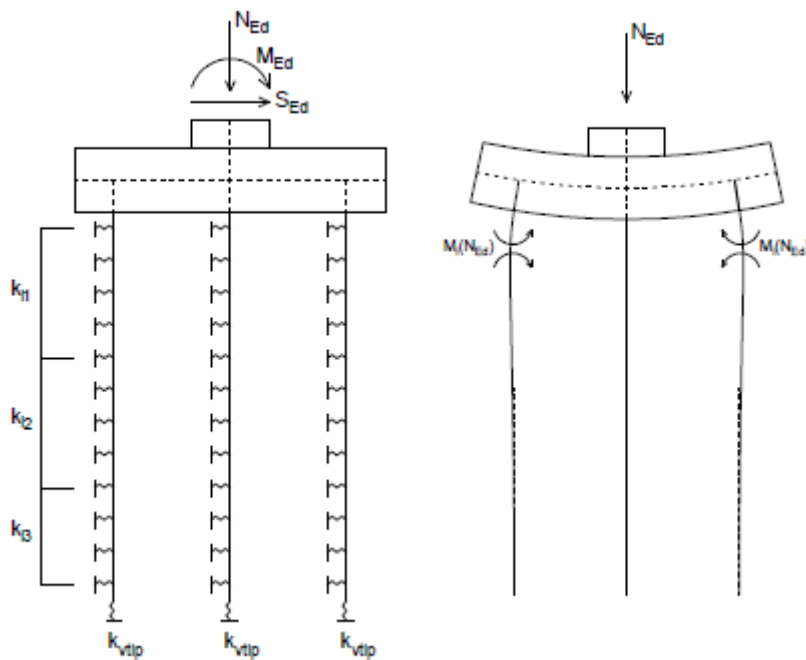


Figura 12: Modello del plinto su pali (a sinistra) ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

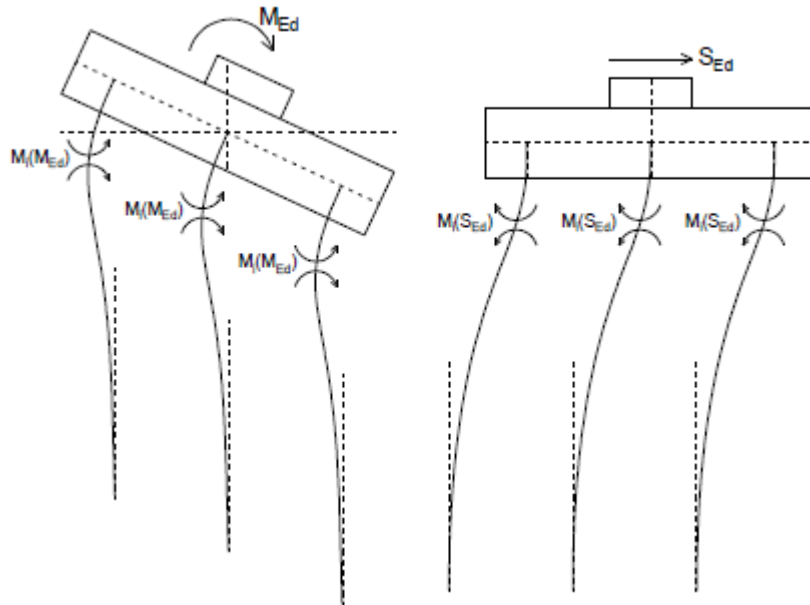


Figura 13: Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

Di seguito si mostrano le sollecitazioni relative al palo più sollecitato.

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI MASSIME NEI PALI DI FONDAZIONE						
	N_{Ed}/n	$(M_t \cdot d_i / \sum d_i^2)$	$(M_l \cdot d_i / \sum d_i^2)$	N_{min}	N_{max}	$V_{ris,max}$	M_{max}
-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kNm
SLU01	-2762	-180	-17	-2959	-2565	15	29
SLU02	-2762	-186	-22	-2970	-2554	18	36
SLU03	-2762	-163	0	-2924	-2599	7	13
SLU04	-2630	-143	-204	-2977	-2283	56	110
SLU05	-2630	-149	-209	-2988	-2272	59	115
SLU06	-2630	-126	-187	-2943	-2318	48	94
SLU07	-2239	-36	-204	-2479	-1999	56	110
SLU08	-2239	-42	-209	-2491	-1987	59	115
SLU09	-2239	-19	-187	-2445	-2033	48	94
SLU10	-2630	-155	-28	-2814	-2447	21	42
SLU11	-2630	-127	0	-2757	-2504	7	13
SLU12	-2239	-49	-28	-2316	-2162	21	42
SLU13	-2239	-20	0	-2259	-2219	7	13
SLV01	-1722	-272	-462	-2455	-989	119	234
SLV02	-1722	-272	-462	-2455	-989	119	234
SLV03	-1722	-272	-462	-2455	-989	119	234
SLV04	-1722	-272	-462	-2455	-989	119	234

SLV05	-1722	-290	-138	-2151	-1293	157	309
SLV06	-1722	-290	-138	-2151	-1293	157	309
SLV07	-1722	-290	-138	-2151	-1293	157	309
SLV08	-1722	-290	-138	-2151	-1293	157	309
SLE_RARA01	-2032	-130	-11	-2173	-1890	10	20
SLE_RARA02	-2032	-134	-15	-2181	-1882	12	24
SLE_RARA03	-2032	-119	0	-2151	-1913	4	9
SLE_RARA04	-1935	-103	-150	-2188	-1682	41	80
SLE_RARA05	-1935	-107	-154	-2195	-1674	42	84
SLE_RARA06	-1935	-92	-139	-2165	-1704	35	69
SLE_RARA07	-1644	-24	-150	-1818	-1470	41	80
SLE_RARA08	-1644	-28	-154	-1826	-1463	42	84
SLE_RARA09	-1644	-13	-139	-1795	-1493	35	69
SLE_RARA10	-1935	-112	-19	-2065	-1804	14	28
SLE_RARA11	-1935	-93	0	-2027	-1842	4	9
SLE_RARA12	-1644	-33	-19	-1696	-1593	14	28
SLE_QPERM01	-1644	-13	0	-1658	-1631	4	9
SLE_FREQ01	-1935	-93	0	-2027	-1842	4	9
SLE_FREQ02	-1644	-17	-4	-1665	-1623	6	12
SLE_FREQ03	-1644	-13	0	-1658	-1631	4	9
Comb. dimensionante strutturali	Comb. dimensionante portanza			N_{min}	N_{max}	V_{ris,max}	M_{max}
SLU05	SLU05			-2988	-1987	59	115
SLV05	SLV01			-2455	-989	157	309

Figura 14: Sollecitazioni massime nei pali di fondazione – P1-P2-P3-P6-P7

13.2.2 Verifiche strutturali

13.2.2.1 Plinto di fondazione

Per le verifiche strutturali il plinto di fondazione è stato schematizzato con una mensola incastrata in corrispondenza della sezione di attacco con il fusto della pila e con l'estremità libera posta in corrispondenza della fila di pali più esterna, nella direzione di verifica considerata. Le azioni che intervengono sono rappresentate dalla pressione esercitata dal peso proprio del plinto (contributo favorevole) e dalle forze esplicate sulla mensola per la reazione vincolare dei pali. Non viene considerata l'eventualità che all'interno del plinto possa instaurarsi uno schema tirante-puntone in quanto la geometria del plinto non è tale da creare un meccanismo di mensola tozza. Si fa l'ipotesi che le reazioni del suolo siano esplicate esclusivamente dalla palificata e che siano trasmesse sul plinto come forze concentrate. Per la valutazione delle sollecitazioni sulla mensola viene presa in considerazione la combinazione di carico che dà luogo alle massime reazioni dei pali, sia in compressione che in trazione.

Per la verifica in direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto, si considera una mensola di larghezza pari alla dimensione del plinto nella direzione trasversale e di altezza pari allo spessore della fondazione. L'azione applicata sull'estremo libero è posta pari alla somma delle reazioni dei pali della fila più esterna. In direzione trasversale, la mensola è caratterizzata da una luce inferiore, pertanto cautelativamente si dispongono le stesse armature verificate in direzione longitudinale.

Si esibiscono quindi le sollecitazioni e le verifiche a flessione e taglio della mensola in direzione longitudinale, relativamente alla sezione di incastro, corrispondente all'attacco plinto-fusto.

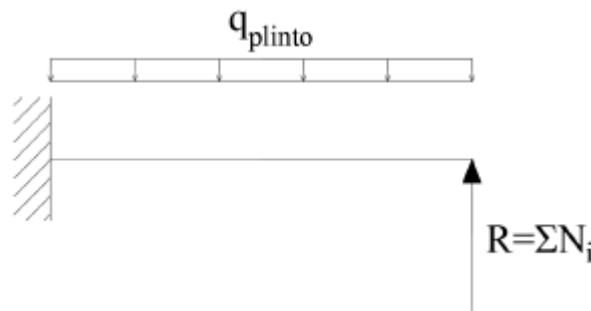


Figura 15: Schema a mensola del plinto su pali

I dati utili per la verifica del plinto in direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto sono sintetizzati nel prospetto di seguito.

Solettone di fondazione		N	M _y	M _x	T
Sp=2.00m		[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	-	3906	2749	1792
	SLV	-	2908	2982	2021
SLE	RARA	-	2863	2015	-
	FREQ	-	2548	1634	-
	QPERM	-	2026	1285	-

I dati sopra riportati prendono in considerazione le massime reazioni di compressione dei pali. Il prospetto di seguito tiene conto dell'eventuale sollecitazione di trazione sui pali.

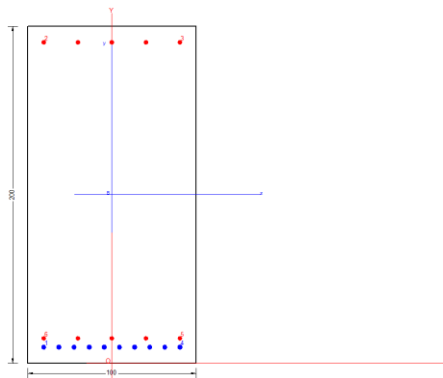
Entrambi i gruppi di sollecitazioni dedotti saranno sottoposti a verifica.

Una sintesi delle caratteristiche dell'armatura longitudinale e a taglio previste è esibita nei prospetti di seguito. Il numero totale dei ferri fa riferimento ad una sezione di larghezza pari a 1m, posta in corrispondenza dell'attacco con il fusto della pila.

ARMATURA		
Armatura // asse longitudinale	Armatura // asse trasversale	Armatura taglio
Arm. tesa	Arm. tesa	Ø16/20x40
10Ø26 + 5Ø24	10Ø26 + 5Ø24	
Arm. Compressa	Arm. Compressa	
5Ø24	5Ø24	

13.2.2.1.1 Armatura // asse longitudinale dell'impalcato

Di seguito le verifiche strutturali relative al plinto di fondazione, eseguite secondo i criteri sopra esplicitati, per una striscia di larghezza pari ad 1m.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.110 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31447.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	149.40 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	200.0
3	50.0	200.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.5	9.5	26
2	-40.5	190.5	24
3	40.5	190.5	24
4	40.5	9.5	26
5	40.5	14.7	24
6	-40.5	14.7	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	24
3	5	6	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.	
				Vy	Vx
				Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y	
				Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x	
1	0.00	2749.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	2982.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	3906.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	2908.00	0.00	0.00	0.00

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

N°Comb.	N	Mx	My	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)	
				Mx	My
				Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)	
				con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
				Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)	
				con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione	
1	0.00	2015.00	0.00		
2	0.00	2863.00	0.00		

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

N°Comb.	N	Mx	My	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)	
				Mx	My
				Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)	
				con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
				Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)	
				con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione	
1	0.00	1634.00 (2069.86)	0.00 (0.00)		
2	0.00	2548.00 (2069.86)	0.00 (0.00)		

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

N°Comb.	N	Mx	My	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)	
				Mx	My
				Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)	
				con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
				Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)	
				con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione	
1	0.00	1285.00 (2069.86)	0.00 (0.00)		
2	0.00	2026.00 (2069.86)	0.00 (0.00)		

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.7 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	2749.00	0.00	0.00	5351.05	0.00	1.95	75.7(28.2)
2	S	0.00	2982.00	0.00	0.00	5351.05	0.00	1.79	75.7(28.2)
3	S	0.00	3906.00	0.00	0.00	5351.05	0.00	1.37	75.7(28.2)
4	S	0.00	2908.00	0.00	0.00	5351.05	0.00	1.84	75.7(28.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.100	-50.0	200.0	0.00175	-40.5	190.5	-0.03159	-40.5	9.5
2	0.00350	0.100	-50.0	200.0	0.00175	-40.5	190.5	-0.03159	-40.5	9.5
3	0.00350	0.100	-50.0	200.0	0.00175	-40.5	190.5	-0.03159	-40.5	9.5
4	0.00350	0.100	-50.0	200.0	0.00175	-40.5	190.5	-0.03159	-40.5	9.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000184175	-0.033335008	0.100	0.700
2	0.000000000	0.000184175	-0.033335008	0.100	0.700
3	0.000000000	0.000184175	-0.033335008	0.100	0.700
4	0.000000000	0.000184175	-0.033335008	0.100	0.700

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	104 di 146

Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.01	50.0	200.0	-156.4	-40.5	9.5	2750	75.7
2	S	5.69	50.0	200.0	-222.2	13.5	9.5	2750	75.7

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00084	0	0.500	25.4	82	0.00047 (0.00047)	435	0.204 (990.00)	2069.86	0.00
2	S	-0.00119	0	0.500	25.4	82	0.00078 (0.00067)	435	0.341 (990.00)	2069.86	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.25	50.0	200.0	-126.8	4.5	9.5	2750	75.7
2	S	5.07	50.0	200.0	-197.7	-31.5	9.5	2750	75.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00068	0	0.500	25.4	82	0.00038 (0.00038)	435	0.166 (0.40)	2069.86	0.00
2	S	-0.00106	0	0.500	25.4	82	0.00066 (0.00059)	435	0.288 (0.40)	2069.86	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.55	50.0	200.0	-99.7	-13.5	9.5	2750	75.7
2	S	4.03	50.0	200.0	-157.2	-31.5	9.5	2750	75.7

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

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	105 di 146

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00053	0	0.500	25.4	82	0.00030 (0.00030)	435	0.130 (0.30)	2069.86	0.00
2	S	-0.00084	0	0.500	25.4	82	0.00057 (0.00047)	435	0.247 (0.30)	2069.86	0.00

13.2.2.1.2 Armatura // asse trasversale dell'impalcato

13.2.2.1.3 Verifica a taglio

SEZIONE

bw	=	100	cm
h	=	200	cm
c	=	6.9	cm
d	=	h-c	= 193.1 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	30	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck =	24.9 MPa
fcd	=	0.85xfck/gc	= 14.11 MPa

ARMATURE A TAGLIO

øst	=	16
braccia	=	5
øst2	=	0
braccia	=	0
passo	=	40 cm
(Asw / s)	=	25.133 cm ² / m
a	=	90 ° (90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE	VEd =	2021	(KN)
SFORZO NORMALE	Ned =	0	(KN)
	ac =	1.0000	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

$$\cot(q) = 2.48$$

$$q = 21.92^\circ$$

I POTESI 1 $1 \leq \cot q \leq 2.5$ Rottura bilanciata $VR_{sd} = VR_{cd}$

$$VR_{sd} = 4246.70 \text{ (KN)}$$

$$VR_{cd} = 4246.70 \text{ (KN)}$$

$$VR_d = 4247 \text{ (KN)} \quad \min(VR_{sd}, VR_{cd})$$

I POTESI 2 $\cot q > 2.5$ Si assume $q = 21,8^\circ$

$$VR_{sd} = 4272.87 \text{ (KN)}$$

$$VR_{cd} = 4227.89 \text{ (KN)}$$

$$VR_d = 4228 \text{ (KN)} \quad \min(VR_{sd}, VR_{cd})$$

I POTESI 3 $\cot q = 1$ $q = 45^\circ$

$$VR_{sd} = 1709.15 \text{ (KN)}$$

$$VR_{cd} = 6130.44 \text{ (KN)}$$

$$VR_d = 1709.15 \text{ (KN)} \quad \min(VR_{sd}, VR_{cd})$$

MASSIMO TAGLIO RESISTENTE

$$VR_d = 4247 \text{ (KN)}$$

Di seguito la verifica del taglio-punzonamento del plinto, lato pali (caso palo d'angolo), eseguita in accordo a quanto prescritto nei paragrafi 6.4.3 – 6.4.4 – 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 (Eurocodice 2). L'azione di taglio sul plinto, trasferita dal palo, presa in considerazione per la verifica, è stata dedotta sottraendo al massimo sforzo normale registrato in testa al palo d'angolo, il carico all'interno del perimetro di verifica, che contribuisce alla resistenza del sistema strutturale (par. 6.4.1 – UNI EN1992-1-1 – (5)).

Il perimetro di verifica di base u_1 è stato valutato secondo quanto prescritto per le aree caricate in prossimità di angoli (par. 6.4.2 – UNI EN1992-1-1 – (4)).

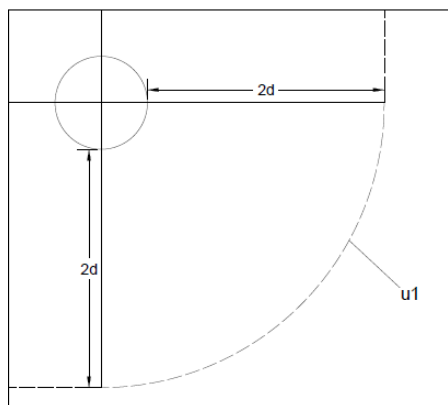


Figura 16: Perimetro di verifica di base per punzonamento nel caso di palo d'angolo

VERIFICA A PUNZONAMENTO PIASTRE EC2 -UNI EN 1992-1-1 - Caso palo d'angolo

DATI PALO

D	=	1200	mm		
Hp (piastra)	=	2000	mm		
cx (copriferro asse)	=	69	mm		
cy (copriferro asse)	=	95	mm		
dx	=	Hp-cx	=	1931	mm
dy	=	Hp-cy	=	1905	mm
d _{eff} (altezza utile media)	=	(dx+dy)/2	=	1918	mm
d _{1x} (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
d _{1y} (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
u ₁ (perimetro di verifica)	=	$((2\pi((D/2)+2d_{eff}))/4)+d_{1x}+d_{1y}$	=	9364.5	mm

TIPOLOGIA COLONNA

UBICAZIONE		A
β	=	1.5

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa	acciaio	
R_{ck}	=	30	MPa	cls	
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	24.9	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	14.11	MPa
f_{ctm}	=	$0.3 \times (f_{ck})^{2/3}$	=	2.56	MPa
f_{ctk}	=	$0.7 \times f_{ctm}$	=	1.79	MPa
f_{ctd}	=	f_{ctk} / γ_c	=	1.19	MPa

ARMATURE LONGITUDINALI PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA

ϕ_{lx}	=	26	mm	diametro barre X
Numero arm x	=	10	1/m	numero barre X a ml
A_{slix}	=	5309.29	mm ² /m	area barre X a ml
leff _y	=	12.71	m	larghezza efficace dir Y
A_{slix}	=	67470.48	mm ²	acciaio X nella largh. efficace
ϕ_{ly}	=	26	mm	diametro barre Y
Numero arm y	=	10	1/m	numero barre Y a ml
A_{sliy}	=	5309.29	mm ² /m	area barre Ya ml
leff _x	=	12.71	mm	larghezza efficace dir X
A_{sliy}	=	67470.48	mm ²	acciaioY nella largh. efficace

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO

SFORZO NORMALE PALO	$V_{Ed} =$	1493	(KN)
MOMENTO FLETTENTE RISULTANTE	$M_{yEd} =$	0	(KNm)
SFORZO NORMALE PIASTRA	$N_{Ed} =$	0	(KN)

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

tensione tangenziale	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{ed} / (u_1 \cdot d)$	0.12	MPa
----------------------	---	------	-----

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

Cr _{dc}	=	0.12	
k	=	1.32	
v _{min}	=	0.266	
ρ _{lx}	=	0.0028	percentuale armatura tesa X
ρ _{ly}	=	0.0028	percentuale armatura tesa Y
ρ _l	=	0.0028	percentuale media geometrica
σ _{cp}	=	0.0000	(MPa) tensione di compressione cls

□

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

v_{Rd,c}	=	0.30	(MPa)	v_{min+0.15*σ_{cp}}	0.27	(MPa)
v_{Rd,c}	=	0.30	(MPa)	resistenza a taglio cls non armato		
Esito verifica	=	OK. Verifica a punzonamento soddisfatta				
Fattore di sicurezza FS =		v_{Rd,c}/v_{Ed}	2.42			

VERIFICA A RIDOSSO DELLA COLONNA

u ₀	=	3770	mm	perimetro di verifica
v _{0ed}	=	0.31	Mpa	tensione tang. a ridosso colonna
ν	=	0.54		coeff.di riduz. resist. cls fessurato
v _{rdmax}	=	3.81	Mpa	
Esito verifica	=	Verifica positiva		
Fattore di sicurezza FS =		v_{Rd,max}/v_{0Ed}	12.30	

13.2.2.2 Pali

I pali saranno armati con uno strato di 30 Ø30 e con una spirale Ø12/10, necessari per soddisfare la verifica del carico limite orizzontale. Tale armatura costituisce la prima gabbia e si estende per 15 metri. La successiva gabbia sarà realizzata con un'armatura costituita da 20Ø30, fino a circa 30m dalla testa del palo, superiore al limite normativo del 1% dell'area di calcestruzzo per uno sviluppo di almeno 10 diametri. Infine le successive gabbie saranno costituite da 20Ø20, corrispondenti ad un'area complessiva dello 0.6% dell'area di calcestruzzo, superiore al valore minimo previsto dalla normativa di 0,4%.

Il valore del copriferro c che figura è valutato in asse barra; l'area di armatura minima da garantire, rispetto alla sezione di calcestruzzo, segue le prescrizioni riportate nel par.2.5.2.2.6 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

Si riassume di seguito l'armatura adottata.

ARMATURA LONGITUDINALE PALI							
D (m)	n°strati	c (cm)	n°	φ (mm)	A _s (cm ²)	A _s /A _{cls} (%)	A _{min} /A _{cls} (%)
1.2	1	8.7	30	30	211.95	1.9	1.0

ARMATURA TRASVERSALE PALI (SPIRALE)			
nb	φ (mm)	s (cm)	A _{v, st} /s (cm ² /m)
2	12	10	22.61

Si riportano di seguito, per ciascuna delle combinazioni di carico analizzate, le verifiche strutturali dei pali di fondazione relativi alla pila di altezza massima fra quelle del tipo in esame aventi la medesima tipologia di armatura.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	

Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	\emptyset
1	0.0	0.0	51.3	30	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 10.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

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	2988.00	115.00	0.00	0.00	59.00
2	989.00	234.00	0.00	0.00	119.00
3	2151.00	309.00	0.00	0.00	157.00

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

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

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2195.00	84.00	0.00
2	1463.00	69.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	2027.00	12.00 (661.19)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1658.00	0.00 (653.26)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2988.00	115.00	0.00	2988.07	4103.98	0.00	35.69	212.1(33.9)
2	S	989.00	234.00	0.00	989.08	3716.42	0.00	15.88	212.1(33.9)
3	S	2151.00	309.00	0.00	2151.23	3963.29	0.00	12.83	212.1(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato 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	0.0	60.0	0.00285	0.0	51.3	-0.00476	0.0	-51.3
2	0.00350	0.0	60.0	0.00271	0.0	51.3	-0.00658	0.0	-51.3
3	0.00350	0.0	60.0	0.00280	0.0	51.3	-0.00544	0.0	-51.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000074240	-0.000954426	----	----
2	0.000000000	0.000090533	-0.001931976	----	----
3	0.000000000	0.000080311	-0.001318638	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0.00	2492.89	1733.80	93.4 78.4	109.8	2.500	1.187	0.0	22.6(0.0)
2	S	0.00	2292.68	1825.29	94.6 82.5	107.2	2.500	1.062	0.0	22.6(0.0)
3	S	0.00	2419.03	1768.92	93.7 79.9	109.3	2.500	1.134	0.0	22.6(0.0)

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.87	0.0	0.0	18.2	0.0	-51.3	----	----
2	S	1.30	0.0	0.0	11.4	0.0	-51.3	----	----

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00006	0	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	1724.79	0.00
2	S	-0.00005	0	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	2102.32	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.45	0.0	0.0	20.3	0.0	-51.3	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00035	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	661.19	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.14	0.0	0.0	17.2	0.0	-51.3	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00035	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	653.26	0.00

13.2.3 Verifiche geotecniche

13.2.3.1 Verifiche di capacità portante

In accordo con le curve di capacità portante ottenute per il viadotto in esame, nelle seguenti tabelle si riportano le lunghezze dei pali utilizzate per la spalla e la sintesi delle verifiche geotecniche.

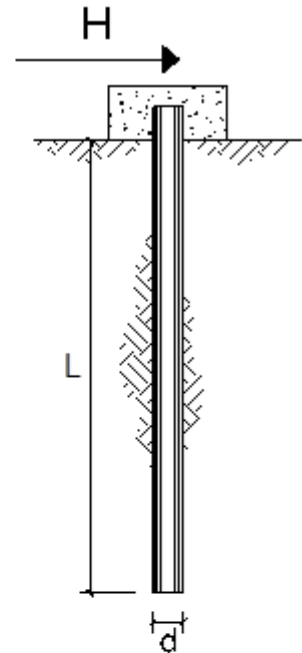
Agli SLE si è verificato che il rapporto tra la resistenza laterale e il carico assiale in combinazione caratteristica risulti maggiore di 1.25, come prescritto dalla normativa ferroviaria.

PILA	FONDAZIONE				SFORZI NEI PALI			
	Opera	Condizione terreno	D _{pali}	N _{pali}	L _{pali}	Combinazione	N	Q _{d,c}
			[m]	[-]	[m]		[kN]	[kN]
IV01	Non Liquefacibile	1.2	12	39.0	SLU	4562	4670	

PILA	FONDAZIONE				SFORZI NEI PALI				
	Opera	Condizione terreno	D _{pali}	N _{pali}	L _{pali}	Combinazione	N	QI	QI/N _{min}
			[m]	[-]	[m]		[kN]	[kN]	[-]
IV01	Non Liquefacibile	1.2	12	39	SLE	2195	5200	2.37	

13.2.3.2 Verifiche del carico limite orizzontale

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA



OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ψ	γ_T	
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30	
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.00

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

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

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

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

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)

Raggio = 600 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

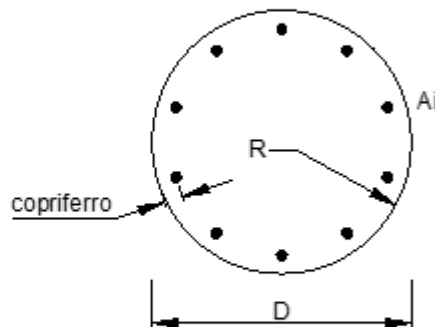
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

fyk = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
30	ϕ 30	21206	87
	ϕ 0	0	80
0	ϕ 0	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 3467.5 (kN m)

Inserisci

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	37.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	3467.49	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	29.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	29.00
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	29.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	29.00
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}} =$	2.88	(-)	$k_{p_{min}} =$	2.88
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	9.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	157	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 63917.75 \text{ (kN)} \qquad H1_{min} = 63917.75 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 21399.63 \text{ (kN)} \qquad H2_{min} = 21399.63 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 1716.47 \text{ (kN)} \qquad H3_{min} = 1716.47 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 1716.47 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 1716.47 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1009.69 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 776.68 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 157.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 4.95$$

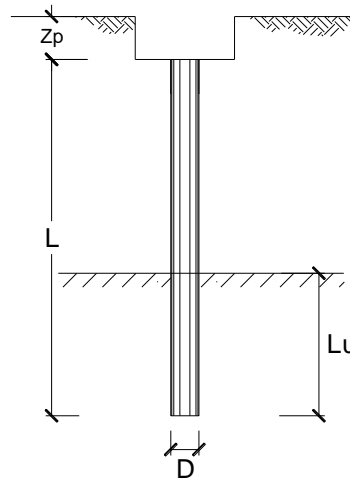
13.2.3.3 Valutazione dei cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: 0

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
 Carico sul palo (P): 1658.0 (kN)
 Lunghezza del Palo (L): 39.00 (m)
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 25.00 (m)
 Modulo di Deformazione (E): 30.00 (MPa)
 Numero di pali della Palificata (n): 12 (-)
 Spaziatura dei pali (s): 3.6 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.82 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 4.02 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1.052$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 12 * 0.59 * 4.02 = 28.58 \text{ (mm)}$$

13.3 Pile P2-P3

Nei paragrafi successivi si forniscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al sistema di fondazione. In particolare, le verifiche strutturali esibite riguardano il plinto di fondazione e la palificata relativi alla pila di altezza massima, fra quelle in esame aventi medesima tipologia di armatura.

I dati identificativi del sistema di fondazione sono sintetizzati nei prospetti di seguito:

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PLINTO DI FONDAZIONE			
Sigla plinto	F2	-	Tipologia plinto per geometria
γ	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f_{ck}	25	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
B_T	9.6	m	Dimensione plinto in pianta
B_L	16.8	m	Dimensione plinto in pianta
s	2.0	m	Spessore del plinto
P_{plinto}	8064	kN	Peso del plinto
m_{plinto}	822	kN/m ²	Massa del plinto
S_{terr}	1.0	m	Spessore medio ricoprimento

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PALI DI FONDAZIONE			
γ	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f_{ck}	25	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
n_L	5	-	Numero file in direzione longitudinale
n_T	3	-	Numero file in direzione trasversale
n	15	-	Numero pali
ϕ	1200	mm	Diametro pali

13.3.1 Sollecitazioni agenti

Per le combinazioni di carico statiche, le sollecitazioni ad intradosso plinto sono state ottenute a partire da quelle indotte a base pila, tenendo conto del peso del plinto di fondazione, del carico permanente dovuto al peso del ricoprimento sul plinto, valutato considerandone uno spessore medio, e dell'eccentricità tra la sezione di spiccato e quella di intradosso del plinto (spessore della fondazione).

In condizione sismica, invece, secondo quanto prescritto nel par.7.2.5 del DM 17.1.2018, per le strutture progettate in CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti.

Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Ciò significa che le azioni di taglio e momento di verifica della fondazione devono essere pari ai valori minimi risultanti da questi tre casi sopraelencati, per i quali si riporta un riepilogo nei prospetti di seguito.

VIADOTTO 01 - PILA P2 - H=9m

SOLLECITAZIONI SISMICHE BASE PILA PER q=1					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-12316	360	1827	3238	16447
SLV-0.3EL+ET	-12316	1199	548	10795	4934

SOLLECITAZIONI SISMICHE CON COEFF. DI SOVRARESISTENZA $\gamma_{Rd} = 1.1$					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-12316	338	1340	3901	12061
SLV-0.3EL+ET	-12316	1127	402	11002	3618

SOLLECITAZIONI RESISTENTI S_{Rd}					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-12316	17424	6802	37347	54549
SLV-0.3EL+ET	-12316	17424	6802	37347	54549

VIADOTTO 01 - PILA P2 - H=9m

SOLLECITAZIONI SISMICHE BASE PILA DI PROGETTO PER CALCOLO PLINTO					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-12316	338	1340	3238	12061
SLV-0.3EL+ET	-12316	1127	402	10795	3618

Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stata considerato un modello di plinto rigido, in cui l'azione assiale nei pali viene valutata assumendo una rotazione rigida del plinto (palo impedito di ruotare in testa), tenendo poi conto, in maniera approssimata mediante la definizione di un apposito coefficiente, degli effetti flessionali sui pali dovuti ai carichi trasmessi dalla pila, come mostrato nelle immagini riportate di seguito.

Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed})d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Per la condizione, "testa incastrata", sono stati calcolato lungo il fusto del palo il momento adimensionale M_{ad} ed il taglio adimensionale F_{ad} .

Le relazioni utilizzate sono le seguenti

azione di taglio:
$$F = A_v * F_{0,d} + \frac{B_v * M_{0,d}}{T}$$

momento flettente
$$M = A_m * F_{0,d} * T + B_m * M_{0,d}$$

essendo:

$M_{0,d}$, $F_{0,d}$ = momento flettente e taglio a testa palo

α = rapporto tra momento e taglio a testa palo

T = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidità flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo secondo la seguente relazione

$$T = \left(\frac{EJ}{E_{s0}} \right)^{0.25}$$

A_y , B_y , A_s , B_s , A_v , B_v , A_m , B_m coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo;

EJ = rigidità flessionale del palo.

Il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente α (espresso in metri), dipendente dalle caratteristiche di rigidità relative palo-terreno e dall'eventuale liquefacibilità del suolo. Generalmente, la sua applicazione fornisce un valore del momento sollecitante conservativo.

Si considera il palo immerso in un mezzo elastico lineare utilizzando la teoria della trave su suolo elastico. L'equazione differenziale della linea elastica del palo è:

$$EJ \frac{d^4y}{dx^4} + Kby = 0$$

dove

- E modulo elastico del palo;
- J momento di inerzia del palo;
- K coefficiente di sottofondo;
- B larghezza efficace del palo in genere assunta pari a 1.5 volte il diametro del palo.

La deformata del palo è una sinusoidale smorzata caratterizzata dal parametro denominato "lunghezza elastica":

$$L_0 = (4EJ / Kb)^{1/4}$$

Al di sotto della lunghezza elastica le deformazioni e quindi le sollecitazioni si smorzano rapidamente, risultando praticamente indipendenti dalla reale lunghezza del palo. Esse variano invece in relazione al vincolo di sommità del palo.

Nel caso in esame, il momento massimo risulta pari a:

$$M_{\max} = T \alpha$$

Dove $\alpha = L_0/2$.

Per la pila in esame α è pari a 1.973.

Si rimanda alla relazione geotecnica per maggiori dettagli relativi al calcolo di tale parametro.

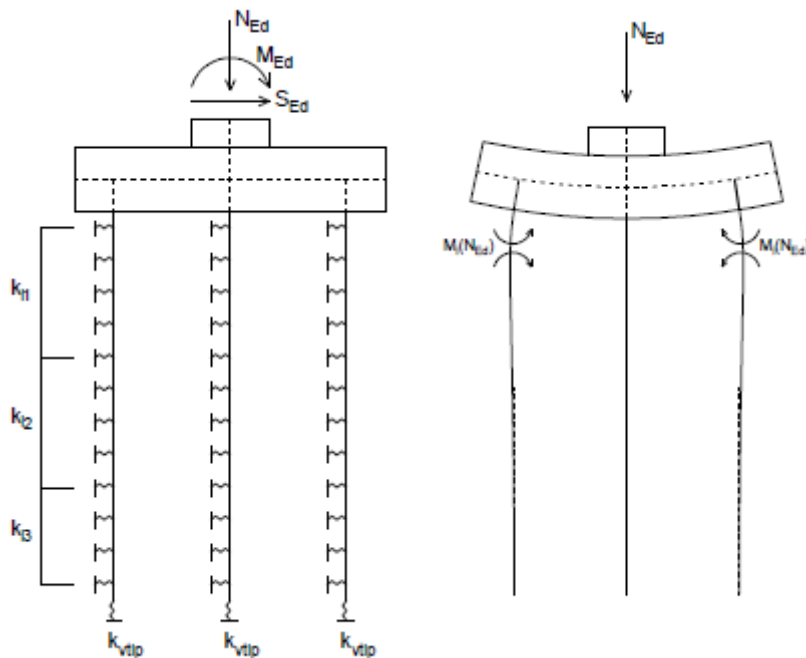


Figura 17: Modello del plinto su pali (a sinistra) ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

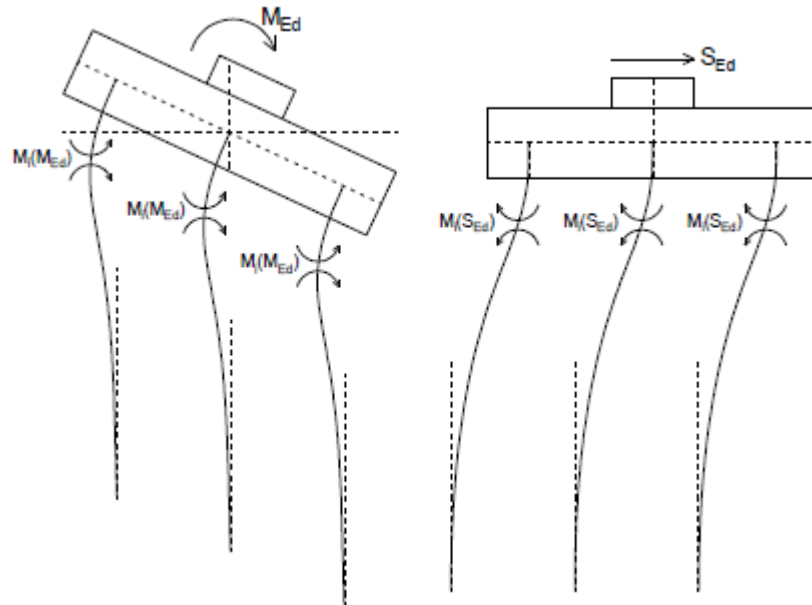


Figura 18: Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

Di seguito si mostrano le sollecitazioni relative al palo più sollecitato.

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI MASSIME NEI PALI DI FONDAZIONE						
	N_{Ed}/n	$(M_t \cdot d_i / \sum d_i^2)$	$(M_l \cdot d_i / \sum d_i^2)$	N_{min}	N_{max}	$V_{ris,max}$	M_{max}
-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kNm
SLU01	-2458	-240	-16	-2714	-2202	13	25
SLU02	-2458	-249	-22	-2728	-2188	16	31
SLU03	-2458	-213	0	-2671	-2246	5	10
SLU04	-2353	-192	-170	-2715	-1990	46	90
SLU05	-2353	-201	-176	-2729	-1976	48	96
SLU06	-2353	-165	-154	-2672	-2034	38	75
SLU07	-2040	-55	-170	-2265	-1814	46	90
SLU08	-2040	-64	-176	-2280	-1800	48	96
SLU09	-2040	-28	-154	-2222	-1857	38	75
SLU10	-2353	-212	-27	-2591	-2114	19	37
SLU11	-2353	-167	0	-2519	-2186	5	10
SLU12	-2040	-75	-27	-2142	-1938	19	37
SLU13	-2040	-30	0	-2070	-2010	5	10
SLV01	-1562	-406	-388	-2356	-767	99	195
SLV02	-1562	-406	-388	-2356	-767	99	195
SLV03	-1562	-406	-388	-2356	-767	99	195
SLV04	-1562	-406	-388	-2356	-767	99	195

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI MASSIME NEI PALI DI FONDAZIONE						
	N_{Ed}/n	$(M_t \cdot d_i / \sum d_i^2)$	$(M_l \cdot d_i / \sum d_i^2)$	N_{min}	N_{max}	$V_{ris,max}$	M_{max}
-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kNm
SLV05	-1562	-487	-116	-2165	-958	148	292
SLV06	-1562	-487	-116	-2165	-958	148	292
SLV07	-1562	-487	-116	-2165	-958	148	292
SLV08	-1562	-487	-116	-2165	-958	148	292
SLE_RARA01	-1809	-173	-11	-1993	-1625	9	17
SLE_RARA02	-1809	-179	-14	-2003	-1616	11	21
SLE_RARA03	-1809	-155	0	-1965	-1654	3	7
SLE_RARA04	-1732	-138	-125	-1995	-1469	33	66
SLE_RARA05	-1732	-144	-129	-2005	-1459	35	69
SLE_RARA06	-1732	-120	-114	-1966	-1498	28	56
SLE_RARA07	-1500	-37	-125	-1661	-1338	33	66
SLE_RARA08	-1500	-43	-129	-1671	-1328	35	69
SLE_RARA09	-1500	-19	-114	-1632	-1367	28	56
SLE_RARA10	-1732	-151	-18	-1901	-1562	12	25
SLE_RARA11	-1732	-121	0	-1853	-1611	3	7
SLE_RARA12	-1500	-50	-18	-1567	-1432	12	25
SLE_QPERM01	-1500	-20	0	-1519	-1480	3	7
SLE_FREQ01	-1732	-121	0	-1853	-1611	3	7
SLE_FREQ02	-1500	-26	-4	-1529	-1470	5	10
SLE_FREQ03	-1500	-20	0	-1519	-1480	3	7
ECC_1	-1500	-20	-308	-1827	-1172	219	431
ECC_2	-1500	-361	0	-1861	-1138	10	20
Comb. dimensionante strutturali	Comb. dimensionante portanza			N_{min}	N_{max}	$V_{ris,max}$	M_{max}
SLU05	SLU05			-2729	-767	148	96
SLV05	SLE_RARA05			-2005	-1328	35	292

Figura 19: Sollecitazioni massime nei pali di fondazione – P4-P5

13.3.2 Verifiche strutturali

13.3.2.1 Plinto di fondazione

Per le verifiche strutturali il plinto di fondazione è stato schematizzato con una mensola incastrata in corrispondenza della sezione di attacco con il fusto della pila e con l'estremità libera posta in corrispondenza della fila di pali più esterna, nella direzione di verifica considerata. Le azioni che intervengono sono rappresentate dalla pressione esercitata dal peso proprio del plinto (contributo favorevole) e dalle forze esplicate sulla mensola per la reazione vincolare dei pali. Non viene considerata l'eventualità che all'interno del plinto possa instaurarsi uno schema tirante-puntone in quanto la geometria del plinto non è tale da creare un meccanismo di mensola tozza. Si fa l'ipotesi che le reazioni del suolo siano esplicate esclusivamente dalla palificata e che siano trasmesse sul plinto come forze concentrate. Per la valutazione delle sollecitazioni sulla mensola viene presa in considerazione la combinazione di carico che dà luogo alle massime reazioni dei pali, sia in compressione che in trazione.

Per la verifica in direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto, si considera una mensola di larghezza pari alla dimensione del plinto nella direzione trasversale e di altezza pari allo spessore della fondazione. L'azione applicata sull'estremo libero è posta pari alla somma delle reazioni dei pali della fila più esterna. In direzione trasversale, la mensola è caratterizzata da una luce inferiore, pertanto cautelativamente si dispongono le stesse armature verificate in direzione longitudinale.

Si esibiscono quindi le sollecitazioni e le verifiche a flessione e taglio della mensola in direzione longitudinale, relativamente alla sezione di incastro, corrispondente all'attacco plinto-fusto.

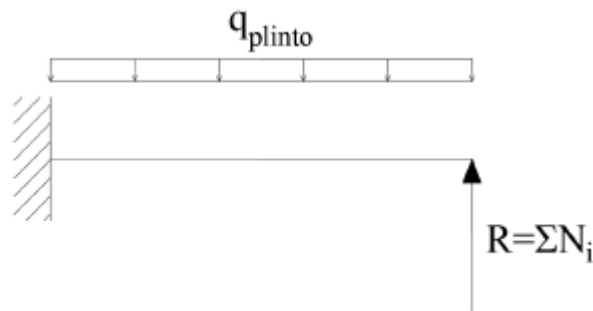


Figura 20: Schema a mensola del plinto su pali

I dati utili per la verifica del plinto in direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto sono sintetizzati nel prospetto di seguito.

Solettone di fondazione		N	M _y	M _x	T
Sp=2.00m		[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	-	3842	3164	1714
	SLV	-	3290	3535	2182
SLE	RARA	-	2817	2320	-
	FREQ	-	2524	1854	-
	QPERM	-	2218	1458	-

I dati sopra riportati prendono in considerazione le massime reazioni di compressione dei pali. Il prospetto di seguito tiene conto dell'eventuale sollecitazione di trazione sui pali.

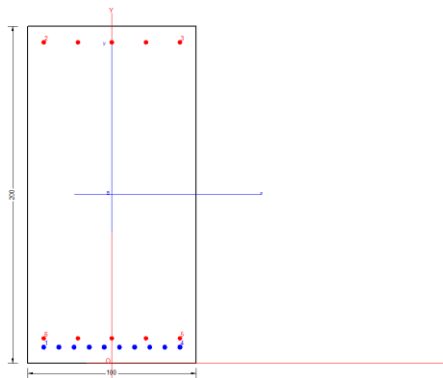
Entrambi i gruppi di sollecitazioni dedotti saranno sottoposti a verifica.

Una sintesi delle caratteristiche dell'armatura longitudinale e a taglio previste è esibita nei prospetti di seguito. Il numero totale dei ferri fa riferimento ad una sezione di larghezza pari a 1m, posta in corrispondenza dell'attacco con il fusto della pila.

ARMATURA		
Armatura // asse longitudinale	Armatura // asse trasversale	Armatura taglio
Arm. tesa	Arm. tesa	Ø16/20x40
10Ø26 + 5Ø24	10Ø26 + 5Ø24	
Arm. Compressa	Arm. Compressa	
5Ø24	5Ø24	

13.3.2.1.1 Armatura // asse longitudinale dell'impalcato

Di seguito le verifiche strutturali relative al plinto di fondazione, eseguite secondo i criteri sopra esplicitati, per una striscia di larghezza pari ad 1m.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.110 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31447.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	149.40 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	200.0
3	50.0	200.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.5	9.5	26
2	-40.5	190.5	24
3	40.5	190.5	24
4	40.5	9.5	26
5	40.5	14.7	24
6	-40.5	14.7	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	24
3	5	6	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	3842.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	3290.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	3164.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	3535.00	0.00	0.00	0.00

Vy con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	2817.00	0.00
2	0.00	2320.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	2524.00 (2069.86)	0.00 (0.00)
2	0.00	1854.00 (2069.86)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	2218.00 (2069.86)	0.00 (0.00)
2	0.00	1458.00 (2069.86)	0.00 (0.00)

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

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.7 cm

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	129 di 146

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	3842.00	0.00	0.00	5351.05	0.00	1.39	75.7(28.2)
2	S	0.00	3290.00	0.00	0.00	5351.05	0.00	1.63	75.7(28.2)
3	S	0.00	3164.00	0.00	0.00	5351.05	0.00	1.69	75.7(28.2)
4	S	0.00	3535.00	0.00	0.00	5351.05	0.00	1.51	75.7(28.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.100	-50.0	200.0	0.00175	-40.5	190.5	-0.03159	-40.5	9.5
2	0.00350	0.100	-50.0	200.0	0.00175	-40.5	190.5	-0.03159	-40.5	9.5
3	0.00350	0.100	-50.0	200.0	0.00175	-40.5	190.5	-0.03159	-40.5	9.5
4	0.00350	0.100	-50.0	200.0	0.00175	-40.5	190.5	-0.03159	-40.5	9.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000184175	-0.033335008	0.100	0.700
2	0.000000000	0.000184175	-0.033335008	0.100	0.700
3	0.000000000	0.000184175	-0.033335008	0.100	0.700
4	0.000000000	0.000184175	-0.033335008	0.100	0.700

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	130 di 146

Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.60	50.0	200.0	-218.6	13.5	9.5	2750	75.7
2	S	4.61	-50.0	200.0	-180.0	-22.5	9.5	2750	75.7

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00117	0	0.500	25.4	82	0.00077 (0.00066)	435	0.333 (990.00)	2069.86	0.00
2	S	-0.00096	0	0.500	25.4	82	0.00057 (0.00054)	435	0.249 (990.00)	2069.86	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.02	-50.0	200.0	-195.9	4.5	9.5	2750	75.7
2	S	3.69	-50.0	200.0	-143.9	31.5	9.5	2750	75.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00105	0	0.500	25.4	82	0.00065 (0.00059)	435	0.284 (0.40)	2069.86	0.00
2	S	-0.00077	0	0.500	25.4	82	0.00043 (0.00043)	435	0.188 (0.40)	2069.86	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.41	-50.0	200.0	-172.1	-13.5	9.5	2750	75.7
2	S	2.90	-50.0	200.0	-113.1	31.5	9.5	2750	75.7

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

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	131 di 146

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00092	0	0.500	25.4	82	0.00064 (0.00052)	435	0.280 (0.30)	2069.86	0.00
2	S	-0.00060	0	0.500	25.4	82	0.00035 (0.00034)	435	0.151 (0.30)	2069.86	0.00

13.3.2.1.2 Armatura // asse trasversale dell'impalcato

13.3.2.1.3 Verifica a taglio

SEZIONE

bw	=	100	cm
h	=	200	cm
c	=	6.9	cm
d	=	h-c	= 193.1 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	30	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck =	24.9 MPa
fcd	=	0.85xfck/gc	= 14.11 MPa

ARMATURE A TAGLIO

øst	=	16
braccia	=	5
øst2	=	0
braccia	=	0
passo	=	40 cm
(Asw / s)	=	25.133 cm ² / m
a	=	90 ° (90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE	VEd =	2182	(KN)
SFORZO NORMALE	Ned =	0	(KN)
	ac =	1.0000	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

cot(q) = 2.48

$$q = 21.92^\circ$$

IOTESI 1 $1 < \cot q \leq 2.5$ Rottura bilanciata $VR_{sd} = VR_{cd}$

$$VR_{sd} = 4246.70 \text{ (KN)}$$

$$VR_{cd} = 4246.70 \text{ (KN)}$$

$$VR_d = 4247 \text{ (KN)} \quad \min(VR_{sd}, VR_{cd})$$

IOTESI 2 $\cot q > 2.5$ Si assume $q = 21,8^\circ$

$$VR_{sd} = 4272.87 \text{ (KN)}$$

$$VR_{cd} = 4227.89 \text{ (KN)}$$

$$VR_d = 4228 \text{ (KN)} \quad \min(VR_{sd}, VR_{cd})$$

IOTESI 3 $\cot q = 1$ $q = 45^\circ$

$$VR_{sd} = 1709.15 \text{ (KN)}$$

$$VR_{cd} = 6130.44 \text{ (KN)}$$

$$VR_d = 1709.15 \text{ (KN)} \quad \min(VR_{sd}, VR_{cd})$$

MASSIMO TAGLIO RESISTENTE

$$VR_d = 4247 \text{ (KN)}$$

Di seguito la verifica del taglio-punzonamento del plinto, lato pali (caso palo d'angolo), eseguita in accordo a quanto prescritto nei paragrafi 6.4.3 – 6.4.4 – 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 (Eurocodice 2). L'azione di taglio sul plinto, trasferita dal palo, presa in considerazione per la verifica, è stata dedotta sottraendo al massimo sforzo normale registrato in testa al palo d'angolo, il carico all'interno del perimetro di verifica, che contribuisce alla resistenza del sistema strutturale (par. 6.4.1 – UNI EN1992-1-1 – (5)).

Il perimetro di verifica di base u_1 è stato valutato secondo quanto prescritto per le aree caricate in prossimità di angoli (par. 6.4.2 – UNI EN1992-1-1 – (4)).

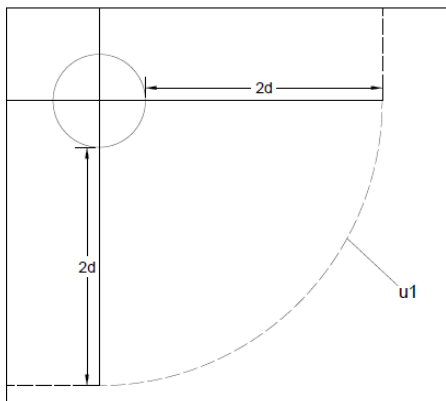


Figura 21: Perimetro di verifica di base per punzonamento nel caso di palo d'angolo

D	=	1200	mm		
Hp (piastra)	=	2000	mm		
cx (copriferro asse)	=	69	mm		
cy (copriferro asse)	=	95	mm		
dx	=	Hp-cx	=	1931	mm
dy	=	Hp-cy	=	1905	mm
deff (altezza utile media)	=	(dx+dy)/2	=	1918	mm
d1x (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
d1y (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
u1 (perimetro di verifica)	=	$((2\pi((D/2)+2deff))/4)+d1x+d1y$	=	9364.5	mm

TIPOLOGIA COLONNA

UBICAZIONE		A
β	=	1.5

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa	acciaio	
R_{ck}	=	30	MPa	cls	
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	24.9	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	14.11	MPa
f_{ctm}	=	$0.3 \times (f_{ck})^{2/3}$	=	2.56	MPa
f_{ctk}	=	$0.7 \times f_{ctm}$	=	1.79	MPa
f_{ctd}	=	f_{ctk} / γ_c	=	1.19	MPa

ARMATURE LONGITUDINALI PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA

ϕ_{lx}	=	26	mm	diametro barre X
Numero arm x	=	10	1/m	numero barre X a ml
A_{slix}	=	5309.29	mm ² /m	area barre X a ml
leffx	=	12.71	m	larghezza efficace dir Y
A_{slix}	=	67470.48	mm ²	acciaio X nella largh. efficace
ϕ_{ly}	=	26	mm	diametro barre Y
Numero arm y	=	10	1/m	numero barre Y a ml
A_{sliy}	=	5309.29	mm ² /m	area barre Ya ml
leffx	=	12.71	mm	larghezza efficace dir X
A_{sliy}	=	67470.48	mm ²	acciaioY nella largh. efficace

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO

SFORZO NORMALE PALO	$V_{Ed} =$	1493	(KN)
MOMENTO FLETTENTE RISULTANTE	$M_{yEd} =$	0	(KNm)
SFORZO NORMALE PIASTRA	$N_{Ed} =$	0	(KN)

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

tensione tangenziale	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u1 \cdot d)$	0.12	MPa
----------------------	--	------	-----

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

Crdc	=	0.12
------	---	------

CAVALCAFERROVIA-Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D 00 CL	IV0005001	C	134 di 146

k	=	1.32	
vmin	=	0.266	
ρ_{lx}	=	0.0028	percentuale armatura tesa X
ρ_{ly}	=	0.0028	percentuale armatura tesa Y
ρ_l	=	0.0028	percentuale media geometrica
σ_{cp}	=	0.0000	(MPa) tensione di compressione cls

□

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

$V_{Rd,c}$	=	0.30	(MPa)	$V_{min+0.15\sigma_{cp}}$	0.27	(MPa)
$V_{Rd,c}$	=	0.30	(MPa)	resistenza a taglio cls non armato		
Esito verifica		=	OK. Verifica a punzonamento soddisfatta			
Fattore di sicurezza	FS =	$V_{Rd,c}/V_{Ed}$	2.42			

VERIFICA A RIDOSSO DELLA COLONNA

u0	=	3770	mm	perimetro di verifica	
v0ed	=	0.31	Mpa	tensione tang. a ridosso colonna	
ν	=	0.54		coeff.di riduz. resist. cls fessurato	
vrldmax	=	3.81	Mpa		
Esito verifica		=	Verifica positiva		
Fattore di sicurezza	FS =	$V_{Rd,max}/V_{0Ed}$	12.30		

13.3.2.2 Pali

I pali saranno armati con uno strato di 30 Ø30 e con una spirale Ø12/10, necessari per soddisfare la verifica del carico limite orizzontale. Tale armatura costituisce la prima gabbia e si estende per 15 metri. La successiva gabbia sarà realizzata con un'armatura costituita da 20Ø30, fino a circa 30m dalla testa del palo, superiore al limite normativo del 1% dell'area di calcestruzzo per uno sviluppo di almeno 10 diametri. Infine le successive gabbie saranno costituite da 20Ø20, corrispondenti ad un'area complessiva dello 0.6% dell'area di calcestruzzo, superiore al valore minimo previsto dalla normativa di 0,4%.

Il valore del copriferro c che figura è valutato in asse barra; l'area di armatura minima da garantire, rispetto alla sezione di calcestruzzo, segue le prescrizioni riportate nel par.2.5.2.2.6 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

Si riassume di seguito l'armatura adottata.

ARMATURA LONGITUDINALE PALI							
D (m)	n°strati	c (cm)	n°	φ (mm)	A _s (cm ²)	A _s /A _{cls} (%)	A _{min} /A _{cls} (%)
1.2	1	8.7	30	30	211.95	1.9	1.0

ARMATURA TRASVERSALE PALI (SPIRALE)			
nb	φ (mm)	s (cm)	A _{v, st} /s (cm ² /m)
2	12	10	22.61

Si riportano di seguito, per ciascuna delle combinazioni di carico analizzate, le verifiche strutturali dei pali di fondazione relativi alla pila di altezza massima fra quelle del tipo in esame aventi la medesima tipologia di armatura.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	

Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	\emptyset
1	0.0	0.0	51.3	30	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 10.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

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	2729.00	96.00	0.00	0.00	48.00
2	767.00	195.00	0.00	0.00	99.00
3	2165.00	292.00	0.00	0.00	148.00

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

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

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2005.00	69.00	0.00
2	1328.00	69.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1529.00	10.00 (661.19)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1519.00	0.00 (653.26)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2729.00	96.00	0.00	2729.25	4061.47	0.00	42.31	212.1(33.9)
2	S	767.00	195.00	0.00	767.24	3663.36	0.00	18.79	212.1(33.9)
3	S	2165.00	292.00	0.00	2165.21	3965.71	0.00	13.58	212.1(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato 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	0.0	60.0	0.00284	0.0	51.3	-0.00497	0.0	-51.3
2	0.00350	0.0	60.0	0.00269	0.0	51.3	-0.00682	0.0	-51.3
3	0.00350	0.0	60.0	0.00280	0.0	51.3	-0.00543	0.0	-51.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000076056	-0.001063383	----	----
2	0.000000000	0.000092739	-0.002064341	----	----
3	0.000000000	0.000080204	-0.001312229	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e D_{med} .
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0.00	2463.67	1748.69	93.7 79.0	109.1	2.500	1.170	0.0	22.6(0.0)
2	S	0.00	2273.28	1833.06	94.6 82.8	107.3	2.500	1.048	0.0	22.6(0.0)
3	S	0.00	2420.14	1768.44	93.7 79.9	109.3	2.500	1.135	0.0	22.6(0.0)

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.67	0.0	0.0	17.1	0.0	-51.3	----	----
2	S	1.20	0.0	0.0	10.1	0.0	-51.3	----	----

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00006	0	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	1724.79	0.00
2	S	-0.00005	0	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	2102.32	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.10	0.0	0.0	15.3	0.0	-51.3	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00035	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	661.19	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.05	0.0	0.0	15.7	0.0	-51.3	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00035	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	653.26	0.00

13.3.3 Verifiche geotecniche

13.3.3.1 Verifiche di capacità portante

In accordo con le curve di capacità portante ottenute per il viadotto in esame, nelle seguenti tabelle si riportano le lunghezze dei pali utilizzate per la spalla e la sintesi delle verifiche geotecniche.

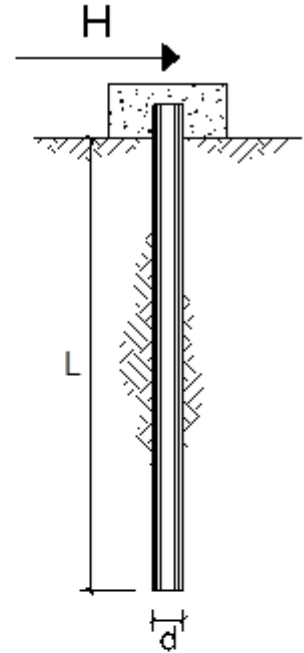
Agli SLE si è verificato che il rapporto tra la resistenza laterale e il carico assiale in combinazione caratteristica risulti maggiore di 1.25, come prescritto dalla normativa ferroviaria.

PILA	FONDAZIONE	FONDAZIONE			SFORZI NEI PALI				
		Opera	Condizione terreno	D _{pali} [m]	N _{pali} [-]	L _{pali} [m]	Combinazione	N [kN]	Q _{d,c} [kN]
IV01	Liquefacibile			1.2	15	37.0	SLU	4196	4600

PILA	FONDAZIONE	FONDAZIONE			SFORZI NEI PALI					
		Opera	Condizione terreno	D _{pali} [m]	N _{pali} [-]	L _{pali} [m]	Combinazione	N [kN]	QI [kN]	QI/N _{min} [-]
IV01	Liquefacibile			1.2	15	37	SLE	2003	6500	3.25

13.3.3.2 Verifiche del carico limite orizzontale

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA



OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ψ	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.00

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

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

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

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

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)

Raggio = 600 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

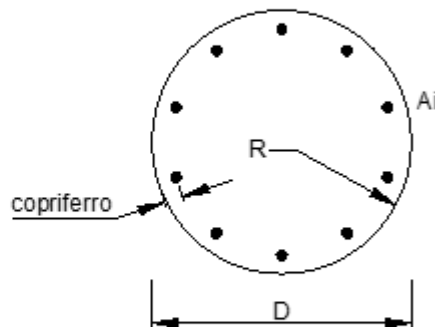
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

fyk = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
30	φ 30	21206	87
	φ 0	0	80
0	φ 0	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 3467.5 (kN m)

Inserisci

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	37.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	3467.49	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	29.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	29.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	29.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	29.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi')/(1-\sin\varphi')$)	$k_{p\ med} =$	2.88	(-)	$k_{p\ min} =$	2.88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	9.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	148	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 63917.75 \text{ (kN)} \qquad H1_{min} = 63917.75 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 21399.63 \text{ (kN)} \qquad H2_{min} = 21399.63 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 1716.47 \text{ (kN)} \qquad H3_{min} = 1716.47 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 1716.47 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 1716.47 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1009.69 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 776.68 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 148.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 5.25$$

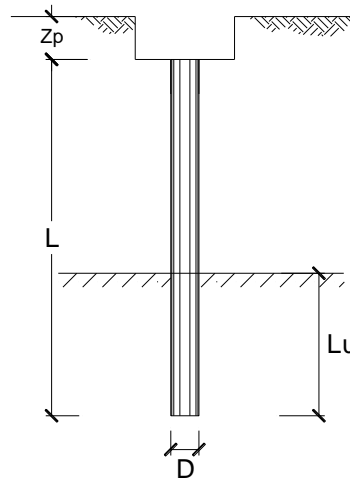
13.3.3.3 Valutazione dei cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: 0

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
 Carico sul palo (P): 1519.0 (kN)
 Lunghezza del Palo (L): 37.00 (m)
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 25.00 (m)
 Modulo di Deformazione (E): 30.00 (MPa)
 Numero di pali della Palificata (n): 15 (-)
 Spaziatura dei pali (s): 3.6 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.82 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile} = 3.68 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n \cdot s / L)^{0,5} \quad R = 1.208$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta = 15 \cdot 0.50 \cdot 3.68 = 27.79 \text{ (mm)}$$

13.3.4 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PER AZIONI ECCEZIONALI

Nei prospetti riportati di seguito si fornisce una sintesi del calcolo delle sollecitazioni indotte sulla pila dalle azioni eccezionali dovute all'urto da traffico ferroviario sulle sottostrutture.

La valutazione è stata effettuata in corrispondenza della sezione di spicco della pila (quota estradosso plinto). I calcoli esibiti sono relativi alle pile di riferimento, di cui si sono mostrate in precedenza le verifiche strutturali.

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI BASE PILA P1-P4				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
ECC_1	-11044	0	-1500	0	-2700
ECC_2	-11387	-4000	0	-7200	0
Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI BASE PILA P2				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
ECC_1	-11387	0	-3280	0	-5904
ECC_2	-11387	-2737	0	-4927	0

Le due combinazioni risultano dimensionanti per la sezione di spicco della pila soltanto in termini di taglio, mentre gli aspetti flessionali risultano inferiori a quelle indotti dal sisma.

Tutte le verifiche della sezione in esame risultano soddisfatte per le combinazioni eccezionali. Per quanto riguarda gli effetti delle azioni eccezionali sul sistema di fondazione, questi sono meno gravosi di quelli prodotti dalle combinazioni statiche e sismiche verificate in precedenza.

14 INCIDENZE

Di seguito si esplicita l'incidenza relativa alle pile dell'opera in esame. L'incidenza di progetto, rispetto al valore di calcolo, è stata amplificata per tener conto delle lunghezze di sovrapposizione dell'armatura.

Elemento	Volume [m ³]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Sommano [kg]	Incidenza di calcolo [kg]	Incidenza di progetto [kg/m ³]
		Diametro [mm]	Passo [cm]	N°	Peso [kg/m ³]	N°	Diametro [mm]	Passo [cm]	Peso [kg/m ³]			
Fusto	9.13	26	15	118	491.82	25	16	15	526	1175.62	129	160
						3	16	15	157.8			

Elemento	Spessore [m]	Armatura longitudinale			Armatura trasversale			Spilli			Sommano [kg]	Incidenza di calcolo [kg]	Incidenza di progetto [kg/m ³]			
		Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]	Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]	Diametro [mm]				Maglia [cmxcm]	N°	Peso [kg/m]
Fondazione	2.00	Lato teso	26	10	59.435	Lato teso	26	10	59.435	16	20x40	12.5	19.725	174.11	87	110
		Lato compr.	24	5	17.755	Lato compr.	24	5	17.755							

Elemento	Volume [m ³]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Sommano [kg]	Incidenza di calcolo [kg]	Incidenza di progetto [kg/m ³]
		Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m ³]	Passo [cm]	Diametro [mm]	N°braccia	Peso [kg/m ³]			
Pulvino	7.20	Lato teso	26	64	266.75	15	16	6	162.01	495.45	69	90
		Lato compr.	26	16	66.688							

Elemento	Diametro [m]	Armatura verticale				Armatura a taglio		Peso [kg]	Incidenza di progetto [kg/m ³]
		Gabbia	Diametro [mm]	N°	L [m]	Diametro [mm]	Passo [m]		
Pali	1.2	Gabbia 1	30	30	15	12	0.10	5510.245	170
		Gabbia 2	30	20	15	12	0.20		
		Gabbia 3	20	20	9	12	0.20		