

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

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

VIADOTTI

VI01 - 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 V I 0 1 0 5 0 0 1 B

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 Dic. 2019
B	Emissione esecutiva	P.Luciani	Dic. 2019	M.Franchinotti	Dic. 2019	T.Paoletti	Dic. 2019	A.Vittozzi Dic. 2019

ITALETRA S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20763

File: : IA7K00D09CLVI0105001B.doc

Elab:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	6
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	16
7.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	16
7.2	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	18
8	ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO.....	23
8.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_1	23
8.2	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	23
8.3	AZIONE DEL VENTO SULLA PILA Q_6	23
8.4	AZIONI SISMICHE Q_7	23
8.4.1	<i>Vita Nominale</i>	26
8.4.2	<i>Classi D'uso</i>	26

8.4.3	Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica	27
8.4.4	Stati limite e relative probabilità di superamento	27
8.4.5	Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*_c)	27
8.4.6	Classificazione dei terreni	28
8.4.7	Amplificazione stratigrafica	29
8.4.8	Amplificazione topografica	30
8.4.9	Spettri di risposta elastici	30
8.4.10	Spettri di risposta di progetto	33
8.4.11	Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse	37
8.5	AZIONI ECCEZIONALI Q_8	38
8.5.1	Rottura della catenaria	38
8.5.2	Urto da traffico ferroviario	38
9	COMBINAZIONI DI CARICO	39
10	CRITERI DI VERIFICA	44
10.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	44
10.1.1	Verifica a fessurazione	44
10.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio	45
10.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	45
10.2.1	Sollecitazioni flettenti	45
10.2.2	Sollecitazioni taglianti	46
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	48
10.3.1	Calcolo dei cedimenti	49
11	CRITERI DI MODELLAZIONE	51
11.1	MODELLO STRUTTURALE DI ANALISI	51
11.2	MODELLAZIONE FEM	52

12	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DELLA PILA	53
12.1	SOLLECITAZIONI AGENTI.....	56
12.2	VERIFICA DEL FUSTO	59
13	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE	73
13.1	SOLLECITAZIONI AGENTI.....	74
13.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	80
	13.2.1 <i>Plinto di fondazione</i>	80
	13.2.2 <i>Pali</i>	94
	13.2.3 <i>Verifiche geotecniche</i>	100
13.3	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PER AZIONI ECCEZIONALI	105
14	INCIDENZE	115

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 del 12/03/2019.

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 viadotto ferroviario VI01 - Viadotto su Via Egnazia (da km 3+638.000 a km 3+796.000), nell'ambito della progettazione definitiva del Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la Stazione di Brindisi.

In particolare, lungo il viadotto VI01 sono presenti 3 pile (P1-P3) 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 del viadotto in oggetto; per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

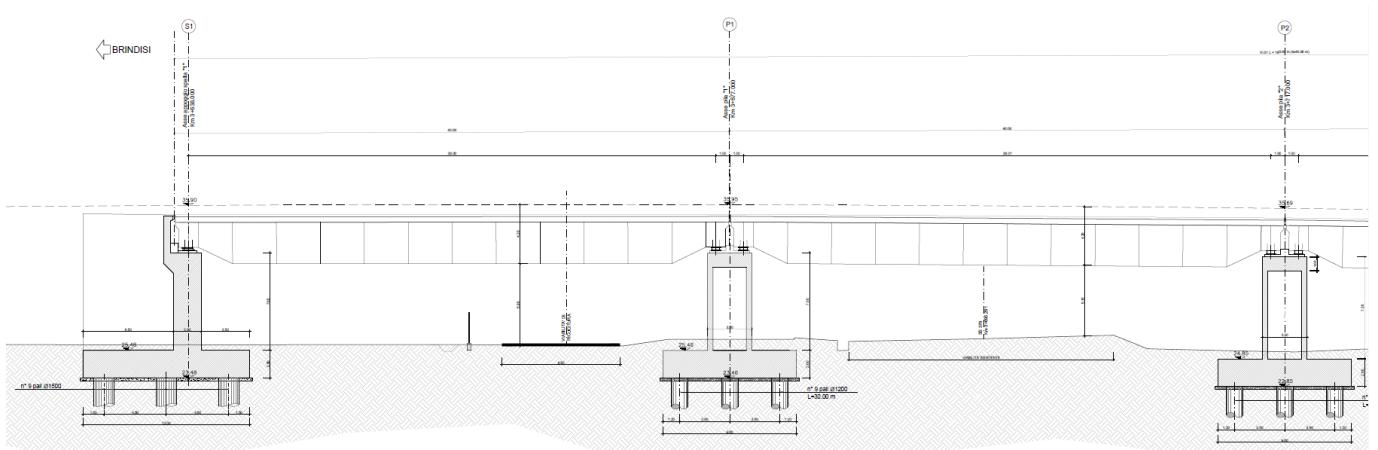


Figura 1: Profilo longitudinale VI01 - 1/2

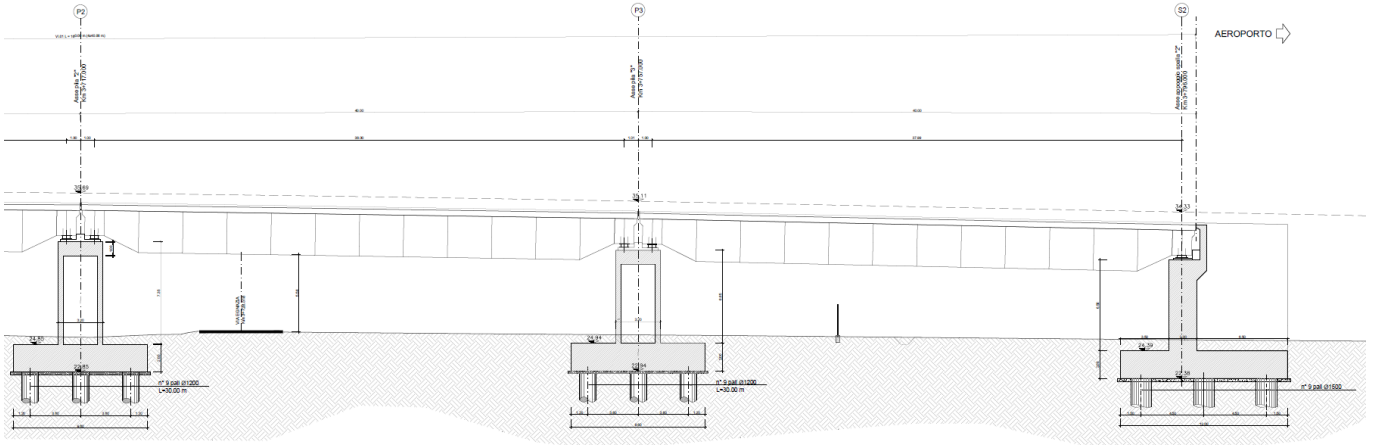


Figura 2: Profilo longitudinale VI01 - 2/2

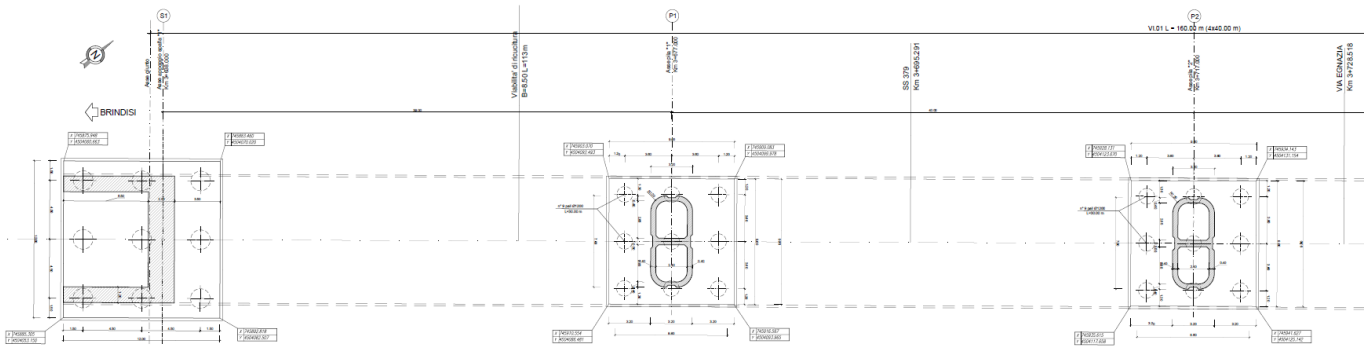


Figura 3: Pianta fondazioni VI01 - 1/2

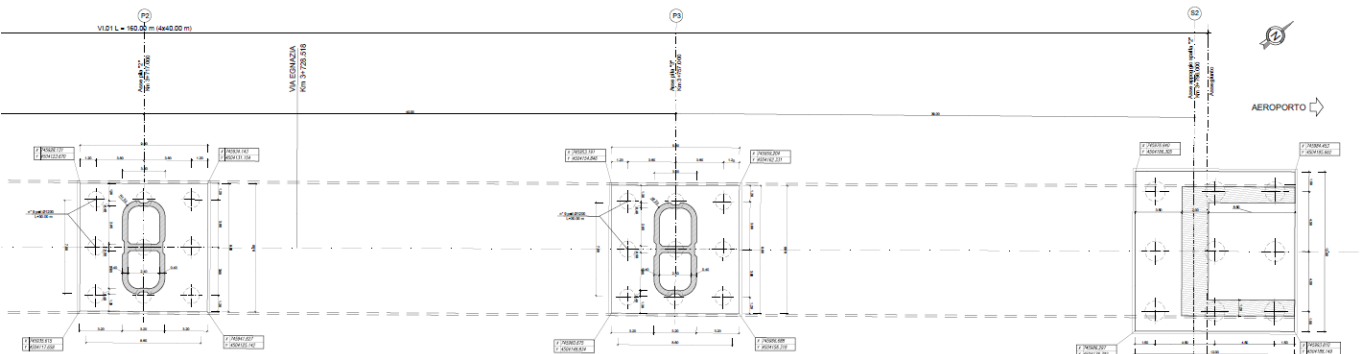


Figura 4: Pianta fondazioni VI01 - 2/2

3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La tipologia di pila in esame prevede una sezione pseudorettangolare cava biconnessa, con larghezza pari a 3.20m in direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto e lunghezza di 7.00m in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto; i setti esterni presentano uno spessore di 0.40m; quello centrale prevede uno spessore pari a 0.50m (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]
B	Cava biconnessa 3,20x7,00	7.63	20.68	1	3.32E+13	1.03E+13	7	3.2

L'altezza delle pile oggetto di analisi è variabile da 6.65m a 7.35m lungo il viadotto VI06.

Il sistema di fondazione previsto è del tipo indiretto, con plinti di spessore pari a 2m e dimensioni in pianta 9.60x9.60m, su n.12 pali di diametro ϕ 1200 (Pilnto tipo F1), di lunghezza pari a 44m.

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	diametro
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[mm]
F1	9.6x9.6x2	9.6	9	2	1.3	9	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	38	Acciaio-calcestruzzo		38	Acciaio-calcestruzzo

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.

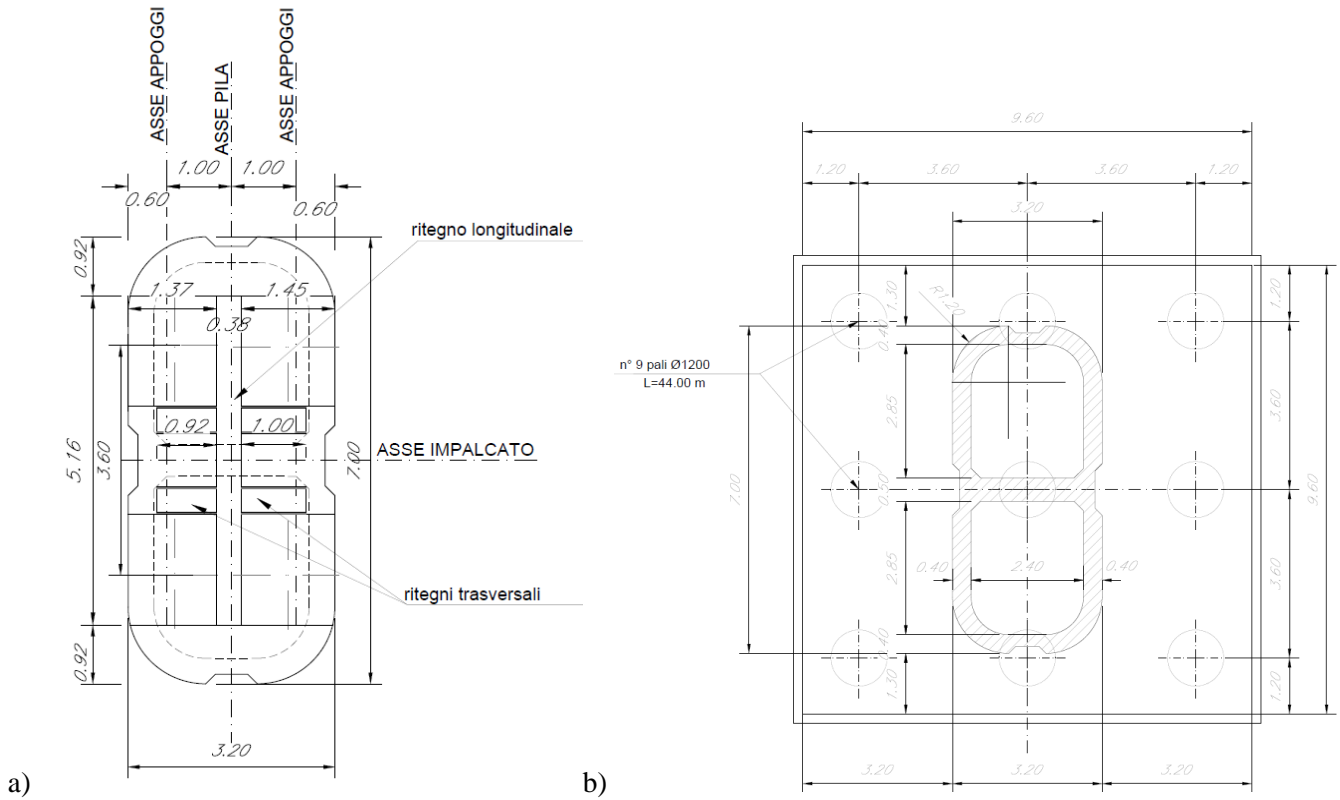


Figura 5: Vista in pianta pila- a) ; sezione di dettaglio fusto pila b) sezione di spiccato

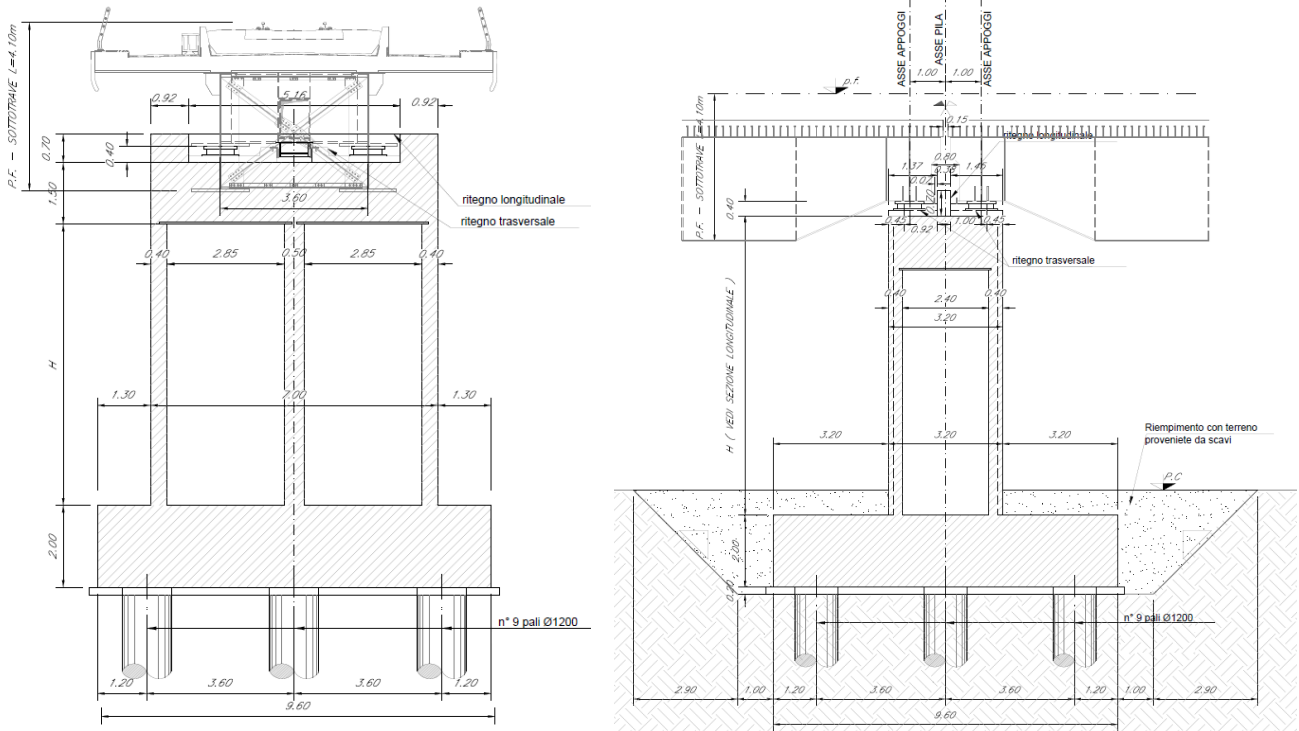


Figura 6: Sezione in direzione trasversale e longitudinale rispetto all'asse del viadotto

Di seguito si fornisce l'elenco delle pile relative al viadotto VI01 in esame.

Sigla WBS - VI	Numero pila	Sigla geometria pila	Sigla coppia impalcato per pila	Altezza pila	Sigla plinto relativo	Condizioni terreno	Diametro pali
01	1	B	1	7.0	F1	Non liquefacibile	1200
01	2	B	2	7.35	F1	Non liquefacibile	1200
01	3	B	3	6.7	F1	Non liquefacibile	1200

Nei paragrafi successivi, le verifiche strutturali esibite sono quelle relative alla pila caratterizzata dall'altezza massima fra quelle della tipologia in esame.

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, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019.

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	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	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	1.0	19	26	0÷10 ₍₁₎	60÷120	35 ÷ 45	9 ÷ 11	1.0E-8 ⁽¹⁾
SL/Cal	Sabbia limosa/limo sabbioso color avana con possibili intercalazioni calcarenitiche	1.0	8.0	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	8.0	21.0	19.5	26÷28	7÷10	50	110 ÷ 150	28÷38	1.0E-7
AL	Argilla limosa grigio azzurra	21.0	45.0	20	23÷24	15÷20	70-150 ₍₃₎	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a)^{0.65}$ (assumendo la falda ad 1 m da pc)	(2.5 · G ₀)/10	1.0E-9
Cal	Depositi calcarenitici	Oltre 45.0 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 1.0 m dal piano campagna.

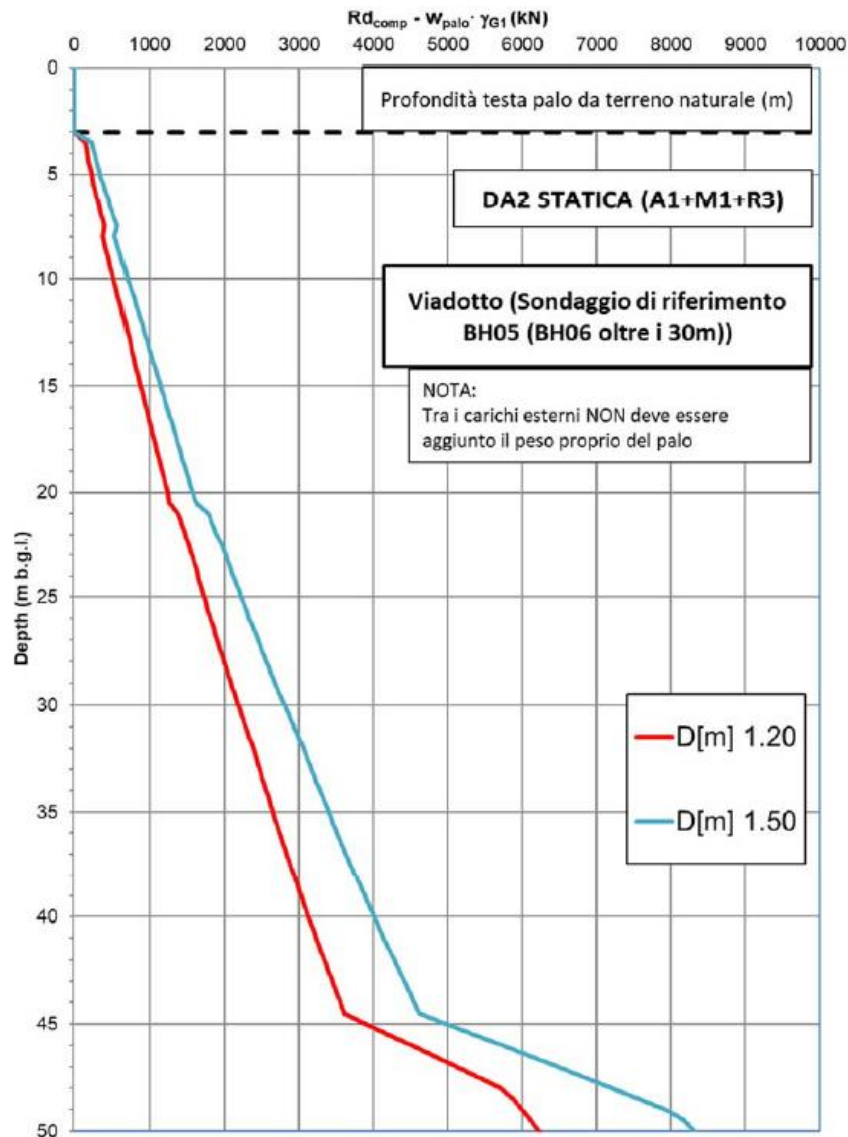
7.2 Capacità portante dei pali

Si riportano le curve di capacità portante per pali trivellati Ø1500 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

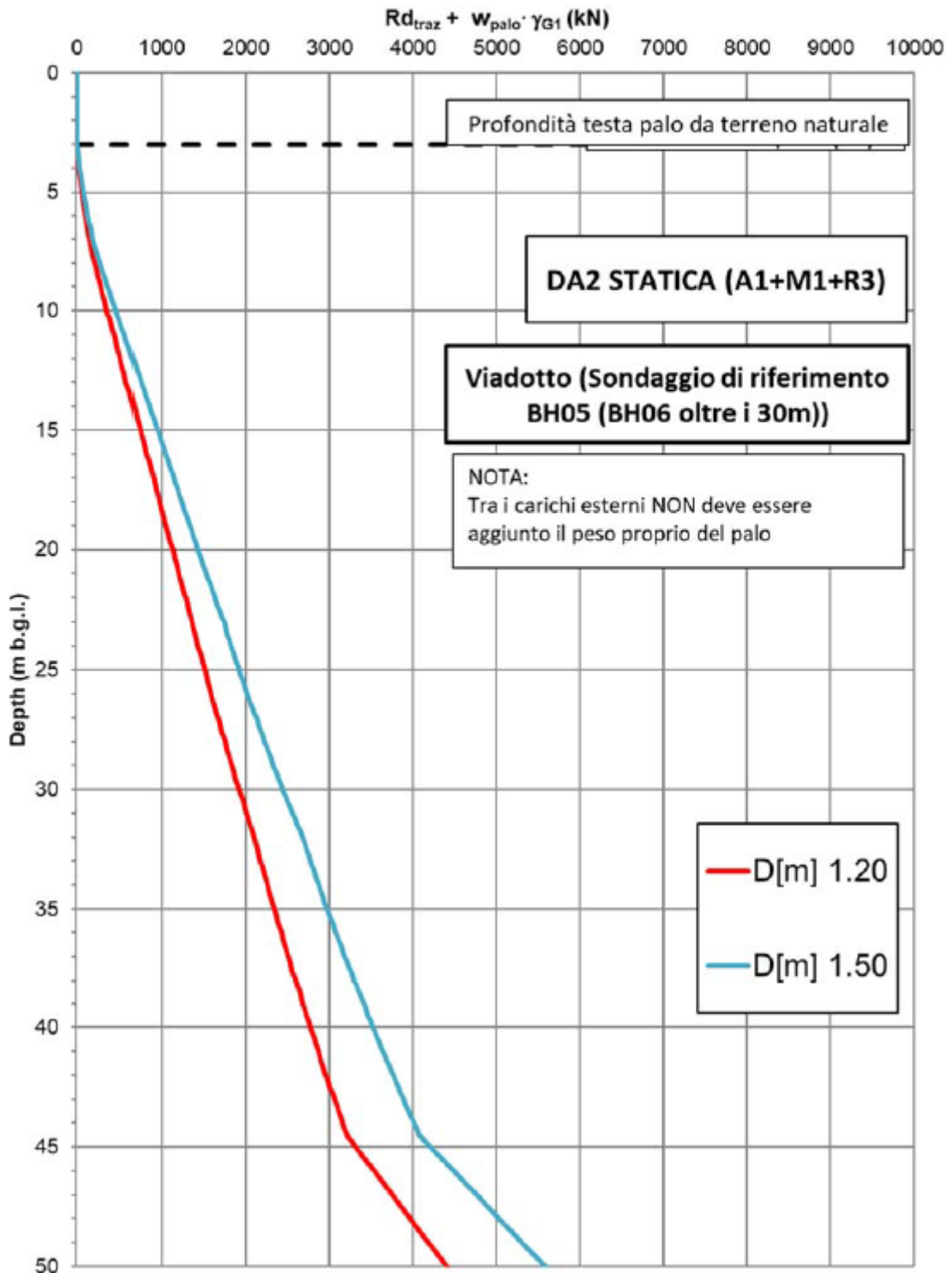
COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante a compressione (SLU) [kN]



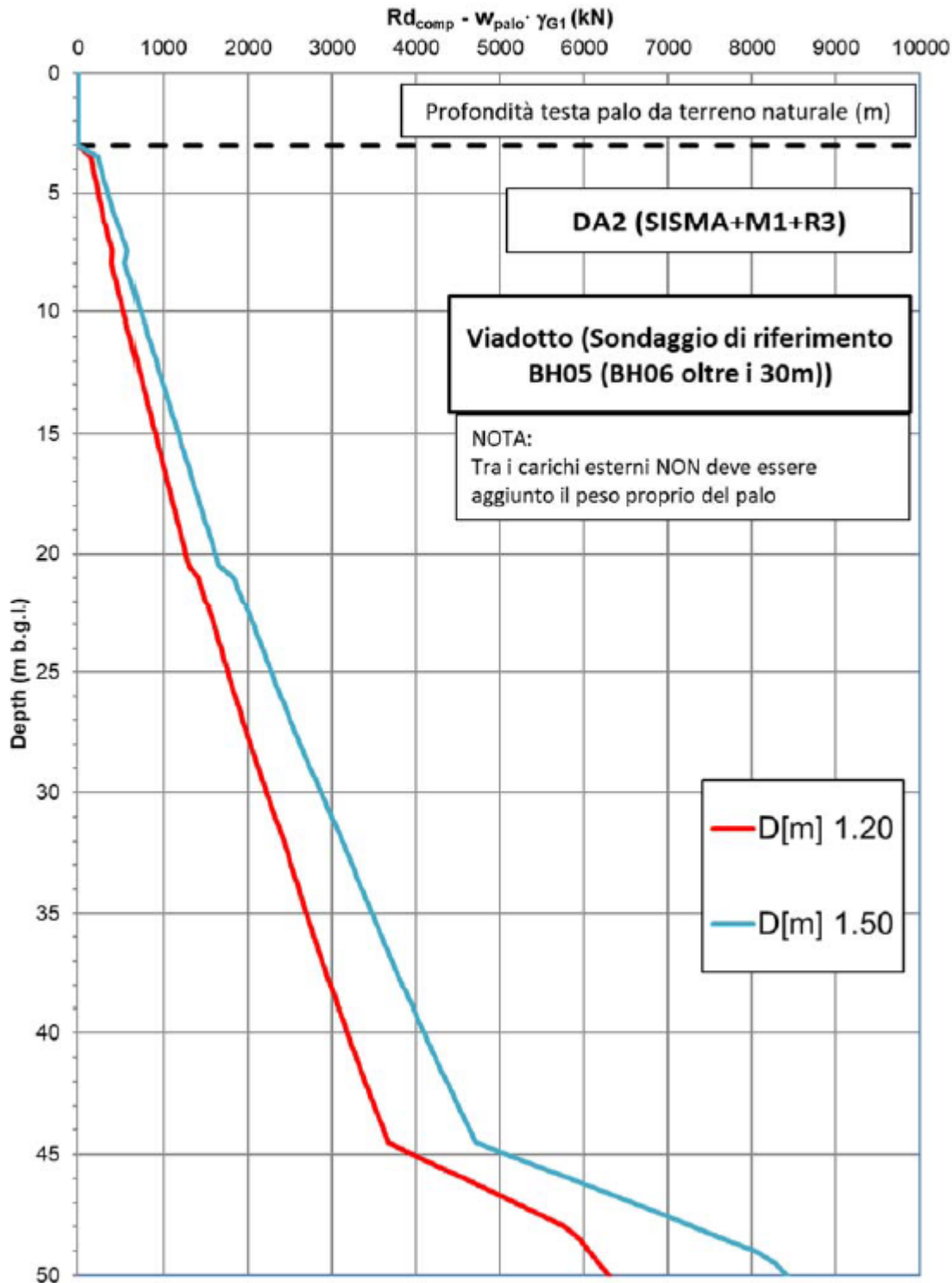
COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante a trazione (SLU) [kN]



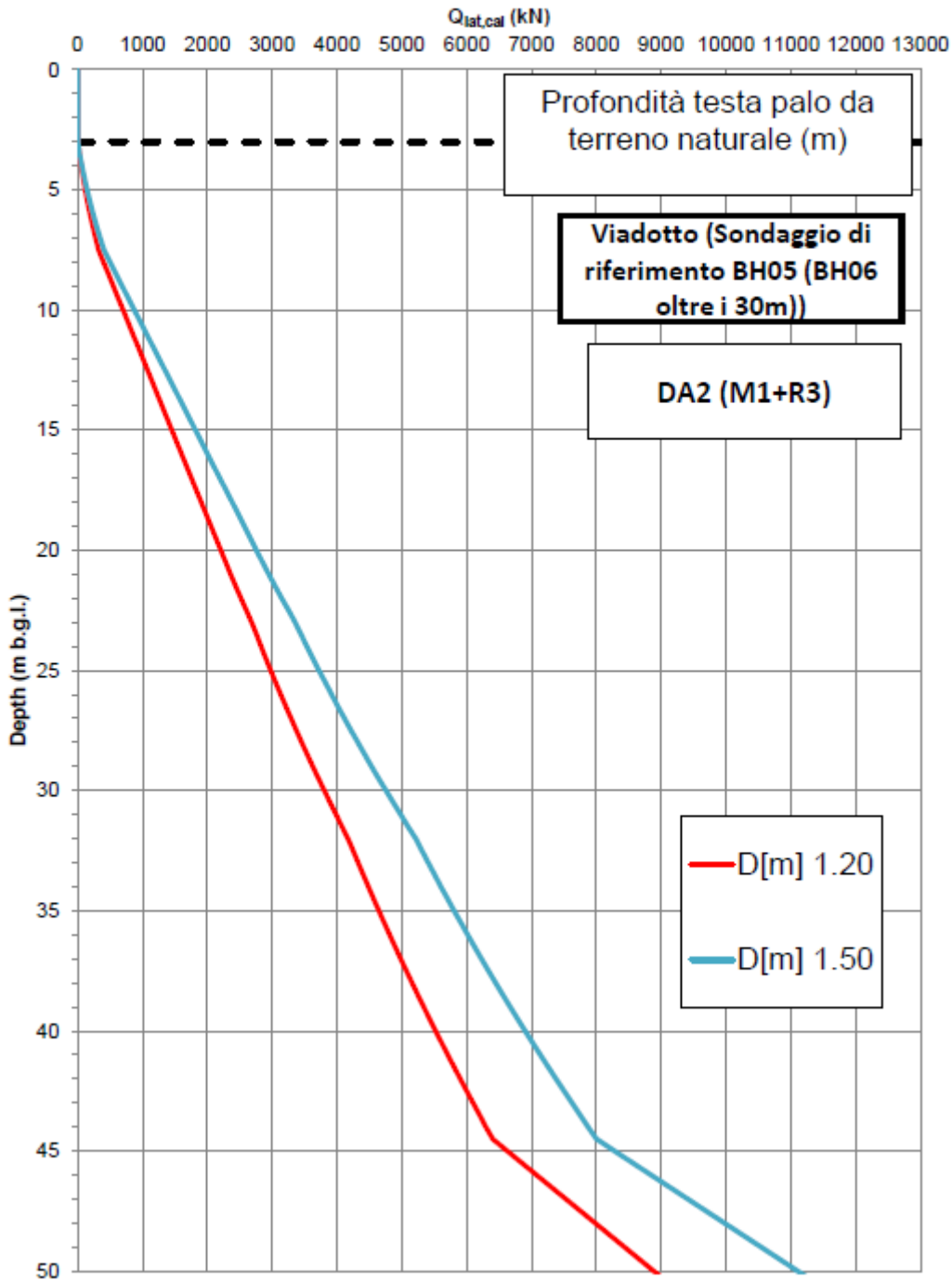
COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante a compressione (SLU) [kN]



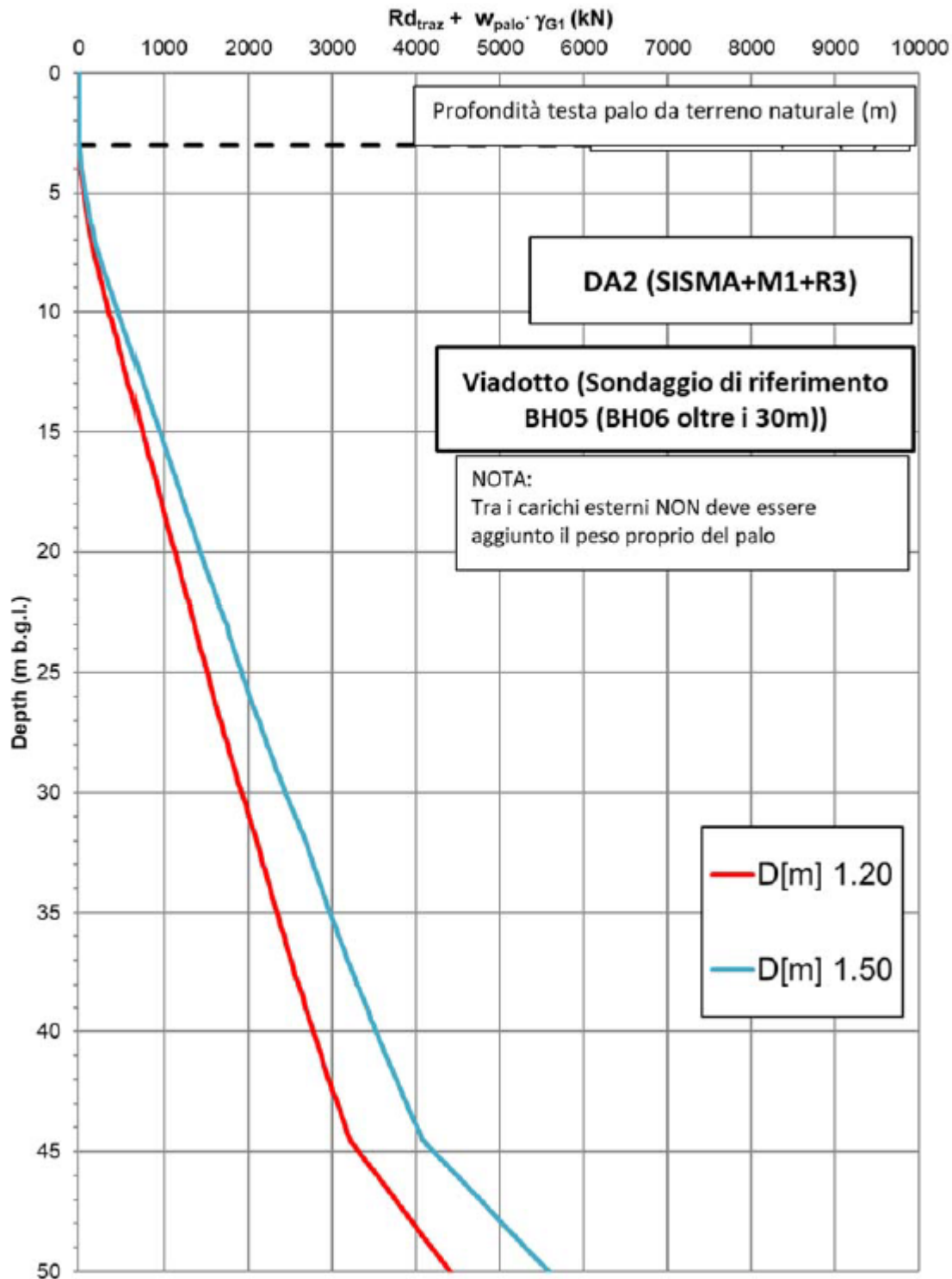
COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante laterale di calcolo



COLLEGAMENTO BRINDISI AEROPORTO - BRINDISI STAZIONE

Capacità portante a trazione (SLU) [kN]



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

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.

In particolare, per quanto riguarda i carichi da traffico ferroviario trasmessi dall'impalcato, si sono considerati coefficienti dinamici unitari, conformemente con quanto prescritto nel par.2.5.1.4.2.5.2 del "Manuale di progettazione delle opere civili", poiché le pile in esame presentano un valore di snellezza $\lambda < 30$.

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:

$$q_{T,\text{vento}} = 2,5\text{kN/m}^2 \times B_L = 8 \text{ kN/m} - \text{Carico unitario in direzione trasversale all'asse del viadotto}$$

$$q_{L,\text{vento}} = 2,5\text{kN/m}^2 \times B_T = 18 \text{ kN/m} - \text{Carico unitario in direzione parallela all'asse del viadotto}$$

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:

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

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

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

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

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 **VN = 100 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 V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U 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 **$V_R = 100 \times 2 = 200$ 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 (F_0) e periodo (T^*_c)

Ai fini del DM 17.1.2018 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , 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 ($T_R=1898$ anni) sono i seguenti:

latitudine = 40.632727;

longitudine = 17.941761;

a_g = 0.064 g;

F_0 = 2.739;

T_c^* = 0.530 s.

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_{s30} , 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.

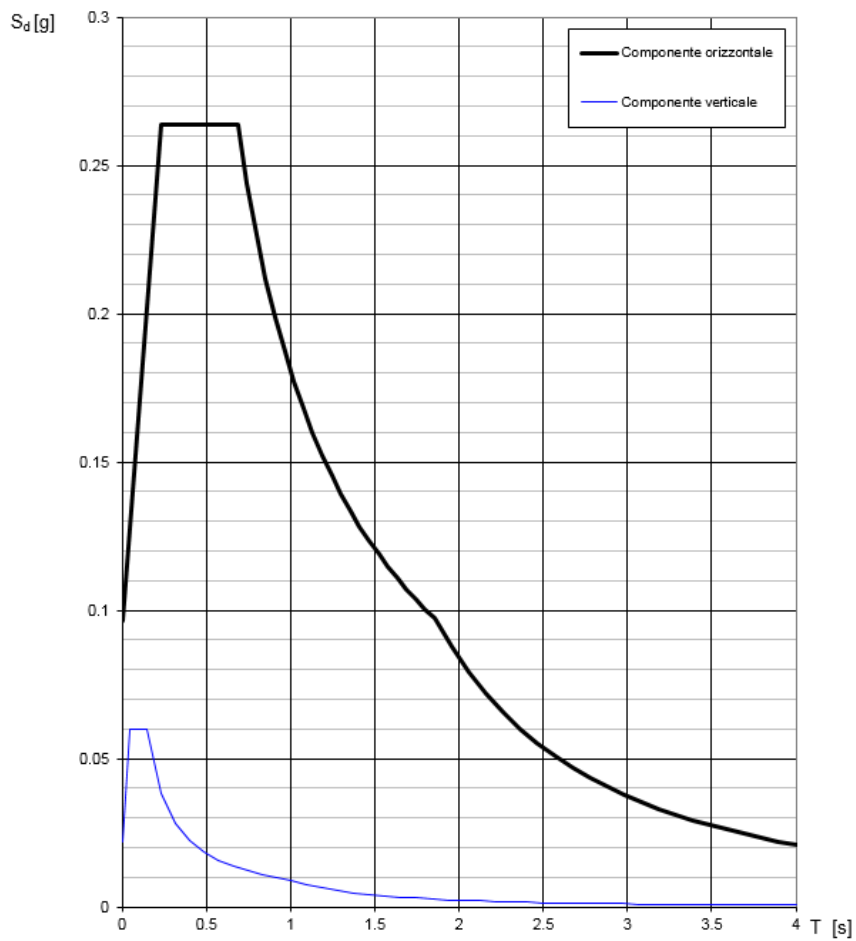


Figura 7: Spettri di risposta elastici_SLV (Componente orizzontale e verticale)

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,064 g
F_c	2,739
T_c	0,530 s
S_s	1,500
C_c	1,295
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,229 s
T_C	0,686 s
T_D	1,857 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_s(T)$ 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	0,096
$T_B \leftarrow$	0,229	0,264
$T_C \leftarrow$	0,686	0,264
	0,742	0,244
	0,798	0,227
	0,854	0,212
	0,909	0,199
	0,965	0,187
	1,021	0,177
	1,076	0,168
	1,132	0,160
	1,188	0,152
	1,244	0,145
	1,299	0,139
	1,355	0,133
	1,411	0,128
	1,467	0,123
	1,522	0,119
	1,578	0,115
	1,634	0,111
	1,689	0,107
	1,745	0,104
	1,801	0,100
$T_D \leftarrow$	1,857	0,097
	1,959	0,088
	2,061	0,079
	2,163	0,072
	2,265	0,065
	2,367	0,060
	2,469	0,055
	2,571	0,051
	2,673	0,047
	2,775	0,044
	2,877	0,041
	2,979	0,038
	3,081	0,035
	3,183	0,033
	3,286	0,031
	3,388	0,029
	3,490	0,028
	3,592	0,026
	3,694	0,025
	3,796	0,023
	3,898	0,022
	4,000	0,021

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO VI0105001	REV. B	FOGLIO 33 di 115

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 sovrarigidità, 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:

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

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

F_o : 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:

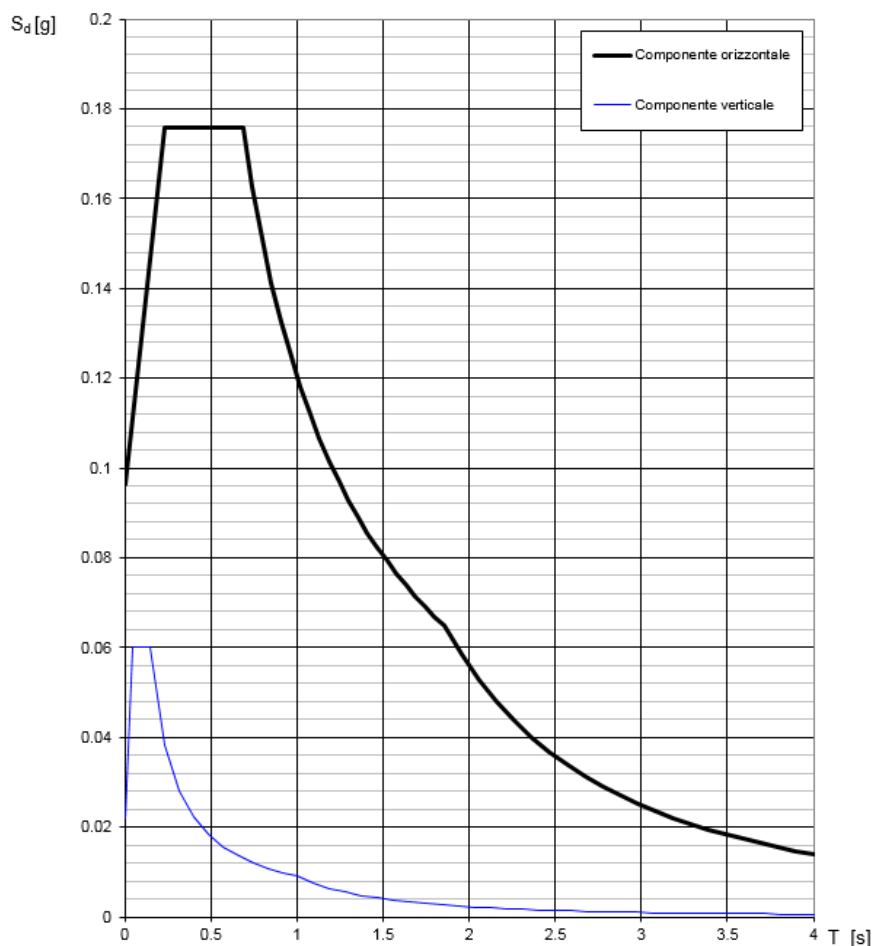


Figura 8: Spettri di risposta di progetto ($q=1,5$)_{SLV} (Componente orizzontale e verticale)

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.064 g
$F_{0,2}$	2.739
T_c	0.530 s
S_s	1.500
C_c	1.295
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.667
T_B	0.229 s
T_C	0.686 s
T_D	1.857 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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 $S_d(T)$ 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	0.096
$T_B \leftarrow$	0.229	0.176
$T_C \leftarrow$	0.686	0.176
	0.742	0.163
	0.798	0.151
	0.854	0.141
	0.909	0.133
	0.965	0.125
	1.021	0.118
	1.076	0.112
	1.132	0.107
	1.188	0.102
	1.244	0.097
	1.299	0.093
	1.355	0.089
	1.411	0.085
	1.467	0.082
	1.522	0.079
	1.578	0.076
	1.634	0.074
	1.689	0.071
	1.745	0.069
	1.801	0.067
$T_D \leftarrow$	1.857	0.065
	1.959	0.058
	2.061	0.053
	2.163	0.048
	2.265	0.044
	2.367	0.040
	2.469	0.037
	2.571	0.034
	2.673	0.031
	2.775	0.029
	2.877	0.027
	2.979	0.025
	3.081	0.024
	3.183	0.022
	3.286	0.021
	3.388	0.020
	3.490	0.018
	3.592	0.017
	3.694	0.016
	3.796	0.016
	3.898	0.015
	4.000	0.014

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 treni.

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 Rottura della catenaria

In accordo con il par. 5.2.2.9.1 del DM 17.1.2018, si considera l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole del ponte. Essendo presente un solo binario, la forza statica equivalente, agente in direzione parallela all'asse dei binari, è stata assunta pari a 20 kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

8.5.2 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_{Qj} e quelli dei coefficienti di combinazione Ψ_{ij} sono stati desunti dal par. 5.2.3.2.1 del DM 17.1.2018, relativo al capitolo sui 'Ponti ferroviari'. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

Per quanto riguarda il coefficiente di combinazione Ψ_{2j} relativo ai carichi dovuti al transito dei treni, questo si assume pari a 0,2 nelle combinazioni sismiche, conformemente a quanto prescritto nel par. 5.2.2.8 del DM 17.1.2018.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolge i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 9: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del DM 17.1.2018

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

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

Figura 10: Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VI del DM 17.1.2018

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

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

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Figura 11: Ulteriori valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VII del DM 17.1.2018

Conformemente con quanto prescritto al par.5.2.3.1.3 del DM 17.1.2018, gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella Tabella 5.2.IV del DM 17.1.2018, riportata di seguito.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc..)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Figura 12: Valutazione dei carichi da traffico – Tabella 5.2.IV del DM 17.1.2018

Nel modello di calcolo sono state considerate per ciascun treno di carico solamente le azioni (frenatura o avviamento) che determinano le sollecitazioni massime sulla struttura.

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.

		SLU-Gr.1(N)	SLU-Gr.3(N)	SLU-Gr.1(P)	SLU-Gr.3(P)	SLU-Gr.1-1SW/2	SLU-Gr.3-1SW/2	SLU-Gr.1-MaxML(P)	SLU-Gr.3-MaxML(P)
perm.strutt	G1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
perm.non strutt.	G2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
avviam	Q3,a B1-SW2	0.725	1.45	0	0	0	0	0	0
serpeggio	Q5 B1-LM71	1.45	0.725	0	0	0	0	0	0
vento	Q6	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
traffico ferr.	LM71_B1	1.45	1.45	0	0	0	0	0	0
attriti	A_Gk	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_Qk	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 1: Combinazioni di carico SLU 1/2

		SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	SLU-Gr.1-MaxML(P)-Gk=1.00	SLU-Gr.3-MaxML(P)-Gk=1.00
perm.strutt	G1	1	1	1	1	1	1	1	1
perm.non strutt.	G2	1	1	1	1	1	1	1	1
avviam	Q3,a B1-SW2	0.725	1.45	0	0	0	0	0	0
serpeggio	Q5 B1-LM71	1.45	0.725	0	0	0	0	0	0
vento	Q6	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
traffico ferr.	LM71_B1	1.45	1.45	0	0	0	0	0	0
attriti	A_Gk	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_Qk	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 2: Combinazioni di carico SLU 2/2

		SLV-EL+0.3ET	SLV-0.3EL+ET
perm.strutt	G1	1	1
perm.non strutt.	G2	1	1
avviam	Q3,a B1-SW2	0	0
serpeggio	Q5 B1-LM71	0	0
vento	Q6	0	0
traffico ferr.	LM71_B1	0	0
attriti	A_Gk	0	0
	A_Qk	0	0
Sisma long.	SIS_X	1	0.3
Sisma trasv.	SIS:Y	0.3	1

Tabella 3: Combinazioni di carico SLV

		SLE-C-Gr.1(N)	SLE-C-Gr.3(N)	SLE-C-Gr.1(P)	SLE-C-Gr.3(P)	SLE-C-Gr.1-1SW/2	SLE-C-Gr.3-1SW/2	SLE-C-Gr.1-MaxML(P)	SLE-C-Gr.3-MaxML(P)
perm.strutt	G1	1	1	1	1	1	1	1	1
perm.non strutt.	G2	1	1	1	1	1	1	1	1
avviam	Q3,a B1-SW2	0.5	1	0	0	0	0	0	0
serpeggio	Q5 B1-LM71	1	0.5	0	0	0	0	0	0
vento	Q6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
traffico ferr.	LM71_B1	1	1	0	0	0	0	0	0
attriti	A_Gk	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_Qk	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 4: Combinazioni di carico SLE 1/2

		SLE-F- Gr.1(N)	SLE-F- Gr.3(N)	SLE-F- Gr.1(P)	SLE-F- Gr.3(P)	SLE-F- Gr.1- 1SW/2	SLE-F- Gr.3- 1SW/2	SLE-F- Gr.1- MaxML (P)	SLE-F- Gr.3- MaxML (P)	SLE-QP
perm.strutt	G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
perm.non strutt.	G2	1	1	1	1	1	1	1	1	1
avviam	Q3,a B1-SW2	0.4	0.8	0	0	0	0	0	0	0
serpeggio	Q5 B1-LM71	0.8	0.4	0	0	0	0	0	0	0
vento	Q6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
traffico ferr.	LM71_B1	0.8	0.8	0	0	0	0	0	0	0
atriti	A_Gk	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_Qk	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 5: Combinazioni di carico SLE 2/2

I casi di carico che figurano nelle combinazioni sopra riportate, fanno riferimento alle seguenti azioni.

CASI DI CARICO		
Sigla	Tipologia	Descrizione
G1	Carichi permanenti strutturali	Peso proprio travi+soletta
G2 (G2,1+G2,2+G2,3+G2,4)	Carichi permanenti non strutturali	Ballast e armamento-velette-paraballast-canalette e impianti-barriere antirumore
Q3,a B1-SW2	Avviamento treno	Azione di avviamento per treno SW/2 su binario 1
Q3,a B1-LM71	Avviamento treno	Azione di avviamento per treno LM71 su binario 1
Q3,f B1-SW2	Frenatura treno	Azione di frenatura per treno SW/2 su binario 1
Q3,f B1-LM71	Frenatura treno	Azione di frenatura per treno LM71 su binario 1
Q5 B1-LM71	Serpeggio	Azione di serpeggio per treno LM71 su binario 1
Q6	Vento	Azione del vento
LM71_B1	Traffico ferroviario	Carico verticale per treno LM71 su binario 1
SW2_B1	Traffico ferroviario	Carico verticale per treno SW/2 su binario 1
A_Gk	Resistenze parassite	Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi permanenti)
A_Qk	Resistenze parassite	Resistenze parassite dei vincoli (aliquota dovuta ai carichi variabili)

Tabella 6 – Casi di carico

Per quanto riguarda i gruppi di carico analizzati, le azioni agenti sull'impalcato sono state combinate secondo i gruppi 1 e 3 (Gr.1-3), che danno luogo a sollecitazioni maggiori per le strutture in elevazione e in fondazione.

Inoltre, in accordo con la Tabella 5.2.V del DM 17.1.2018, le combinazioni allo SLU sono state duplicate considerando sia il possibile effetto sfavorevole che quello favorevole dei carichi permanenti strutturali e non. Nel secondo caso si sono quindi assunti valori unitari per i coefficienti γ_{Gk} .

Per quanto riguarda i coefficienti delle azioni dedotti per le combinazioni di carico eccezionali, si faccia riferimento al Capitolo 0 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 13: 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*: $w_d \leq w_l = 0.2 \text{ mm}$ - 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 taglianti

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:

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

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

e dove:

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

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ 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:

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

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

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

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;

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

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

S è 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:

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

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.

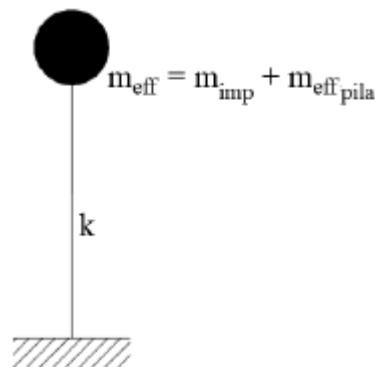


Figura 14: Modello della pila ad oscillatore semplice

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, 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 impalcato 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

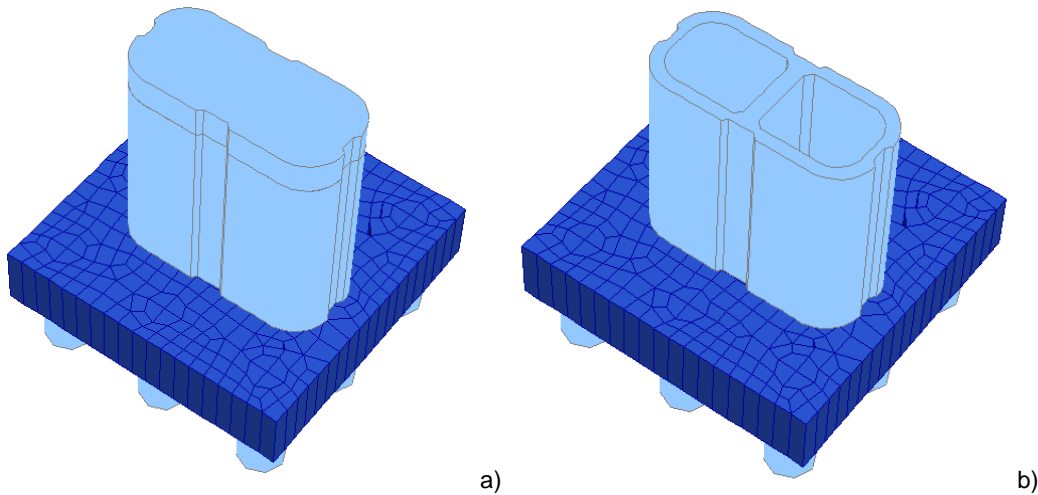


Figura 15: Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti – a) Vista 3D b) Spaccato

12 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DELLA PILA

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.

VIADOTTO 01	-	WBS viadotto
P 2	-	Numero pila
Sigla pila	B	Tipologia pila per geometria
H _p	7.35 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		
VIADOTTO 01	-	WBS viadotto
P 2	-	Numero pila
Sigla pila	B	Tipologia pila per geometria
H _p	7.35 m	Altezza pila
γ	25 kN/m ³	Peso per unità di volume
f _{ck}	32 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
s	1.5 m	Altezza sezione piena estremità superiore pila
s*	0.7 m	Altezza protuberanze pila
A	7.63 m ²	Sezione trasversale fusto pila
A _{sup}	20.68 m ²	Sezione trasversale estremità superiore pila

A_{sup}^*	2.94 m ²	Sezione protuberanze testa pila (2 totali)
I_y	3.32E+13 mm ⁴	Inerzia mensola direzione trasversale
I_z	1.03E+13 mm ⁴	Inerzia mensola longitudinale
E	33346 MPa	Modulo di elasticità
K_T	8375295 N/mm	Rigidezza flessionale direzione trasversale
K_L	2596762 N/mm	Rigidezza flessionale direzione longitudinale
$K_{T,fess}$	4187648 N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione trasversale
$K_{L,fess}$	1298381 N/mm	Rigidezza flessionale in condizioni fessurate direzione longitudinale
P_{pila_tot}	1943 kN	Peso proprio pila
$P_{sup.pila}$	1199 kN	Peso proprio del terzo superiore della pila + Peso pulvino
$P_{inf.pila}$	744 kN	Peso proprio della parte inferiore della pila (Peso 2/3 del fusto)
m_{pila_tot}	198 kN/m/s ²	Massa pila
$m_{sup.pila}$	122 kN/m/s ²	Massa del terzo superiore della pila + pulvino
$m_{inf.pila}$	76 kN/m/s ²	Massa della parte inferiore della pila
Applicabilità analisi statica lineare		Analisi statica lineare applicabile

CALCOLO MASSA EFFICACE PILA/IMPALCATO

Direzione longitudinale

$P_{impalcato}$	4980 kN	Peso dell'impalcato (travi+soletta)
$P_{permanenti\ portati}$	4675 kN	Carichi permanenti portati totali
$P_{traffico\ ferroviario}$	5744 kN	Carico ferroviario
$0.2 \times P_{traffico\ ferroviario}$	1149 kN	20% del carico dovuto al transito dei mezzi
$m_{impalcato}$	1102 kN/m/s ²	Massa impalcato (PP+PERM.+0.2ACC) - direzione longitudinale
$m_{efficace\ tot - longitudinale}$	1234 kN/m/s²	Massa efficace pila sup.+impalcato - direzione longitudinale

Direzione trasversale

$P_{impalcato}$	4980 kN	Peso dell'impalcato (travi+soletta)
$P_{permanenti\ portati}$	4675 kN	Carichi permanenti portati totali
$P_{traffico\ ferroviario}$	5744 kN	Carico ferroviario
$0.2 \times P_{traffico\ ferroviario}$	1149 kN	20% del carico dovuto al transito dei mezzi
$m_{impalcato}$	1102 kN/m/s ²	Massa impalcato (PP+PERM.+0.2ACC) - direzione trasversale
$m_{efficace\ tot - trasversale}$	1234 kN/m/s²	Massa efficace pila sup.+impalcato - direzione trasversale

PARAMETRI SPETTRALI

a_g	0.064 g	PGA
S_s	1.500	Coefficiente stratigrafico
$a_g(T=0)$	0.096 g	Accelerazione spettrale al suolo ($a_g \cdot S$)

CALCOLO PERIODO DI VIBRAZIONE PILA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Ipotesi sezione non fessurata ($E = Em$)

TL	0.137 s	Periodo di vibrazione
----	---------	-----------------------

Spettro di progetto ($q = 1.5$)

ag(T)	0.132 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1.5)
FL	1594 kN	Taglio longitudinale base pila
ML	11714 kNm	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)		
ag(T)	0.179 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1)
FL	2171 kN	Taglio longitudinale
ML	15955 kNm	Flessione nel piano parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
<u>Ipotesi sezione fessurata (E_f = 0.5E)</u>		
TL,fess	0.194 s	
Spettro di progetto (q = 1.5)		
ag(T)	0.160 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1.5)
FL	1940 kN	Taglio longitudinale base pila
ML	14256 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	2978 kN	Forza di inerzia parte superiore
Fi,inf	514 kN	Forza di inerzia parte inferiore
FL	3491 kN	Taglio longitudinale intradosso plinto
ML	28355 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	0.076 s	
Spettro di progetto (q = 1.5)		
ag(T)	0.113 g	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1.5)
FT	1368 kN	Taglio trasversale
MT	10055 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)		
ag(T)	0.140 g	Accelerazione spettrale in direzione longitudinale (q=1)
FT	1689 kN	Taglio trasversale
MT	12411 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
<u>Ipotesi sezione fessurata (E_f = 0.5E)</u>		
TT,fess	0.108	
Spettro di progetto (q = 1.5)		
ag(T)	0.123 g	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1.5)
FT	1490 kN	Taglio trasversale
MT	10954 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
Spettro elastico (q = 1)		
ag(T)	0.161 g	Accelerazione spettrale in direzione trasversale (q=1)
Fi,sup	1995 kN	Forza di inerzia parte superiore

Fi,inf	514 kN	Forza di inerzia parte inferiore
FT	2509 kN	Taglio trasversale
MT	19171 kNm	Flessione nel piano ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

12.1 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

CASI DI CARICO		LATO FISSO			LATO MOBILE			APP. 3 (MULTIDIR.)			APP. 4 (UNIDIR.)		
		APP. 1 (FISSO)			APP. 2 (FISSO)			N	Ht	HI	N	Ht	HI
Sigla	Tipologia	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	Carichi permanenti strutturali	1310	0	0	1310	0	0	1310	0	0	1310	0	0
G2	Carichi perm. non strutturali	1200	0	0	1200	0	0	1200	0	0	1200	0	0
Q3,a B1-SW2	Avviamento treno	0	0	578	0	0	578	0	0	0	0	0	0
Q5 B1-LM71	Serpeggio	0	25	0	0	25	0	0	0	0	0	50	0
Q6	Vento	0	256	30	0	256	0	0	0	0	0	512	0
LM71_B1	Traffico ferroviario	1436	0	0	1436	0	0	1436	0	0	1436	0	0
A_Gk	Resistenze parassite	0	75	75	0	75	75	0	0	0	0	150	0
A_Qk	Resistenze parassite	0	43	43	0	43	43	0	0	0	0	86	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
SLU-Gr.1(N)	-22603	1067	811	0	0
SLU-Gr.3(N)	-22603	994	1649	0	0
SLU-Gr.1(P)	-14274	922	27	0	0
SLU-Gr.3(P)	-14274	922	27	0	0
SLU-Gr.1-1SW/2	-14274	922	27	0	0
SLU-Gr.3-1SW/2	-14274	922	27	0	0
SLU-Gr.1-MaxML(P)	-14274	922	27	0	0
SLU-Gr.3-MaxML(P)	-14274	922	27	0	0
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-18369	1067	811	0	0
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-18369	994	1649	0	0
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-10040	922	27	0	0
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-10040	922	27	0	0
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-10040	922	27	0	0
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-10040	922	27	0	0
SLU-Gr.1-MaxML(P)-Gk=1.00	-10040	922	27	0	0
SLU-Gr.3-MaxML(P)-Gk=1.00	-10040	922	27	0	0
SLV-EL+0.3ET	-9582	447	1940	0	0
SLV-0.3EL+ET	-9582	1490	582	0	0
SLE-C-Gr.1(N)	-15784	714	560	0	0
SLE-C-Gr.3(N)	-15784	664	1138	0	0
SLE-C-Gr.1(P)	-10040	614	18	0	0

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI TESTA PILA				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLE-C-Gr.3(P)	-10040	614	18	0	0
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-10040	614	18	0	0
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-10040	614	18	0	0
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-10040	614	18	0	0
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-10040	614	18	0	0
SLE-F-Gr.1(N)	-14635	80	462	0	0
SLE-F-Gr.3(N)	-14635	40	925	0	0
SLE-F-Gr.1(P)	-10040	0	0	0	0
SLE-F-Gr.3(P)	-10040	0	0	0	0
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-10040	0	0	0	0
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-10040	0	0	0	0
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-10040	0	0	0	0
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-10040	0	0	0	0
SLE-QP	-10040	0	0	0	0

Tabella 7: Sollecitazioni nella sezione a quota testa pila – P2

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
SLU-Gr.1(N)	-25226	1120	927	8034	6387
SLU-Gr.3(N)	-25226	1047	1765	7501	12547
SLU-Gr.1(P)	-16897	975	143	6968	624
SLU-Gr.3(P)	-16897	975	143	6968	624
SLU-Gr.1-1SW/2	-16897	975	143	6968	624
SLU-Gr.3-1SW/2	-16897	975	143	6968	624
SLU-Gr.1-MaxML(P)	-16897	975	143	6968	624
SLU-Gr.3-MaxML(P)	-16897	975	143	6968	624
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-20312	1120	927	8034	6387
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-20312	1047	1765	7501	12547
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-11983	975	143	6968	624

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI BASE PILA				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-11983	975	143	6968	624
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-11983	975	143	6968	624
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-11983	975	143	6968	624
SLU-Gr.1-MaxML(P)-Gk=1.00	-11983	975	143	6968	624
SLU-Gr.3-MaxML(P)-Gk=1.00	-11983	975	143	6968	624
SLV-EL+0.3ET	-11525	447	1940	7056	23733
SLV-0.3EL+ET	-11525	1490	582	23522	7120
SLE-C-Gr.1(N)	-17727	750	637	5380	4400
SLE-C-Gr.3(N)	-17727	700	1215	5013	8648
SLE-C-Gr.1(P)	-11983	650	95	4645	416
SLE-C-Gr.3(P)	-11983	650	95	4645	416
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-11983	650	95	4645	416
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-11983	650	95	4645	416
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-11983	650	95	4645	416
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-11983	650	95	4645	416
SLE-F-Gr.1(N)	-16578	80	462	588	3399
SLE-F-Gr.3(N)	-16578	40	925	294	6797
SLE-F-Gr.1(P)	-11983	0	0	0	0
SLE-F-Gr.3(P)	-11983	0	0	0	0
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-11983	0	0	0	0
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-11983	0	0	0	0
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-11983	0	0	0	0
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-11983	0	0	0	0
SLE-QP	-11983	0	0	0	0

Tabella 8: Sollecitazioni nella sezione di spiccato – P2

12.2 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 FUSTO

n°strati	c (cm)	ϕ (mm)	s_{ext} (cm)	s_{int} (cm)	n°tot	A_s (cm ²)	A_s/A_{cls} (%)	A_{min}/A_{cls} (%)
1	7.9	26	20	20	194	1029.5	1.35	0.6

ARMATURA TRASVERSALE FUSTO (STAFFE)

Direzione longitudinale				Direzione trasversale			
nb	ϕ (mm)	s (cm)	$A_{v,st}/s$ (cm ² /m)	nb	ϕ (mm)	s (cm)	$A_{v,st}/s$ (cm ² /m)
6	16	20	60.32	4	16	20	40.21

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

N: Sforzo normale (positivo, se di compressione)

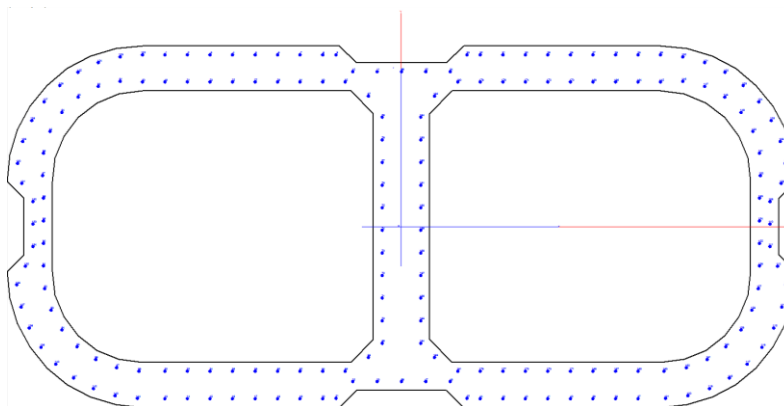
V_x: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

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 spiccatto 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

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	61 di 115

	Resis. media a trazione fctm:	3.720	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
CALCESTRUZZO -	Classe:	C20/25	
	Resis. compr. di progetto fcd:	11.330	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	29960.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.210	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
CALCESTRUZZO -	Classe:	C20/25	
	Resis. compr. di progetto fcd:	11.330	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	29960.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.210	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	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:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-335.0	-25.0
2	-335.0	0.0
3	-335.0	25.0
4	-350.0	40.0
5	-347.7	63.4
6	-340.9	85.9
7	-329.8	106.7

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	62 di 115

8	-314.9	124.9
9	-296.7	139.8
10	-275.9	150.9
11	-253.4	157.7
12	-230.0	160.0
13	-55.0	160.0
14	-40.0	145.0
15	40.0	145.0
16	55.0	160.0
17	230.0	160.0
18	253.4	157.7
19	275.9	150.9
20	296.7	139.8
21	314.9	124.9
22	329.8	106.7
23	340.9	85.9
24	347.7	63.4
25	350.0	40.0
26	335.0	25.0
27	335.0	0.0
28	335.0	-25.0
29	350.0	-40.0
30	347.7	-63.4
31	340.9	-85.9
32	329.8	-106.7
33	314.9	-124.9
34	296.7	-139.8
35	275.9	-150.9
36	253.4	-157.7
37	230.0	-160.0
38	55.0	-160.0
39	40.0	-145.0
40	-40.0	-145.0
41	-55.0	-160.0
42	-230.0	-160.0
43	-253.4	-157.7
44	-275.9	-150.9
45	-296.7	-139.8
46	-314.9	-124.9
47	-329.8	-106.7
48	-340.9	-85.9
49	-347.7	-63.4
50	-350.0	-40.0

DOMINIO N° 2

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C20/25

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-25.0	-100.0
2	-45.0	-120.0
3	-230.0	-120.0
4	-250.8	-117.5
5	-270.2	-109.5
6	-286.8	-96.8
7	-299.5	-80.2

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	63 di 115

8	-307.5	-60.8
9	-310.0	-40.0
10	-310.0	40.0
11	-307.5	60.8
12	-299.5	80.2
13	-286.8	96.8
14	-270.2	109.5
15	-250.8	117.5
16	-230.0	120.0
17	-45.0	120.0
18	-25.0	100.0

DOMINIO N° 3

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C20/25

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	45.0	120.0
2	230.0	120.0
3	250.8	117.5
4	270.2	109.5
5	286.8	96.8
6	299.5	80.2
7	307.5	60.8
8	310.0	40.0
9	310.0	-40.0
10	307.5	-60.8
11	299.5	-80.2
12	286.8	-96.8
13	270.2	-109.5
14	250.8	-117.5
15	230.0	-120.0
16	45.0	-120.0
17	25.0	-100.0
18	25.0	100.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-210.0	152.1	26.0
2	-190.0	152.1	26.0
3	-170.0	152.1	26.0
4	-150.0	152.1	26.0
5	-130.0	152.1	26.0
6	-110.0	152.1	26.0
7	-90.0	152.1	26.0
8	-70.0	152.1	26.0
9	-58.1	152.0	26.0
10	-43.3	137.1	26.0
11	-21.5	137.1	26.0
12	0.0	137.1	26.0
13	-210.0	-152.1	26.0
14	-190.0	-152.1	26.0
15	-170.0	-152.1	26.0
16	-150.0	-152.1	26.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	64 di 115

17	-130.0	-152.1	26.0
18	-110.0	-152.1	26.0
19	-90.0	-152.1	26.0
20	-70.0	-152.1	26.0
21	-58.1	-152.0	26.0
22	-43.3	-137.1	26.0
23	-21.5	-137.1	26.0
24	0.0	-137.1	26.0
25	210.0	152.1	26.0
26	190.0	152.1	26.0
27	170.0	152.1	26.0
28	150.0	152.1	26.0
29	130.0	152.1	26.0
30	110.0	152.1	26.0
31	90.0	152.1	26.0
32	70.0	152.1	26.0
33	58.1	152.0	26.0
34	43.3	137.1	26.0
35	21.5	137.1	26.0
36	0.0	137.1	26.0
37	210.0	-152.1	26.0
38	190.0	-152.1	26.0
39	170.0	-152.1	26.0
40	150.0	-152.1	26.0
41	130.0	-152.1	26.0
42	110.0	-152.1	26.0
43	90.0	-152.1	26.0
44	70.0	-152.1	26.0
45	58.1	-152.0	26.0
46	43.3	-137.1	26.0
47	21.5	-137.1	26.0
48	0.0	-137.1	26.0
49	-210.0	127.9	26.0
50	-210.0	-127.9	26.0
51	-190.0	127.9	26.0
52	-190.0	-127.9	26.0
53	-170.0	127.9	26.0
54	-170.0	-127.9	26.0
55	-150.0	127.9	26.0
56	-150.0	-127.9	26.0
57	-130.0	127.9	26.0
58	-130.0	-127.9	26.0
59	-110.0	127.9	26.0
60	-110.0	-127.9	26.0
61	-90.0	127.9	26.0
62	-90.0	-127.9	26.0
63	-70.0	127.9	26.0
64	-70.0	-127.9	26.0
65	-50.0	127.9	26.0
66	-50.0	-127.9	26.0
67	-29.4	115.6	26.0
68	-29.4	-115.6	26.0
69	-17.1	-103.3	26.0
70	-17.1	-83.3	26.0
71	-17.1	-63.3	26.0
72	-17.1	-43.3	26.0
73	-17.1	-23.3	26.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	65 di 115

74	-17.1	-3.3	26.0
75	-17.1	16.7	26.0
76	-17.1	36.7	26.0
77	-17.1	56.7	26.0
78	-17.1	76.7	26.0
79	-17.1	96.7	26.0
80	-230.0	127.9	26.0
81	-249.9	128.6	26.0
82	-269.3	124.0	26.0
83	-286.9	114.6	26.0
84	-301.5	101.0	26.0
85	-312.0	84.1	26.0
86	-317.9	65.0	26.0
87	-318.6	45.1	26.0
88	-317.9	25.2	26.0
89	-317.9	5.2	26.0
90	-317.9	-14.8	26.0
91	-317.9	-34.8	26.0
92	-316.6	-54.8	26.0
93	-311.1	-73.9	26.0
94	-301.3	-91.4	26.0
95	-287.9	-106.1	26.0
96	-271.5	-117.5	26.0
97	-253.0	-124.8	26.0
98	-233.2	-127.8	26.0
99	230.0	152.1	26.0
100	249.9	150.3	26.0
101	269.2	145.0	26.0
102	287.2	136.4	26.0
103	303.4	124.7	26.0
104	317.3	110.4	26.0
105	328.4	93.8	26.0
106	336.3	75.5	26.0
107	340.9	56.0	26.0
108	337.0	38.2	26.0
109	327.1	22.3	26.0
110	327.1	2.3	26.0
111	327.1	-17.7	26.0
112	333.8	-35.0	26.0
113	341.5	-51.5	26.0
114	337.7	-71.1	26.0
115	330.5	-89.7	26.0
116	320.0	-106.8	26.0
117	306.8	-121.7	26.0
118	291.0	-134.0	26.0
119	273.4	-143.4	26.0
120	254.4	-149.4	26.0
121	234.6	-152.0	26.0
122	-230.0	152.1	26.0
123	-249.9	150.3	26.0
124	-269.2	145.0	26.0
125	-287.2	136.4	26.0
126	-303.4	124.7	26.0
127	-317.3	110.4	26.0
128	-328.4	93.8	26.0
129	-336.3	75.5	26.0
130	-340.9	56.0	26.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	66 di 115

131	-337.0	38.2	26.0
132	-327.1	22.3	26.0
133	-327.1	2.3	26.0
134	-327.1	-17.7	26.0
135	-333.8	-35.0	26.0
136	-341.5	-51.5	26.0
137	-337.7	-71.1	26.0
138	-330.5	-89.7	26.0
139	-320.0	-106.8	26.0
140	-306.8	-121.7	26.0
141	-291.0	-134.0	26.0
142	-273.4	-143.4	26.0
143	-254.4	-149.4	26.0
144	-234.6	-152.0	26.0
145	230.0	127.9	26.0
146	249.9	128.6	26.0
147	269.3	124.0	26.0
148	286.9	114.6	26.0
149	301.5	101.0	26.0
150	312.0	84.1	26.0
151	317.9	65.0	26.0
152	318.6	45.1	26.0
153	317.9	25.2	26.0
154	317.9	5.2	26.0
155	317.9	-14.8	26.0
156	317.9	-34.8	26.0
157	316.6	-54.8	26.0
158	311.1	-73.9	26.0
159	301.3	-91.4	26.0
160	287.9	-106.1	26.0
161	271.5	-117.5	26.0
162	253.0	-124.8	26.0
163	233.2	-127.8	26.0
164	210.0	127.9	26.0
165	210.0	-127.9	26.0
166	190.0	127.9	26.0
167	190.0	-127.9	26.0
168	170.0	127.9	26.0
169	170.0	-127.9	26.0
170	150.0	127.9	26.0
171	150.0	-127.9	26.0
172	130.0	127.9	26.0
173	130.0	-127.9	26.0
174	110.0	127.9	26.0
175	110.0	-127.9	26.0
176	90.0	127.9	26.0
177	90.0	-127.9	26.0
178	70.0	127.9	26.0
179	70.0	-127.9	26.0
180	50.0	127.9	26.0
181	50.0	-127.9	26.0
182	29.4	115.6	26.0
183	29.4	-115.6	26.0
184	17.1	-103.3	26.0
185	17.1	-83.3	26.0
186	17.1	-63.3	26.0
187	17.1	-43.3	26.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	67 di 115

188	17.1	-23.3	26.0
189	17.1	-3.3	26.0
190	17.1	16.7	26.0
191	17.1	36.7	26.0
192	17.1	56.7	26.0
193	17.1	76.7	26.0
194	17.1	96.7	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	11525.00	7120.00	23522.00	0.00	0.00
2	20312.00	24867.00	7501.00	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	17727.00	17145.00	5013.00
2	17727.00	8648.00	5380.00

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	11983.00	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	-2.6 cm

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	69 di 115

1	S	2.14	230.0	160.0	-23.5	-234.6	-152.0	20820	249.5
2	S	1.19	253.4	157.7	-2.3	-234.6	-152.0	1780	31.9

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
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; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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 $A_{c\ eff}$ [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 = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00012	0	0.500	26.0	62	0.00007 (0.00007)	580	0.041 (990.00)	87806.67	25673.66
2	S	-0.00001	0	0.500	26.0	62	0.00001 (0.00001)	458	0.003 (990.00)	188465.46	117246.09

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.34	230.0	-160.0	5.1	-230.0	152.1	----	----

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	=	80	cm
h	=	700	cm
c	=	7.9	cm
d	=	h-c	= 692.1 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	40	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck	= 33.2 MPa

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	70 di 115

$$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$$

ARMATURE A TAGLIO

$$\begin{aligned} \phi_{st} &= 16 \\ \text{braccia} &= 4 \\ \phi_{st2} &= 0 \\ \text{braccia} &= 0 \\ \text{passo} &= 20 \text{ cm} \\ (A_{sw} / s) &= 40.212 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ a &= 90^\circ \quad (90^\circ \text{ staffe verticali}) \end{aligned}$$

ARMATURE LONGITUDINALI

$$\begin{aligned} \phi_l &= 26 \\ \text{Numero} &= 4 \\ A_{sl} &= 21.237 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

TAGLIO AGENTE $V_{Ed} = 1940 \text{ (KN)}$

SFORZO NORMALE $N_{Ed} = 11525 \text{ (KN)}$

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

$$\begin{aligned} k &= 1.17 \\ v_{min} &= 0.255 \\ r_l &= 0.0004 \\ \sigma_{cp} &= 2.1927 \text{ (Mpa)} \end{aligned}$$

$$V_{Rd} = 2663.65 \text{ (KN)} \quad \text{NO} \quad 3234.156313 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 3234.16 \text{ (KN)}$$

$$a_c = 1.1165 \quad N_{Ed}/A_c = 2.1927 \text{ (Mpa)}$$

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

IPOSTESI 1 $\text{Cot } q = 2,5 \quad q = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 24503.37 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rcd} = 18047.50 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 18047.50 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 Cot $q = 1$ $q = 45^\circ$

Armatura trasversale

$VR_{sd} = 9801.35$ (KN)

$VR_{cd} = 26168.87$ (KN)

$VR_d = 9801.35$ (KN) $\min(VR_{sd}, VR_{cd})$

IPOTESI 3 Cot q in cui $VR_{sd} = VR_{cd}$:Rottura bilanciata

$\cot(q) = 2.08$ (calcolato) $\cot(q) = 2.08$ (limitato)

$q = 25.64^\circ$

$VR_{sd} = 20418.47$ (KN)

$VR_{cd} = 20418.47$ (KN)

$VR_d = 20418.47$ (KN)

MASSIMO TAGLIO RESISTENTE

$VR_d = 20418$ (KN)

VERIFICA A TAGLIO IN DIREZIONE Y

$bw = 130$ cm

$h = 320$ cm

$c = 5.8$ cm

$d = h - c = 314.2$ 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

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	72 di 115

\varnothing_{st}	=	16	
braccia	=	6	
\varnothing_{st2}	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	20	cm
(Asw / s)	=	60.3	cm ² / m
a	=	90	° (90° staffe verticali)

ARMATURE LONGITUDINALI

\varnothing_l	=	26	
Numero	=	7	
Asl	=	37.165	cm ²

TAGLIO AGENTE	VEd =	1490	(KN)
SFORZO NORMALE	Ned =	11525	(KN)

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

k	=	1.25	
vmin	=	0.283	
rl	=	0.0009	
scp	=	2.9517	(Mpa)
VRd	=	2695.78 (KN)	NO 2962.84323 (KN)
VRd	=	2962.84 (KN)	
ac	=	1.1569	Ned/Ac= 2.9517 (Mpa)

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

IPOSTESI 1 Cot q = 2,5 q = 21,8°

Armatura trasversale

VRsd = 16686.09 (KN)

VRcd = 13795.04 (KN)

VRd = 13795.04 (KN) min(VRsd, VRcd)

IPOSTESI 2 Cot q = 1 q = 45°

Armatura trasversale

VRsd = 6674.43 (KN)

VRcd = 20002.81 (KN)

VRd = 6674.43 (KN) min(VRsd, VRcd)

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

cot(q) = 2.23 (calcolato) cot(q) = 2.23 (limitato)

q = 24.11 °

VRsd = 14915.32 (KN)

VRcd = 14915.32 (KN)

VRd = 14915.32 (KN)

MASSIMO TAGLIO RESISTENTE

VRd = 14915 (KN)

13 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE

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	9.6	m	Dimensione plinto in pianta
B _L	9.6	m	Dimensione plinto in pianta
s	2.0	m	Spessore del plinto
P _{plinto}	4608	kN	Peso del plinto
m _{plinto}	470	kN/m ²	Massa del plinto
Sterr	1.3	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	3	-	Numero file in direzione longitudinale
n_T	3	-	Numero file in direzione trasversale
n	9	-	Numero pali
ϕ	1200	mm	Diametro pali

Le coordinate dei pali, rispetto al baricentro del plinto di fondazione, sono riportate di seguito; il sistema di riferimento adottato fa riferimento alle seguenti direzioni:

x: Direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

y: Direzione parallela all'asse del viadotto

L'origine del sistema di riferimento coincide con il baricentro del plinto di fondazione.

Coordinate pali

x (m)	y (m)
4	-3.6
0	-3.6
-3.6	-3.6
3.6	0
0	0
-3.6	0
3.6	3.6
0	3.6
-3.6	3.6
0	3.6
-3.6	3.6
3.6	3.6

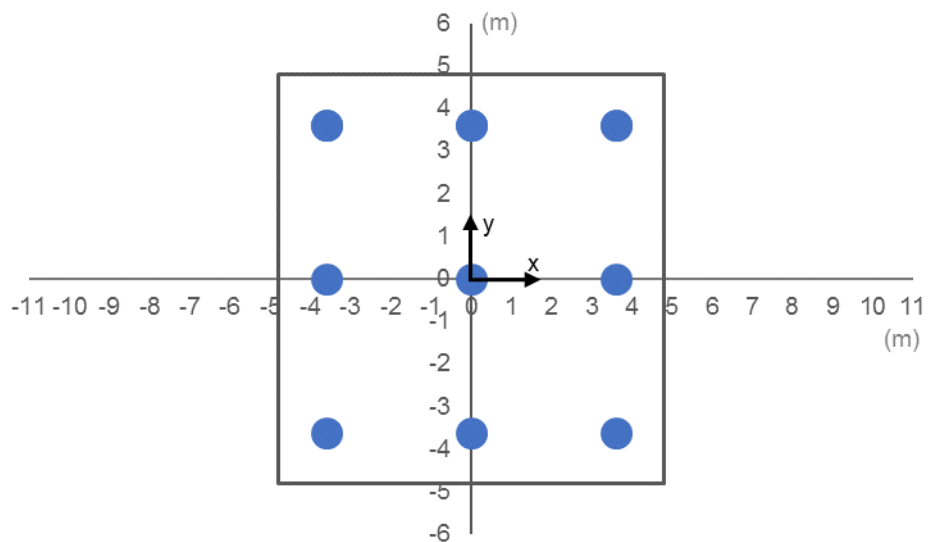


Figura 16: Disposizione dei pali di fondazione

13.1 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.

SOLLECITAZIONI SISMICHE BASE PILA PER q=1					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-11525	507	2171	3723	15955
SLV-0.3EL+ET	-11525	1689	651	12411	4786

SOLLECITAZIONI SISMICHE CON COEFF. DI SOVRARESISTENZA $\gamma_{Rd} = 1.1$					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-11525	492	2134	7762	26106
SLV-0.3EL+ET	-11525	1639	640	25874	7832

SOLLECITAZIONI RESISTENTI S_{Rd}					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-11525	20418	14915	140214	42873
SLV-0.3EL+ET	-11525	20418	14915	140214	42873

SOLLECITAZIONI SISMICHE BASE PILA DI PROGETTO PER CALCOLO PLINTO					
Combinazioni di carico	N	Ht	HI	Mt	MI
SLV-EL+0.3ET	-11525	492	2134	3723	15955
SLV-0.3EL+ET	-11525	1639	640	12411	4786

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 2.355.

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

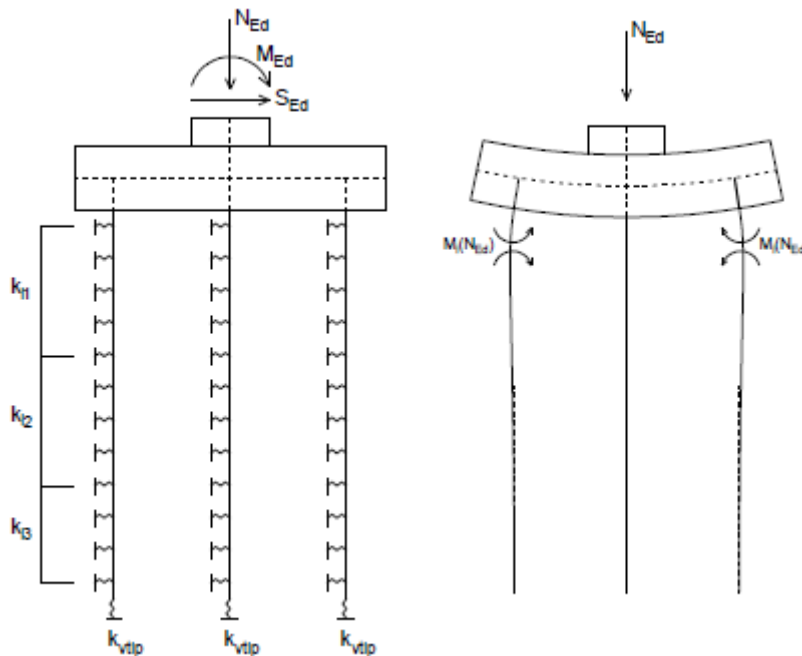


Figura 17: Modello del plinto su pali (a sinistra) ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

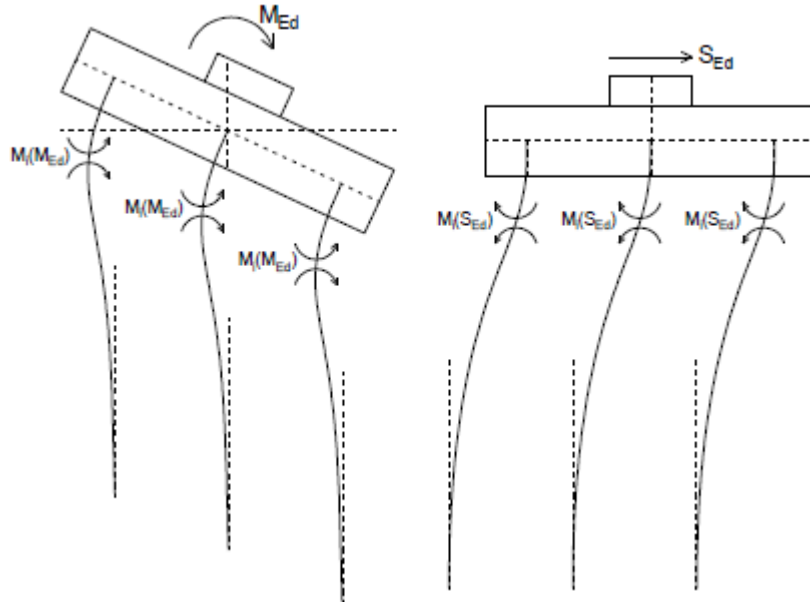


Figura 18: Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

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
SLU-Gr.1(N)	-3824	-473	-170	-4466	-3181	132	312
SLU-Gr.3(N)	-3824	-441	-326	-4592	-3056	145	342
SLU-Gr.1(P)	-2898	-410	-36	-3344	-2452	108	255
SLU-Gr.3(P)	-2898	-410	-36	-3344	-2452	108	255
SLU-Gr.1-1SW/2	-2898	-410	-36	-3344	-2452	108	255
SLU-Gr.3-1SW/2	-2898	-410	-36	-3344	-2452	108	255
SLU-Gr.1-MaxML(P)	-2898	-410	-36	-3344	-2452	108	255
SLU-Gr.3-MaxML(P)	-2898	-410	-36	-3344	-2452	108	255
SLU-Gr.1(N)-Gk=1.00	-3013	-473	-170	-3655	-2371	132	312
SLU-Gr.3(N)-Gk=1.00	-3013	-441	-326	-3781	-2245	145	342
SLU-Gr.1(P)-Gk=1.00	-2088	-410	-36	-2534	-1642	108	255
SLU-Gr.3(P)-Gk=1.00	-2088	-410	-36	-2534	-1642	108	255
SLU-Gr.1-1SW/2-Gk=1.00	-2088	-410	-36	-2534	-1642	108	255
SLU-Gr.3-1SW/2-Gk=1.00	-2088	-410	-36	-2534	-1642	108	255
SLU-Gr.1-MaxML(P)-Gk=1.00	-2088	-410	-36	-2534	-1642	108	255
SLU-Gr.3-MaxML(P)-Gk=1.00	-2088	-410	-36	-2534	-1642	108	255

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
SLV-EL+0.3ET	-2139	-225	-960	-3324	-954	303	715
SLV-0.3EL+ET	-2139	-750	-288	-3177	-1100	255	602
SLE-C-Gr.1(N)	-2726	-319	-263	-3307	-2145	109	258
SLE-C-Gr.3(N)	-2726	-297	-513	-3536	-1916	156	368
SLE-C-Gr.1(P)	-2088	-275	-28	-2391	-1784	73	172
SLE-C-Gr.3(P)	-2088	-275	-28	-2391	-1784	73	172
SLE-C-Gr.1-1SW/2	-2088	-275	-28	-2391	-1784	73	172
SLE-C-Gr.3-1SW/2	-2088	-275	-28	-2391	-1784	73	172
SLE-C-Gr.1-MaxML (P)	-2088	-275	-28	-2391	-1784	73	172
SLE-C-Gr.3-MaxML (P)	-2088	-275	-28	-2391	-1784	73	172
SLE-F-Gr.1(N)	-2598	-35	-200	-2833	-2363	52	123
SLE-F-Gr.3(N)	-2598	-17	-400	-3016	-2181	103	243
SLE-F-Gr.1(P)	-2088	0	0	-2088	-2088	0	0
SLE-F-Gr.3(P)	-2088	0	0	-2088	-2088	0	0
SLE-F-Gr.1-1SW/2	-2088	0	0	-2088	-2088	0	0
SLE-F-Gr.3-1SW/2	-2088	0	0	-2088	-2088	0	0
SLE-F-Gr.1-MaxML (P)	-2088	0	0	-2088	-2088	0	0
SLE-F-Gr.3-MaxML (P)	-2088	0	0	-2088	-2088	0	0
SLE-QP	-2088	0	0	-2088	-2088	0	0
Comb. dimensionante strutturali	Comb. dimensionante portanza			N_{min}	N_{max}	$V_{ris,max}$	M_{max}
SLV-EL+0.3ET	SLU-Gr.3(N)			-4592	-954	303	715
SLE-C-Gr.3(N)	SLE-C-Gr.3(N)			-3246	-1790	98	231

Figura 19: Sollecitazioni massime nei pali di fondazione – P2

13.2 Verifiche strutturali

13.2.1 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.

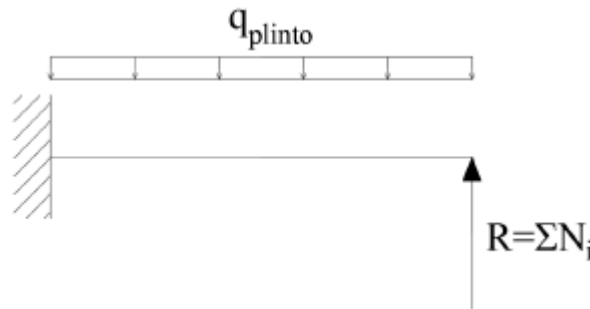


Figura 20: Schema a mensola del plinto su pali

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	-	3784	2555	2924
	SLV	-	3133	2171	2549
SLE	RARA	-	2395	1480	-
	FREQ	-	1603	949	-
	QPERM	-	1603	949	-

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.

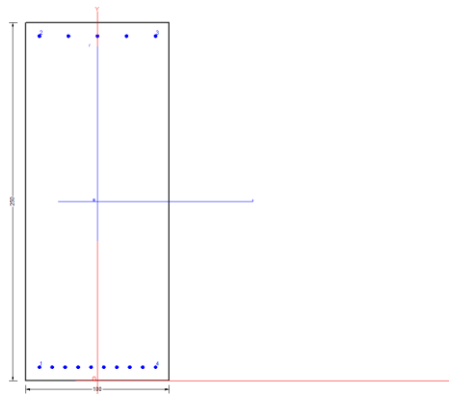
Entrambi i gruppi di sollecitazioni dedotti saranno sottoposti a verifica.

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	Ø14/40x40
10Ø24	10+5Ø24	
Arm. Compresa	Arm. Compresa	
5Ø24	5Ø24	

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

13.2.1.1 Armatura // asse longitudinale dell'impalcato



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

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	82 di 115

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	-42.4	7.6	24
2	-42.4	192.4	24
3	42.4	192.4	24
4	42.4	7.6	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	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	83 di 115

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	2561.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	2171.00	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	1480.00	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	949.00 (1957.14)	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	949.00 (1957.14)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 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

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	84 di 115

My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	2561.00	0.00	0.00	3308.92	0.00	1.29	45.2(28.5)
2	S	0.00	2171.00	0.00	0.00	3308.92	0.00	1.52	45.2(28.5)

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	0.058	-50.0	200.0	0.00111	-42.4	192.4	-0.05710	-42.4	7.6
2	0.00350	0.058	-50.0	200.0	0.00111	-42.4	192.4	-0.05710	-42.4	7.6

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	0.000314956	-0.059491126	0.058	0.700
2	0.000000000	0.000314956	-0.059491126	0.058	0.700

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.45	50.0	200.0	-182.7	-23.6	7.6	1900	45.2

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

Ver. e1 La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
 Esito della verifica
 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	85 di 115

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00096	0	0.500	24.0	64	0.00055 (0.00055)	389	0.213 (990.00)	1957.14	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	2.21	50.0	200.0	-117.2	-23.6	7.6	1900	45.2

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	-0.00062	0	0.500	24.0	64	0.00035 (0.00035)	389	0.137 (0.40)	1957.14	0.00

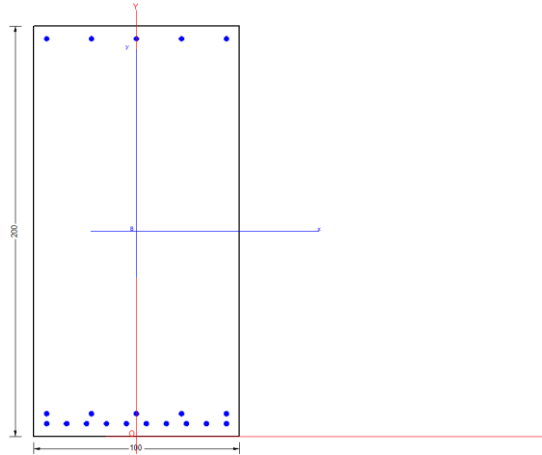
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.21	50.0	200.0	-117.2	-23.6	7.6	1900	45.2

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	-0.00062	0	0.500	24.0	64	0.00035 (0.00035)	389	0.137 (0.30)	1957.14	0.00

13.2.1.2 Armatura // asse trasversale dell'impalcato



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

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	88 di 115

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	1603.00 (2059.95)	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	1603.00 (2059.95)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.4 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
1	S	0.00	3784.00	0.00	0.00	4934.28	0.00	1.30	67.9(28.7)
2	S	0.00	3133.00	0.00	0.00	4934.28	0.00	1.57	67.9(28.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	89 di 115

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	0.080	-50.0	200.0	0.00210	-43.8	193.8	-0.04028	-43.8	6.2
2	0.00350	0.080	-50.0	200.0	0.00210	-43.8	193.8	-0.04028	-43.8	6.2

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	0.000225911	-0.041682288	0.080	0.700
2	0.000000000	0.000225911	-0.041682288	0.080	0.700

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.79	50.0	200.0	-202.3	-34.1	6.2	1950	67.9

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	-0.00106	0	0.500	24.0	50	0.00074 (0.00061)	287	0.213 (990.00)	2059.95	0.00

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

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	90 di 115

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.20	50.0	200.0	-135.4	-4.9	6.2	1950	67.9

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	-0.00071	0	0.500	24.0	50	0.00041 (0.00041)	287	0.117 (0.40)	2059.95	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	3.20	50.0	200.0	-135.4	-4.9	6.2	1950	67.9

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	-0.00071	0	0.500	24.0	50	0.00050 (0.00041)	287	0.143 (0.30)	2059.95	0.00

13.2.1.3 Verifica a taglio e punzonamento

SEZIONE

bw	=	100	cm
h	=	200	cm
c	=	7.6	cm
d	=	h-c	= 192.4 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	=	14	
braccia	=	5	
øst2	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	20	cm
(Asw / s)	=	38.485	cm ² / m

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	91 di 115

$a = 90^\circ$ (90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE $V_{Ed} = 2924$ (KN)

SFORZO NORMALE $N_{ed} = 0$ (KN)

$ac = 1.0000$

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot q$

$\cot(q) = 1.92$

$q = 27.52^\circ$

IOTESI 1 $1 \leq \cot q \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$V_{Rsd} = 5005.63$ (KN)

$V_{Rcd} = 5005.63$ (KN)

$V_{Rd} = 5006$ (KN) $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

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

Armatura trasversale

$V_{Rsd} = 6519.11$ (KN)

$V_{Rcd} = 4212.56$ (KN)

$V_{Rd} = 4213$ (KN) $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

IOTESI 3 $\cot q = 1$ $q = 45^\circ$

Armatura trasversale

$V_{Rsd} = 2607.64$ (KN)

$VR_{cd} = 6108.22$ (KN)

$VR_d = 2607.64$ (KN)

$\min(VR_{sd}, VR_{cd})$

MASSIMO TAGLIO RESISTENTE

$VR_d = 5006$ (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)).

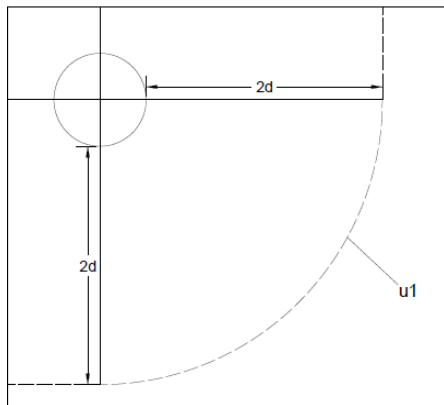


Figura 21: Perimetro di verifica di base per punzonamento nel caso di palo d'angolo

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)	=	76	mm		
cy (copriferro asse)	=	62	mm		
dx	=	Hp-cx	=	1924	mm
dy	=	Hp-cy	=	1938	mm
deff (altezza utile media)	=	(dx+dy)/2	=	1931	mm
d1x (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
d1y (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
u_1 (perimetro di verifica)	=	$\frac{((2\pi((D/2)+2deff))/4)+d1x+d1y}{y}$	=	9405.3	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_{slx}	=	5309.29	mm ² /m	area barre X a ml
l_{effy}	=	12.79	m	larghezza efficace dir Y
A_{slx}	=	67884.60	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_{sly}	=	5309.29	mm ² /m	area barre Ya ml
l_{effx}	=	12.79	m	larghezza efficace dir X
A_{sly}	=	67884.60	mm ²	acciaioY nella largh. efficace

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO

SFORZO NORMALE PALO	$V_{Ed} =$	3623	(KN)
MOMENTO FLETTENTE RISULTANTE	$M_{yEd} =$	0	(KNm)
SFORZO NORMALE PIASTRA	$N_{Ed} =$	0	(KN)

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

tensione tangenziale	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d)$	0.30	MPa
----------------------	---	------	-----

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

C_{rdc}	=	0.12	
k	=	1.32	
v_{min}	=	0.265	
ρ_{lx}	=	0.0027	percentuale armatura tesa X
ρ_{ly}	=	0.0027	percentuale armatura tesaY
ρ_l	=	0.0027	percentuale media geometrica
σ_{cp}	=	0.0000	(MPa) tensione di compressione cls

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

$v_{Rd,c}$	=	0.30	(MPa)	$v_{min+0.15 \cdot \sigma_{cp}} =$	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 =	$\frac{v_{Rd,c}}{v_{Ed}}$	1.01				

VERIFICA A RIDOSSO DELLA COLONNA

u0	=	3770	mm	perimetro di verifica tensione tang. a ridosso colonna coeff.di riduz. resist. cls fessurato
v_{0ed}	=	0.75	Mpa	
ν	=	0.54		
v_{rdmax}	=	3.81	Mpa	
Esito verifica	=	Verifica positiva		
Fattore di sicurezza FS =	$\frac{v_{Rd,max}}{v_{0ed}}$	5.11		

13.2.2 Pali

I pali saranno armati con un doppio strato di 30 $\varnothing 26$ e con una spirale $\varnothing 12/10$, necessari per soddisfare la verifica del carico limite orizzontale. Tale armatura costituisce la prima gabbia e si estende per 24 metri, con un valore dell'area di acciaio complessivo di 1.4% dell'area di calcestruzzo, superiore al limite normativo del 1% dell'area di calcestruzzo per uno sviluppo di almeno 10 diametri. Infine le successive gabbie saranno costituite da 30 $\varnothing 20$, corrispondenti ad un'area complessiva dello 0.8% dell'area di calcestruzzo, superiore al valore minimo previsto dalla normativa, pari a 0.4%.

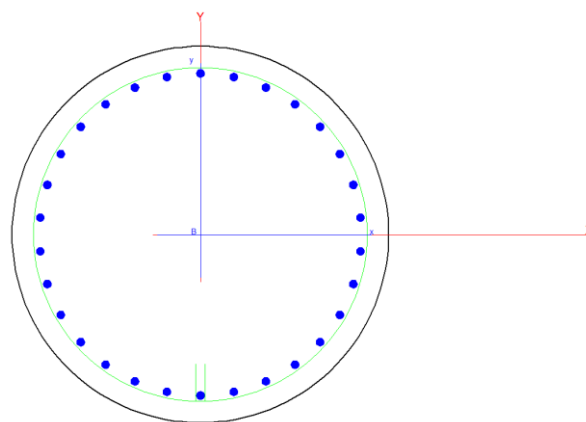
Il valore del copriferro c che figura è valutato in asse barra; l'area di armatura minima da garantire, rispetto alla sezione di calcestruzzo, segue le prescrizioni riportate nel par.2.5.2.2.6 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

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	8.5	30	26	159.20	1.4	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:	0.200	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:	337.50	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
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	51.3	30	26

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

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	96 di 115

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	5012.00	538.00	0.00	220.00	0.00
2	3324.00	715.00	0.00	303.00	0.00
3	2543.00	258.00	0.00	109.00	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	3307.00	258.00	0.00
2	2391.00	172.00	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	3016.00	243.00 (1856.09)	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	2088.00	0.00 (2821.92)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.1	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.2	cm

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	97 di 115

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 [cm ²]. [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	5012.00	538.00	0.00	5011.97	3696.07	0.00	6.87	159.3(33.9)
2	S	3324.00	715.00	0.00	3324.13	3483.48	0.00	4.87	159.3(33.9)
3	S	2543.00	258.00	0.00	2542.77	3345.48	0.00	12.97	159.3(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	0.00295	0.0	51.3	-0.00358	0.0	-51.3
2	0.00350	0.0	60.0	0.00285	0.0	51.3	-0.00478	0.0	-51.3
3	0.00350	0.0	60.0	0.00280	0.0	51.3	-0.00549	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	0.000063607	-0.000316426	----	----
2	0.000000000	0.000074370	-0.000962228	----	----
3	0.000000000	0.000080803	-0.001348177	----	----

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] = proiezi. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	98 di 115

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	220.00	2516.06	1667.36	93.1	75.4	109.4	2.500	1.250	3.0	22.6(0.0)
2	S	303.00	2538.11	1734.48	93.4	78.4	109.8	2.500	1.208	4.0	22.6(0.0)
3	S	109.00	2474.71	1771.13	93.7	80.0	109.3	2.500	1.159	1.4	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	3.58	0.0	0.0	21.3	0.0	-51.3	----	----
2	S	2.52	0.0	0.0	16.2	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 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	-0.00044	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1720.10	0.00
2	S	-0.00027	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	2236.83	0.00

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	99 di 115

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	3.30	0.0	0.0	19.0	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 (0.20)	1856.09	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	1.52	0.0	0.0	22.9	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	-0.00012	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	2821.92	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.

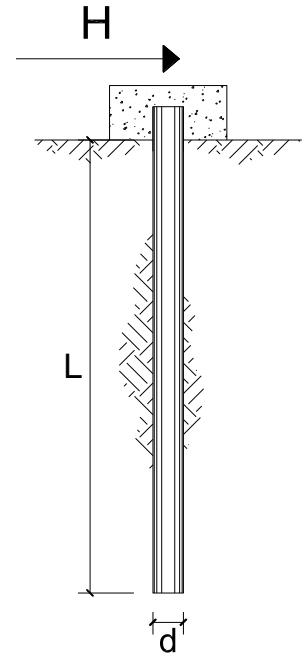
Agli SLE si è verificato che il rapporto tra la resistenza laterale e il carico assiale in combinazione caratteristica risulti maggiore di 1.25, come prescritto dalla normativa ferroviaria.

PILA	FONDAZIONE				SFORZI NEI PALI		
Opera	Condizione terreno	D _{pali}	N _{pali}	L _{pali}	Combinazione	N	Q _{d,c}
		[m]	[-]	[m]		[kN]	[kN]
IV01	Liquefacibile	1.2	9	44.0	SLU	5284	5350

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	Liquefacibile	1.2	9	44.0	SLE	2939	7440	2.53

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: VI01

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	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	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
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

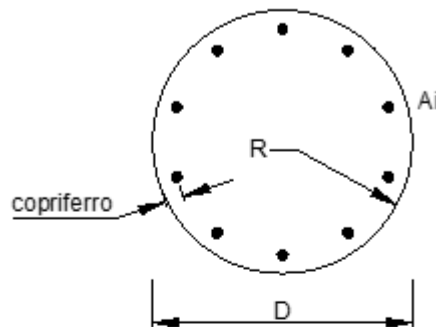
Rck = 30 (Mpa)

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 26	15928	79
	ϕ 0	0	80
0	ϕ 0	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 2726.3 (kN m)

Inserisci

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	44.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	2726.33	(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 =	303	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 90390.63 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 90390.63 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 30192.17 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 30192.17 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 1462.22 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 1462.22 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 1462.22 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 1462.22 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 860.13 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 661.64 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 303.00 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 2.18$$

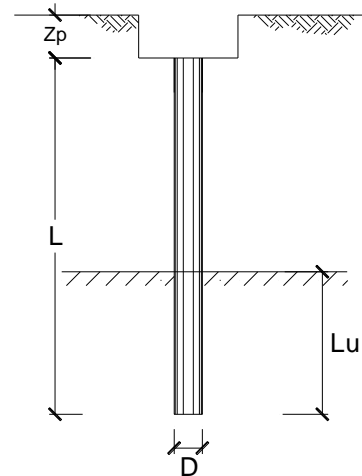
13.2.3.3 Valutazione dei cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: 0

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
 Carico sul palo (P): 2088.0 (kN)
 Lunghezza del Palo (L): 44.00 (m)
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 25.00 (m)
 Modulo di Deformazione (E): 30.00 (MPa)
 Numero di pali della Palificata (n): 9 (-)
 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

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 5.06 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

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

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 0.858$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 9 * 0.76 * 5.06 = 34.60 \text{ (mm)}$$

13.3 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 a:

Rottura della catenaria;

Urto da traffico ferroviario.

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.

VIADOTTO VI.01 - PILA P2

ROTTURA DELLA CATENARIA (NTC18-p.5.2.2.9.1)

$F_{caten.}$	20 kN	Forza statica equivalente alla rottura della catenaria
n	1 -	Numero binari
$F_{caten.TOT}$	20 kN	Forza equivalente alla rottura simultanea di 2 catenarie
H_{filo}	5.20 m	Quota filo di contatto rispetto al P.F.
H_{pila}	7.00 m	Altezza pila
D	3.42 m	Distanza testa pila da P.F.
D_{tot}	15.62 m	Distanza filo di contatto da quota spicco pila

Sollecitazioni indotte a quota spicco pila

HI_{cat}	20 kN	Taglio in direz. longitudinale rispetto all'asse del viadotto destato dalla rottura della catenaria
MI_{cat}	312.4 kNm	Momento in direz. longitudinale rispetto all'asse del viadotto destato dalla rottura della catenaria
Ht_{cat}	- kN	Taglio in direz. trasversale rispetto all'asse del viadotto destato dalla rottura della catenaria
Mt_{cat}	- kNm	Momento in direz. trasversale rispetto all'asse del viadotto destato dalla rottura della catenaria

URTO DA TRAFFICO FERROVIARIO (NTC18-p.3.6.3.4)

$F_{long-urto}$	4000 kN	Forza statica equivalente all'urto da traffico ferroviario in direz. parallela all'asse dei binari
$F_{trasv-urto}$	1500 -	Forza statica equivalente all'urto da traffico ferroviario in direz. trasversale all'asse dei binari
H_{urto}	1.80 m	Quota applicazione delle forze d'urto rispetto al P.F.
H_{pila}	7.00 m	Altezza pila
D	3.42 m	Distanza testa pila da P.F.
D_{tot}	12.22 m	Distanza quota applicazione delle forze d'urto da quota spicco pila

Sollecitazioni indotte a quota spicco pila

HI_{uf}	4000 kN	Taglio in direz. longitudinale rispetto all'asse del viadotto destato dall'urto
MI_{uf}	48880 kNm	Momento in direz. longitudinale rispetto all'asse del viadotto destato dall'urto
Ht_{uf}	1500 kN	Taglio in direz. trasversale rispetto all'asse del viadotto destato dall'urto
Mt_{uf}	18330 kNm	Momento in direz. trasversale rispetto all'asse del viadotto destato dall'urto

*Le forze d'urto in direz. longitudinale e trasversale non devono essere considerate agenti simultaneamente.

L'azione eccezionale più gravosa risulta quella legata all'urto da traffico ferroviario, pertanto si riporta di seguito la valutazione delle sollecitazioni per la combinazione eccezionale che contempla tale azione.

Come anticipato in precedenza, in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del DM 17.1.2018, si fa riferimento alla seguente combinazione eccezionale:

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

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

dove A_d , azione eccezionale di progetto, è rappresentata dall'urto da traffico ferroviario.

Per quanto riguarda il coefficiente di combinazione Ψ_{2j} relativo ai carichi dovuti al transito dei treni, questo si assume pari a 0,2 conformemente a quanto prescritto nel "Manuale di progettazione delle opere civili".

Si riportano di seguito le sollecitazioni indotte dalle azioni concomitanti a quella eccezionale di progetto, combinate secondo i coefficienti riportati nel prospetto di seguito.

Combinazione	Traffico	G1	G2	Q3,a B1 SW2	Q3,a B1 LM71	Q3,a B2 LM71	Q3,f B1 SW2	Q3,f B1 LM71	Q3,f B2 LM71	Q4 B1 SW2	Q4 B1 LM71	Q4 B2 LM71	Q5 B1 SW2	Q5 B1 LM71	Q5 B2 LM71	Q6	LM71 _B1	SW2 _B1	
SLE-QP-ECC.1	MaxML	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2
SLE-QP-ECC.2	1SW/2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2

I due scenari considerati si riferiscono alla condizione di traffico pesante (SW/2 su binario 1) solo sulla campata lato appoggi fissi, che fornisce il massimo momento sulla pila, in direzione parallela all'asse viadotto, e la condizione di traffico pesante (SW/2 su binario 1), su entrambe le campate afferenti, che fornisce il massimo momento sulla pila in direzione trasversale rispetto all'asse viadotto.

I casi di carico che figurano nelle combinazioni sopra riportate, fanno riferimento alle azioni definite nel prospetto del capitolo 'Combinazioni di carico'.

Di seguito, le sollecitazioni indotte dalle due combinazioni delle azioni concomitanti l'azione eccezionale di progetto.

VIADOTTO VI.01 - PILA P2

SOLLECITAZIONI SCENARIO 1 (max MI) - COMB. SLE QP-ECC.1

N_{qp}	-11983 kN	Sforzo normale a quota spiccato pila (negativo se di compressione)
HI_{qp}	0 kN	Taglio a quota spiccato pila in direzione parallela all'asse del viadotto
MI_{qp}	0 kNm	Momento a quota spiccato pila in direzione parallela all'asse del viadotto
Ht_{qp}	0 kN	Taglio a quota spiccato pila in direzione trasversale all'asse del viadotto
Mt_{qp}	0 kNm	Momento a quota spiccato pila in direzione trasversale all'asse del viadotto

SOLLECITAZIONI SCENARIO 2 (max Mt) - COMB. SLE QP-ECC.2

N_{qp}	-11983 kN	Sforzo normale a quota spiccato pila (negativo se di compressione)
HI_{qp}	0 kN	Taglio a quota spiccato pila in direzione parallela all'asse del viadotto
MI_{qp}	0 kNm	Momento a quota spiccato pila in direzione parallela all'asse del viadotto
Ht_{qp}	0 kN	Taglio a quota spiccato pila in direzione trasversale all'asse del viadotto
Mt_{qp}	0 kNm	Momento a quota spiccato pila in direzione trasversale all'asse del viadotto

Combinando l'azione eccezionale con le azioni concomitanti, nei due scenari, si ottengono le sollecitazioni totali di verifica, riportate nei prospetti di seguito.

VIADOTTO VI.01 - PILA P2

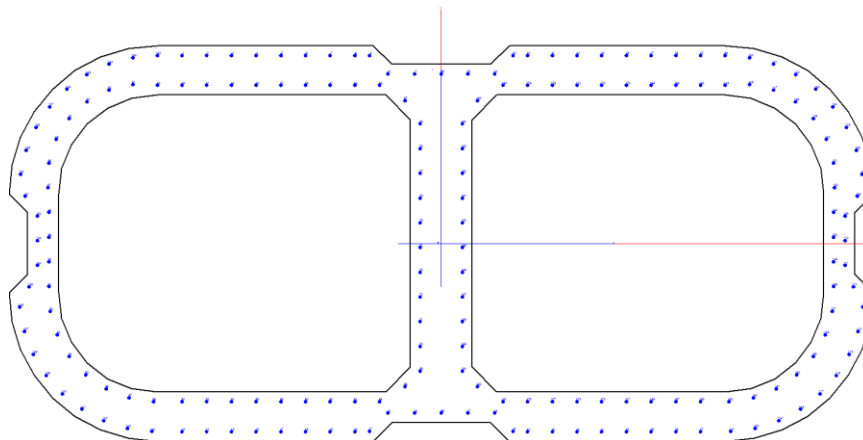
SOLLECITAZIONI TOTALI SCENARIO 1 (max MI) - COMB. ECC.1

N_{ecc}	-11983 kN	Sforzo normale a quota spiccato pila (negativo se di compressione)
HI_{ecc}	4000 kN	Taglio a quota spiccato pila in direzione parallela all'asse del viadotto
MI_{ecc}	48880 kNm	Momento a quota spiccato pila in direzione parallela all'asse del viadotto
Ht_{ecc}	0 kN	Taglio a quota spiccato pila in direzione trasversale all'asse del viadotto
Mt_{ecc}	0 kNm	Momento a quota spiccato pila in direzione trasversale all'asse del viadotto

SOLLECITAZIONI TOTALI SCENARIO 2 (max Mt) - COMB. ECC.2

N_{ecc}	-11983 kN	Sforzo normale a quota spiccato pila (negativo se di compressione)
HI_{ecc}	0 kN	Taglio a quota spiccato pila in direzione parallela all'asse del viadotto
MI_{ecc}	0 kNm	Momento a quota spiccato pila in direzione parallela all'asse del viadotto
Ht_{ecc}	1500 kN	Taglio a quota spiccato pila in direzione trasversale all'asse del viadotto
Mt_{ecc}	0 kNm	Momento a quota spiccato pila in direzione trasversale all'asse del viadotto

Si riportano di seguito le verifiche strutturali della sezione di spiccato della pila di riferimento per la combinazione eccezionale 1; la combinazione eccezionale 2 non è dimensionante per la sezione di spiccato della pila, in quanto produce sollecitazioni inferiori a quelle indotte dal sisma.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:

C32/40

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	108 di 115

	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:	3.720	MPa
CALCESTRUZZO -	Classe:	C20/25	
	Resis. compr. di progetto fcd:	11.330	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	29960.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.210	MPa
CALCESTRUZZO -	Classe:	C20/25	
	Resis. compr. di progetto fcd:	11.330	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	29960.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.210	MPa
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	

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-335.0	-25.0
2	-335.0	0.0
3	-335.0	25.0
4	-350.0	40.0
5	-347.7	63.4
6	-340.9	85.9
7	-329.8	106.7
8	-314.9	124.9
9	-296.7	139.8
10	-275.9	150.9
11	-253.4	157.7
12	-230.0	160.0
13	-55.0	160.0
14	-40.0	145.0
15	40.0	145.0
16	55.0	160.0
17	230.0	160.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	109 di 115

18	253.4	157.7
19	275.9	150.9
20	296.7	139.8
21	314.9	124.9
22	329.8	106.7
23	340.9	85.9
24	347.7	63.4
25	350.0	40.0
26	335.0	25.0
27	335.0	0.0
28	335.0	-25.0
29	350.0	-40.0
30	347.7	-63.4
31	340.9	-85.9
32	329.8	-106.7
33	314.9	-124.9
34	296.7	-139.8
35	275.9	-150.9
36	253.4	-157.7
37	230.0	-160.0
38	55.0	-160.0
39	40.0	-145.0
40	-40.0	-145.0
41	-55.0	-160.0
42	-230.0	-160.0
43	-253.4	-157.7
44	-275.9	-150.9
45	-296.7	-139.8
46	-314.9	-124.9
47	-329.8	-106.7
48	-340.9	-85.9
49	-347.7	-63.4
50	-350.0	-40.0

DOMINIO N° 2

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C20/25

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-25.0	-100.0
2	-45.0	-120.0
3	-230.0	-120.0
4	-250.8	-117.5
5	-270.2	-109.5
6	-286.8	-96.8
7	-299.5	-80.2
8	-307.5	-60.8
9	-310.0	-40.0
10	-310.0	40.0
11	-307.5	60.8
12	-299.5	80.2
13	-286.8	96.8
14	-270.2	109.5
15	-250.8	117.5
16	-230.0	120.0
17	-45.0	120.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	110 di 115

18 -25.0 100.0

DOMINIO N° 3

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C20/25

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	45.0	120.0
2	230.0	120.0
3	250.8	117.5
4	270.2	109.5
5	286.8	96.8
6	299.5	80.2
7	307.5	60.8
8	310.0	40.0
9	310.0	-40.0
10	307.5	-60.8
11	299.5	-80.2
12	286.8	-96.8
13	270.2	-109.5
14	250.8	-117.5
15	230.0	-120.0
16	45.0	-120.0
17	25.0	-100.0
18	25.0	100.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-210.0	152.1	26.0
2	-190.0	152.1	26.0
3	-170.0	152.1	26.0
4	-150.0	152.1	26.0
5	-130.0	152.1	26.0
6	-110.0	152.1	26.0
7	-90.0	152.1	26.0
8	-70.0	152.1	26.0
9	-58.1	152.0	26.0
10	-43.3	137.1	26.0
11	-21.5	137.1	26.0
12	0.0	137.1	26.0
13	-210.0	-152.1	26.0
14	-190.0	-152.1	26.0
15	-170.0	-152.1	26.0
16	-150.0	-152.1	26.0
17	-130.0	-152.1	26.0
18	-110.0	-152.1	26.0
19	-90.0	-152.1	26.0
20	-70.0	-152.1	26.0
21	-58.1	-152.0	26.0
22	-43.3	-137.1	26.0
23	-21.5	-137.1	26.0
24	0.0	-137.1	26.0
25	210.0	152.1	26.0
26	190.0	152.1	26.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	111 di 115

27	170.0	152.1	26.0
28	150.0	152.1	26.0
29	130.0	152.1	26.0
30	110.0	152.1	26.0
31	90.0	152.1	26.0
32	70.0	152.1	26.0
33	58.1	152.0	26.0
34	43.3	137.1	26.0
35	21.5	137.1	26.0
36	0.0	137.1	26.0
37	210.0	-152.1	26.0
38	190.0	-152.1	26.0
39	170.0	-152.1	26.0
40	150.0	-152.1	26.0
41	130.0	-152.1	26.0
42	110.0	-152.1	26.0
43	90.0	-152.1	26.0
44	70.0	-152.1	26.0
45	58.1	-152.0	26.0
46	43.3	-137.1	26.0
47	21.5	-137.1	26.0
48	0.0	-137.1	26.0
49	-210.0	127.9	26.0
50	-210.0	-127.9	26.0
51	-190.0	127.9	26.0
52	-190.0	-127.9	26.0
53	-170.0	127.9	26.0
54	-170.0	-127.9	26.0
55	-150.0	127.9	26.0
56	-150.0	-127.9	26.0
57	-130.0	127.9	26.0
58	-130.0	-127.9	26.0
59	-110.0	127.9	26.0
60	-110.0	-127.9	26.0
61	-90.0	127.9	26.0
62	-90.0	-127.9	26.0
63	-70.0	127.9	26.0
64	-70.0	-127.9	26.0
65	-50.0	127.9	26.0
66	-50.0	-127.9	26.0
67	-29.4	115.6	26.0
68	-29.4	-115.6	26.0
69	-17.1	-103.3	26.0
70	-17.1	-83.3	26.0
71	-17.1	-63.3	26.0
72	-17.1	-43.3	26.0
73	-17.1	-23.3	26.0
74	-17.1	-3.3	26.0
75	-17.1	16.7	26.0
76	-17.1	36.7	26.0
77	-17.1	56.7	26.0
78	-17.1	76.7	26.0
79	-17.1	96.7	26.0
80	-230.0	127.9	26.0
81	-249.9	128.6	26.0
82	-269.3	124.0	26.0
83	-286.9	114.6	26.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	112 di 115

84	-301.5	101.0	26.0
85	-312.0	84.1	26.0
86	-317.9	65.0	26.0
87	-318.6	45.1	26.0
88	-317.9	25.2	26.0
89	-317.9	5.2	26.0
90	-317.9	-14.8	26.0
91	-317.9	-34.8	26.0
92	-316.6	-54.8	26.0
93	-311.1	-73.9	26.0
94	-301.3	-91.4	26.0
95	-287.9	-106.1	26.0
96	-271.5	-117.5	26.0
97	-253.0	-124.8	26.0
98	-233.2	-127.8	26.0
99	230.0	152.1	26.0
100	249.9	150.3	26.0
101	269.2	145.0	26.0
102	287.2	136.4	26.0
103	303.4	124.7	26.0
104	317.3	110.4	26.0
105	328.4	93.8	26.0
106	336.3	75.5	26.0
107	340.9	56.0	26.0
108	337.0	38.2	26.0
109	327.1	22.3	26.0
110	327.1	2.3	26.0
111	327.1	-17.7	26.0
112	333.8	-35.0	26.0
113	341.5	-51.5	26.0
114	337.7	-71.1	26.0
115	330.5	-89.7	26.0
116	320.0	-106.8	26.0
117	306.8	-121.7	26.0
118	291.0	-134.0	26.0
119	273.4	-143.4	26.0
120	254.4	-149.4	26.0
121	234.6	-152.0	26.0
122	-230.0	152.1	26.0
123	-249.9	150.3	26.0
124	-269.2	145.0	26.0
125	-287.2	136.4	26.0
126	-303.4	124.7	26.0
127	-317.3	110.4	26.0
128	-328.4	93.8	26.0
129	-336.3	75.5	26.0
130	-340.9	56.0	26.0
131	-337.0	38.2	26.0
132	-327.1	22.3	26.0
133	-327.1	2.3	26.0
134	-327.1	-17.7	26.0
135	-333.8	-35.0	26.0
136	-341.5	-51.5	26.0
137	-337.7	-71.1	26.0
138	-330.5	-89.7	26.0
139	-320.0	-106.8	26.0
140	-306.8	-121.7	26.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	113 di 115

141	-291.0	-134.0	26.0
142	-273.4	-143.4	26.0
143	-254.4	-149.4	26.0
144	-234.6	-152.0	26.0
145	230.0	127.9	26.0
146	249.9	128.6	26.0
147	269.3	124.0	26.0
148	286.9	114.6	26.0
149	301.5	101.0	26.0
150	312.0	84.1	26.0
151	317.9	65.0	26.0
152	318.6	45.1	26.0
153	317.9	25.2	26.0
154	317.9	5.2	26.0
155	317.9	-14.8	26.0
156	317.9	-34.8	26.0
157	316.6	-54.8	26.0
158	311.1	-73.9	26.0
159	301.3	-91.4	26.0
160	287.9	-106.1	26.0
161	271.5	-117.5	26.0
162	253.0	-124.8	26.0
163	233.2	-127.8	26.0
164	210.0	127.9	26.0
165	210.0	-127.9	26.0
166	190.0	127.9	26.0
167	190.0	-127.9	26.0
168	170.0	127.9	26.0
169	170.0	-127.9	26.0
170	150.0	127.9	26.0
171	150.0	-127.9	26.0
172	130.0	127.9	26.0
173	130.0	-127.9	26.0
174	110.0	127.9	26.0
175	110.0	-127.9	26.0
176	90.0	127.9	26.0
177	90.0	-127.9	26.0
178	70.0	127.9	26.0
179	70.0	-127.9	26.0
180	50.0	127.9	26.0
181	50.0	-127.9	26.0
182	29.4	115.6	26.0
183	29.4	-115.6	26.0
184	17.1	-103.3	26.0
185	17.1	-83.3	26.0
186	17.1	-63.3	26.0
187	17.1	-43.3	26.0
188	17.1	-23.3	26.0
189	17.1	-3.3	26.0
190	17.1	16.7	26.0
191	17.1	36.7	26.0
192	17.1	56.7	26.0
193	17.1	76.7	26.0
194	17.1	96.7	26.0

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	114 di 115

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	11893.00	48880.00	13554.00	0.00	0.00
2	11983.00	0.00	31884.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.0 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 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	11893.00	48880.00	13554.00	11892.99	72811.02	19968.91	1.491030.0(1010.8)	
2	S	11983.00	0.00	31884.00	11982.77	-68.44	158990.81	4.991030.0(1010.8)	

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								
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)								
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)								
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)								
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
	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	230.0	160.0	0.00294	230.0	152.1	-0.01994	-234.6	-152.0
2	0.00350	350.0	-40.0	0.00317	341.5	-51.5	-0.02304	-341.5	-51.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

VI01 - Relazione di calcolo pile e fondazioni su pali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D09CL	VI0105001	B	115 di 115

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	0.000002661	0.000071175	-0.008499965	----	----
2	0.000038375	-0.000000008	-0.009931453	----	----

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.

PILE Da P1 a P3

Elemento	Volume [m³]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Sommano [kg]	Incidenza di calcolo [kg]	Incidenza di progetto [kg/m³]
		Diametro [mm]	Passo [cm]	N°	Peso [kg/m³]	N°	Diametro [mm]	Passo [cm]	Peso [kg/m³]			
Fusto	9.13	26	20	194	808.59	25	16	15	526	1492.39	163	200
						3	16	15	157.8			

Elemento	Spessore [m]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Spilli				Sommano [kg]	Incidenza di calcolo [kg]	Incidenza di progetto [kg/m³]
		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 tes	24	10	53.265	Lato tes	24	15	53.265	14	20x20	25	30.2	172.24	86	120
		Lato compr	24	5	17.755	Lato con	24	5	17.755							

Elemento	Diametro [m]	Armatura verticale				Armatura a taglio			Incidenza di progetto [kg/m³]
		Gabbia	Diametro [mm]	N°	L [m]	Diametro [mm]	Passo [m]	Peso [kg]	
Pali	1.2	Gabbia 1	26	30	24	12	0.10	6334.60	150
		Gabbia 2	20	30	20	12	0.20		