

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

S.O. OPERE CIVILI

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA

RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO

Lotto 2

VI04 – Viadotto da pk 6+010.00 a pk 6+120.00

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

SCALA:

-

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

IR0F 02 R 09 CL VI0400 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	P. Maestrelli <i>[Signature]</i>	Settembre 2021	A. Ferri <i>[Signature]</i>	Settembre 2021	C. Urcioli <i>[Signature]</i>	Settembre 2021	A. Vittozzi Settembre 2021

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

File: IR0F02R09CLVI0400001A.doc

n. Elab.: -

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	6
3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	8
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	10
4.1	VITA NOMINALE	10
4.2	CLASSE D'USO	10
4.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	11
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
5.1	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE IN FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	12
5.2	ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA	14
5.3	COPRIFERRO	16
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	19
6.1	DEPOSITI ALLUVIONALI SUPERFICIALI	20
	6.1.1 Strati limoso argillosi.....	20
	6.1.2 Materiali granulari	21
6.2	FORMAZIONI LAPIDEE.....	23
	6.2.1 Caratteristiche di resistenza	23
	6.2.2 Caratteristiche di deformabilità	24
	6.2.1 Determinazione dei parametri per il calcolo della fondazione in formazione calcarea (CL).....	25
6.3	FASCE DI ALTERAZIONE FORMAZIONI MARNOSE	27
6.4	ARGILLE AZZURRE.....	27
6.5	STRATIGRAFIA.....	28
7	ANALISI DEI CARICHI	30
7.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	30
7.2	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	30

7.3	AZIONE DEL VENTO SULLA PILA Q ₆	30
7.4	AZIONI SISMICHE Q ₇	31
7.4.1	Vita Nominale e classe d'uso	33
7.4.2	Stati limite e relative probabilità di superamento	34
7.4.3	Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*_c)	34
7.4.4	Classificazione dei terreni	36
7.4.5	Amplificazione stratigrafica	37
7.4.6	Amplificazione topografica	38
7.4.7	Spettri di risposta elastici	39
7.4.8	Spettri di risposta di progetto	41
7.4.9	Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse	45
7.5	VARIAZIONI TERMICHE ϵ_3	45
8	MODELLAZIONE STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO	46
8.1	COMBINAZIONI DI CARICO	46
8.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	50
9	VERIFICHE	52
9.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	53
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI PILA	59
9.2.1	Verifiche a pressoflessione ed a taglio	60
9.3	VERIFICHE DELLA FONDAZIONE	64
9.3.1	SOLLECITAZIONI AGENTI	65
9.3.2	VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE	67

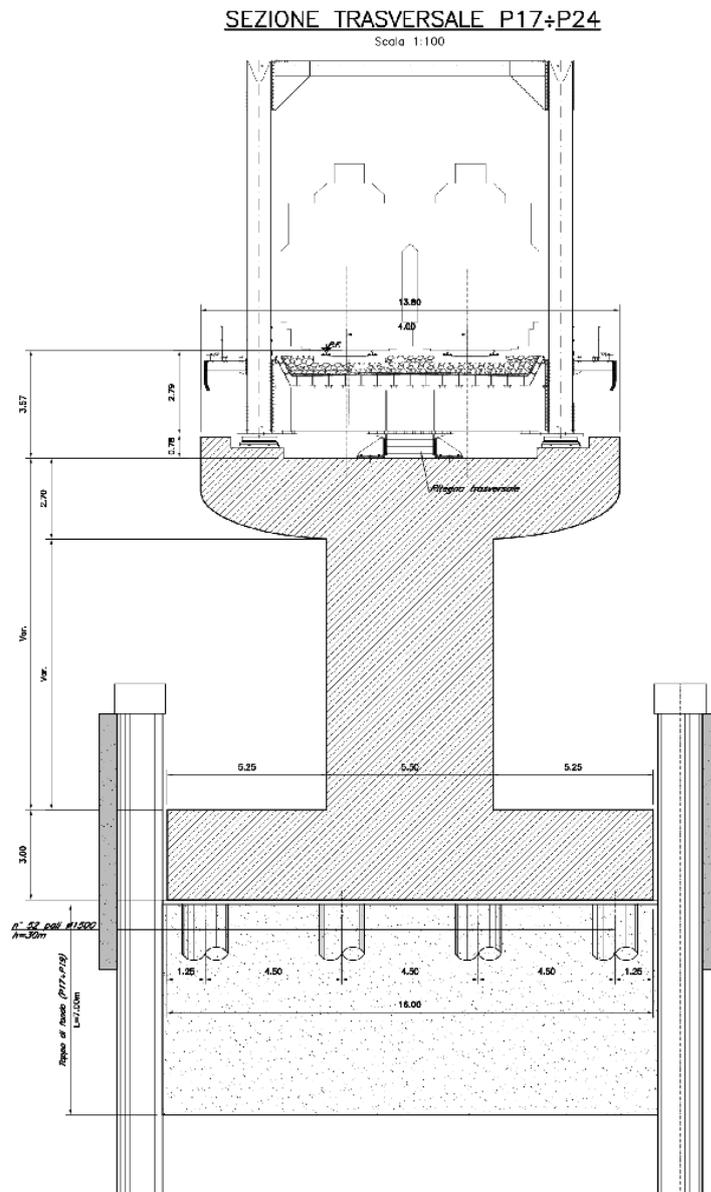
1 PREMESSA

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali della pila di sostegno degli impalcati tipologici, nell'ambito del progetto di prefattibilità tecnico-economica del potenziamento infrastrutturale Orte-Falconara, raddoppio della tratta PM228-Castelplanio.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, "Norme Tecniche per le Costruzioni"- DM 14.1.2018 e relativa Circolare "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni".

2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La tipologia di pila in esame prevede una sezione circolare di diametro $D = 5,5\text{m}$.



L'altezza di calcolo delle pile tipo in oggetto è assunta pari a 9m.

Relazione di predimensionamento pile Impalcato 40/70m (P1)

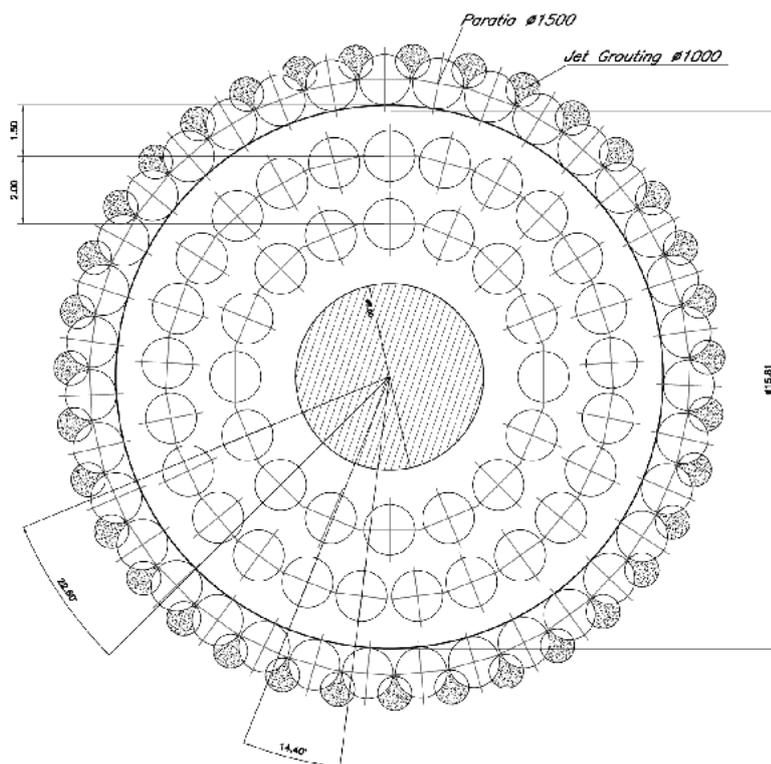
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	7 di 75

Il sistema di fondazione previsto è del tipo indiretto, con pozzo di profondità 25m con plinti di spessore pari a 3.00m e pianta circolare di diametro 16.0m, su n.41 pali di diametro D=1500mm.

Lo scavo è protetto con paratia di pali D=1500mm e lunghezza 18m e colonne di Jet-grouting D=1000mm e tappo di fondo spessore 7m.

PIANTA FONDAZIONE

Scala: 1:100



Gli impalcato afferenti a questa tipologia sono da una parte una struttura reticolare di luce 70m e dall'altra un impalcato in sezione mista da 40m.

Si riportano nel seguito le verifiche di predimensionamento.

3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

L'analisi delle opere 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:

- **RFI DTC SI PS MA IFS 001 E – Dicembre 2020:** *Manuale di progettazione delle Opere Civili - Emissione per applicazione*
- **RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Dicembre 2020:** *Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio - Emissione per applicazione;*
- **D.M. del 17 gennaio 2018:** *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;*
- **C.M. 21/01/2019 n.7:** *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018;*
- **Legge 05/01/1971 n°1086:** *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;*
- **Legge 02/02/1974 n°64:** *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea di seguito specificata:

- **UNI EN 1990: 2006:** *Eurocodice 0: Criteri generali di progettazione strutturale;*
- **UNI EN 1991-1-1:2004:** *Eurocodice 1 –Azioni in generale– Parte 1-1: Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili;*
- **UNI EN 1991-1-4:2005:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;*
- **UNI EN 1992-1-1:2005:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- **UNI EN 1992-2:2006:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;*

- **UNI EN 1993-1-1:2005:** Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- **UNI EN 1993-2:2007:** Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- **UNI EN 1997-1: 2005:** Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- **UNI EN 1998-1:2005:** Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- **UNI EN 1998-2:2006:** Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- **UNI EN 1998-5:2005:** Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- **STI 2014 – REGOLAMENTO UE N.1299/2014** della commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- **UNI EN 206-1-2016** - Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- **UNI 11104/2016** - Calcestruzzo Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.

4 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

4.1 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 di ., è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.5.1.1.1 di . la vita nominale V_N delle infrastrutture ferroviarie in esame è definita in Tab. 1 (riquadro rosso):

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 1 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

In particolare, visto che la linea ferroviaria non rientra nell'elenco delle linee e tratte ferroviarie facenti parte del sistema "Sistema di grande viabilità ferroviaria" ai sensi dell'OPCM N°3274 del 2003 (cfr. Allegato 5 della parte II – Sezione 2 del MdP RFI .) e presenta delle velocità di progetto inferiori ai 250 km/h, l'opera in oggetto avrà una vita nominale V_N pari a 75 anni.

4.2 Classe d'uso

La norma . attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e, quindi delle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso c_U .

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)	COMMESSA IROF	LOTTO 02 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0400 001	REV. A

Facendo riferimento al punto 2.5.1.1.2 di ., la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 2:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso ⁽¹⁾	Coefficiente d'uso [CU] ⁽¹⁾
FABBRICATI APPARTAMENTI ALL'ELENCO A AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	IV	2,0
GRANDI STAZIONI	IV	2,0
FABBRICATI APPARTAMENTI ALL'ELENCO B AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	III	1,5
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA ⁽²⁾	III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE, FABBRICATI NON RIENTRATI NELLE CLASSI D'USO III E IV	II	1,0
⁽¹⁾ Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura di cui all'elenco A del DPCM 3685 del 2003 o all'elenco B del DPCM 3685 del 2003 dovrà essere presa in conto la più alta tra la classe d'uso assegnata alla costruzione attraverso la presente tabella e quella dell'infrastruttura con cui si realizza l'interferenza.		
⁽²⁾ Ricadono in classe d'uso IV le opere d'arte nuove ricadenti nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con il sistema di grande viabilità ferroviaria.		

Tab. 2 – Tabella della Classe d'uso e del coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

Sulla base di quanto detto la classe d'uso a cui far riferimento sarà la classe II, a cui corrisponde un coefficiente d'uso c_U pari a 1,5.

4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento V_R da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a $V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1,5 = 112,5$ anni.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Calcestruzzo per strutture in fondazione ed elevazione

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali: (Tab. 3 e Tab. 4):

Descrizione	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
Classe di resistenza	C12/15	C30/37	C25/30
Classe di esposizione	X0	XC3	XC2
Condizioni ambientali	-	ordinarie	ordinarie
Rapporto acqua/cemento	-	0,55	0,60
Diametro massimo inerti	-	25 mm	32 mm
Tipo di cemento	I, II, III, IV, V	III, IV, V	III, IV, V
Contenuto min. cemento	-	280 kg/mc	280 kg/mc
Classe minima di consistenza	-	S4	S4

Tab. 3 – Tabella caratteristiche dei calcestruzzo delle strutture

Parametri	UM	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
R_{ck}	(N/mm ²)	15	37	30
f_{ck}	(N/mm ²)	12	30	25
f_{cm}	(N/mm ²)	-	36	33
α_{cc}	(-)	-	0,85	0,85
γ_c	(-)	-	1,50	1,50
f_{cd}	(N/mm ²)	-	17,40	14,17
f_{ctm}	(N/mm ²)	-	2,90	2,56

Parametri	UM	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
f_{ctk}	(N/mm ²)	-	2,03	1,79
f_{ctd}	(N/mm ²)	-	1,35	1.19
E_c	(N/mm ²)	-	32837	31476
$0.55 \cdot f_{ck}$ (rara)	(N/mm ²)	-	16,89	12,28
$0.40 \cdot f_{ck}$ (QP)	(N/mm ²)	-	13,70	9,96

Tab. 4 – Tabella caratteristiche parametri operativi dei calcestruzzi delle strutture

dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm²) = Resistenza cilindrica media a compressione

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α_{cc} (t > 28gg) = 0.85

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto

quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%. $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ = Resistenza di

calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [per classi \leq C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a trazione

$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza media a trazione per flessione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$ = Modulo Elastico

- Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

- Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (NTC2018 – 11.2.10.5).

- Tensione di compressione limite nel calcestruzzo:

I valori limite per le tensioni di compressione nel calcestruzzo sono stati definiti in accordo con il punto 2.5.1.8.3.2.1 di .. Non si tiene in considerazione della riduzione del 30% dei valori poiché gli spessori delle opere d'arte in oggetto hanno spessori maggiori di 5 cm.

5.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018 (.), per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a trazione – compressione:

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ = Resistenza caratteristica di rottura

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ = Resistenza caratteristica a snervamento

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ = Resistenza di calcolo

dove:

$\gamma_s = 1.15$ = Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

Rapporto: $1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$ (frattile 10%)

Rapporto: $(f_y/f_{y,nom})_k < 1.25$ (frattile 10%)

Allungamento: $(A_{gt})_k > 7.5\%$ (frattile 10%)

- Modulo Elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione limite di trazione nell'acciaio in combinazione rara (§2.5.1.8.3.2.1 di .):

$$0,75 \cdot f_{yk} = 337.50 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

Parametri	UM	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
f_{bk}	(N/mm ²)	4,36	4,36
f_{bd}	(N/mm ²)	2,90	2,90

Tab. 5 – Tabella caratteristiche meccaniche acciaio ordinario per strutture in calcestruzzo armato

dove:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = \text{Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo}$$

$\eta = 1.0$ – per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm;

$\gamma_c = 1.5$ – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

5.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC (.), al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.2.2019 (Tab. 6), riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC (Tab. 7).

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 6 – Tabella C4.1.IV della Circolare applicativa delle NTC del 21.02.2019

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 7 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

I valori della Tab. 6 si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC ()). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I delle NTC ()) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm. A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Al punto 2.5.2.2.3.2 del MdP RFI (.) vengono forniti i valori minimi del copriferro da adottare per i diversi elementi strutturali riportati in Tab. 5. Nei casi in cui le condizioni ambientali per l'opera in progetto siano aggressive e molto aggressive ai sensi della Tab.4.1.III del DM 17.01.2018 (Tab. 7), il copriferro minimo indicato Tab. 8 va aumentato rispettivamente di 10 mm e di 20 mm (ad eccezione dei pali).

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcate armatura ordinaria	40mm
Impalcate in C.A.P. - cavi pre-tesi	Max ($3\Phi_{TR}$; 50mm)
Impalcate in C.A.P. cavi post-tesi	Max (Φ_G ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max (Φ_{inf} ; 20mm)

Tabella 2.5.2.2.3.2.-1

Con:

Φ_{TR} = diametro esterno filo, treccia o trefolo;

Φ_G = diametro esterno guaina;

Φ_{IN} = diametro armatura inferiore delle lastre.

Tab. 8 – Tabella copriferri minimi del Manuale di Progettazione RFI

Il valore del copriferro di progetto da adottare per le opere d'arte in progetto sarà dato dal maggiore tra il valore desunto dalle prescrizioni delle NTC (. e .) e da quanto previsto dal MdP e Capitolato opere civili RFI (. e .).

Si riportano i valori minimi del copriferro di progetto per le opere d'arte in oggetto della presente relazione secondo il punto 4.1.6.1.3 di NTC (. e secondo il punto 2.5.2.2.3.2 del MdP (.) sulla base dei quali viene scelto il valore più conservativo ai fini della durabilità del calcestruzzo.

Opera d'arte	Ambiente	Copriferro minimo secondo Tab. C4.1.IV (mm)	Maggioraz. Copriferro per classe di resistenza $C < C_{min}$ (mm)	Tolleranza di posa (mm)	Riduzione per produzioni in controllo qualità (mm)	Maggioraz. Copriferro per $V_N > 50$ anni (mm)	Copriferro minimo di progetto (mm)
Struttura in elevazione	Ordinario	25	0	10	0	0	35
Fondazioni	Ordinario	25	0	10	0	0	35

Tab. 9 – Tabella copriferri minimi secondo le NTC 2018

Opera d'arte	Ambiente	Copriferro minimo (mm)	Maggiorazione in funzione classe ambientale (mm)	Copriferro minimo di progetto (mm)
Struttura in elevazione	Ordinario	25	0	35
Fondazioni	Ordinario	25	0	35

Tab. 10 – Tabella copriferri minimi secondo MdP RFI

In definitiva si prescrive che in fondazione e in elevazione il copriferro netto di progetto non deve essere inferiore a **40mm**.

Per i pali di fondazione il copriferro netto di progetto non deve essere inferiore a **60mm**.

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Con riferimento alle indicazioni contenute nella relazione geotecnica, si riepilogano nel seguito le unità geotecniche individuate.

LEGENDA			
UNITA' GEOTECNICA	DESCRIZIONE		UNITA' GEOLOGICA
	ALLUVIONI TERRAZZATE E DEPOSITI DI VERSANTE		
	Dc	Livelli a prevalente componente limoso argillosa	MUSbn, MUSa, MTIbn, MTIa
	Dg	Livelli a prevalente componente ghiaioso sabbiosa	
FORMAZIONI CALCAREE			
	CL	Calcari	COI, MAI, MAS2, POD, SAA1, SAA2, SAA3, SBI, VAS
FORMAZIONI MARNOSE			
	M_b	Bisciario	BIS
	M_f	Marne a fucoidi	FUC
	M_s	Scaglia Cinerea, Schilier	SCC, SCH
	M_alt	Fasce di alterazione delle formazioni marnose (tutte)	
ARGILLE AZZURRE			
	Aa_L	Limo con argilla, sabbiosa o debolmente sabbiosa	FAAe, FAA2
	Aa_Ar	Livelli arenacei, a granulometria da medio-fine a grossolana	

Tab. 11 – Riepilogo unità geotecniche/unità geologiche

6.1 Depositi alluvionali superficiali

6.1.1 Strati limoso argillosi

Si riassumono qui di seguito le caratteristiche generali tipiche riscontrate nei terreni a granulometria fine facenti parte delle Alluvioni Terrazzate:

- Limite di liquidità 20÷50 %
- Limite di plasticità 4÷20 %
- Contenuto d'acqua 10÷25 %
- Indice di consistenza 0.8÷1.4
- Grado di saturazione 85÷100 %
- Peso di volume naturale 1.9÷2.1 Mg/m³
- Peso di volume secco 1.5÷1.7 Mg/m³

Resistenza al taglio in condizioni non drenate	$c_u = 130 \text{ kPa}$	per $z \leq 4.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$c_u = 80 \text{ kPa}$	per $4.0 \text{ m} > z \leq 8.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$c_u = 60 \text{ kPa}$	per $z > 8.0 \text{ m}$ dal p.c.
Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	$\phi' = 28^\circ$	$c' = 0 \text{ kPa}$
	$\phi' = 25^\circ$	$c' = 3 \text{ kPa}$
Modulo edometrico	$E_{Ed} = 11 \text{ MPa}$	per $z \leq 4.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$E_{Ed} = 7.5 \text{ MPa}$	per $z > 4.0 \text{ m}$ dal p.c.

Non si considerano i coefficienti di consolidazione e di permeabilità dei terreni coesivi in quanto essendo i materiali in questione fortemente sovraconsolidati e non saturi, anche oltre quanto rappresentato dalle prove di laboratorio, a seguito dell'applicazione del carico del rilevato ferroviario o altre condizioni simili i processi di cedimento si svilupperanno comunque in tempi molto rapidi senza che si instauri un vero processo di consolidazione.

6.1.2 Materiali granulari

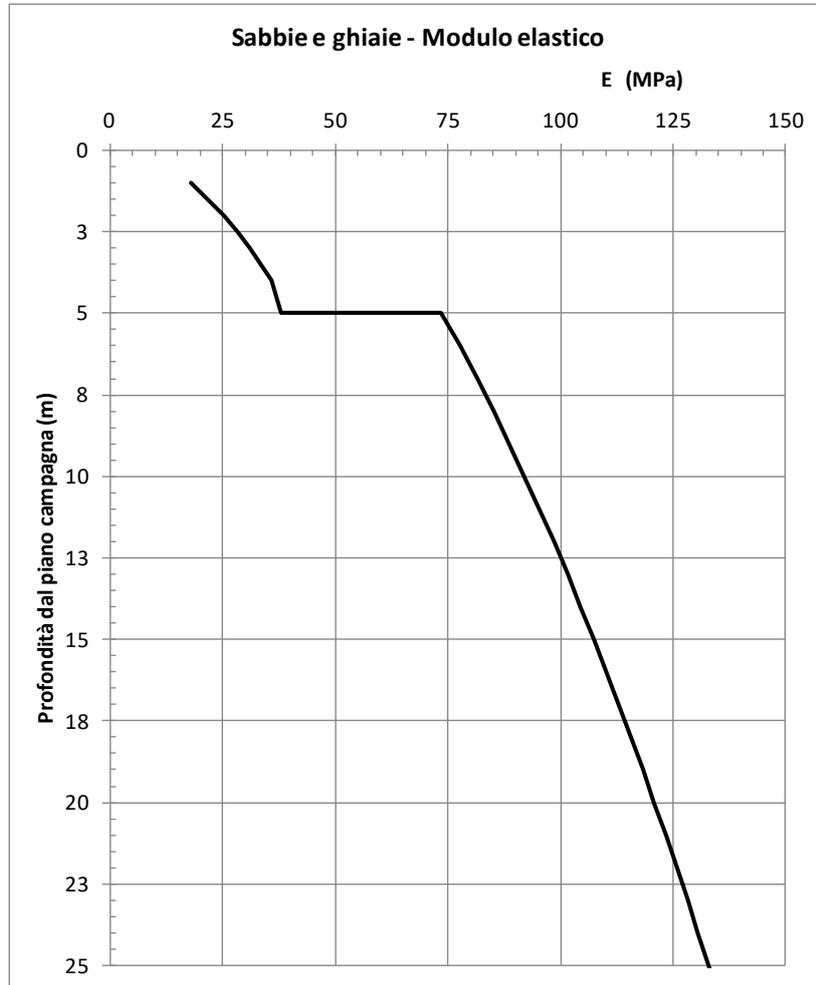
Per quanto riguarda i materiali granulari appartenenti alle Alluvioni Terrazzate si assumeranno i seguenti parametri geotecnici:

peso di volume naturale		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
peso di volume naturale sommerso		$\gamma = 11 \text{ kN/m}^3$
densità relativa	DR = 40 %	per $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	DR = 80 %	per $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
angolo di attrito	$\phi' = 32^\circ$	in sabbia con $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$\phi' = 34^\circ$	in sabbia con $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$\phi' = 37^\circ$	in ghiaia con $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$\phi' = 40^\circ$	in ghiaia con $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
Modulo elastico	E = 30 MPa	per $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	E = 80 MPa	per $z > 5.0 \leq 10.0 \text{ m}$ dal p.c.
	E = 100 MPa	per $z > 10.0 \text{ m}$ dal p.c.

In alternativa si può utilizzare un andamento quale quello riportato nella seguente . sviluppata secondo le indicazioni di Berardi e Lancellotta (. ed ipotizzando:

$K_E =$ numero del modulo =	400	per $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	775	per $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.

Livello della falda 4.0 m dal p.c.



Tab. 12 – Andamento del modulo elastico con la profondità nei materiali granulari

6.2 Formazioni lapidee

6.2.1 Caratteristiche di resistenza

Con riferimento ai risultati esposti nel capitolo . si indicano qui di seguito i parametri di riferimento adottati nelle verifiche di sicurezza relative ai materiali calcarei ed ai materiali marnosi.

Per i materiali calcarei si è fatto riferimento ai seguenti valori:

- resistenza a compressione $\sigma_c = 40 \text{ MPa}$
- coefficiente m_i della roccia intatta $m_i = 12$

Per quanto riguarda il GSI si potrà fare riferimento alla seguente tabella.

Formazione	Sigla	GSI
Corniola	COI	50±5
Maiolica	MAI	45±10
Calcere massiccio del M. Nerone	MAS2	55±5
Scaglia Rossa (membro inferiore)	SAA1	40±10
Scaglia Rossa (membro intermedio)	SAA2	45±5
Scaglia Rossa (membro superiore)	SAA3	45±5
Scaglia Bianca	SBI	40±5
Scaglia Variegata	VAS	35±5

Tab. 13 – Valori GSI per le formazioni calcaree presenti lungo il tracciato

Per le formazioni marnose si è fatto riferimento ai parametri riportati nella seguente tabella.

Formazione	Sigla	σ_c (MPa)	GSI	m_i
------------	-------	------------------	-----	-------

Formazione	Sigla	σ_c (MPa)	GSI	m_i
Bisciaro	BIS	14.0	- - -	7
Marne a Fucoidi	FUC	40.0	25±5	7
Scaglia Cinerea	SCC	8.5	20±5	7
Schlier	SCH	9.5	30±5	7

Tab. 14 – Parametri di riferimento formazioni marnose

Il coefficiente m_i della roccia intatta è stato assunto pari a:

- Formazioni marnose $m_i = 7$

6.2.2 Caratteristiche di deformabilità

Per le diverse formazioni presenti lungo il tracciato si è fatto riferimento per la roccia integra ai seguenti intervalli di valori di riferimento:

Rocce calcaree $E = 30\div45$ GPa

Marne a Fucoidi $E = 20\div40$ GPa

Schlier e Bisciaro $E = 1\div3$ GPa

6.2.1 Determinazione dei parametri per il calcolo della fondazione in formazione calcarea (CL)

Con il software "Roclab", si procede a definire i parametri equivalenti c' e ϕ' per l'unità CL, applicando la metodologia di Hoek-Brown.

Parametri:

Hoek Brown Classification	Hoek Brown Criterion	Failure Envelope Range
sigci 40 MPa	mb 0.44406	Application Custom
GSI 40	s 0.000167312	sig3max 0.3 MPa
mi 12	a 0.511368	
D 0.7		

Risultati:

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 40 MPa
GSI = 40 mi = 12 Disturbance factor = 0.7

Hoek-Brown Criterion

mb = 0.444 s = 0.0002 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.127 MPa friction angle = 47.73 deg

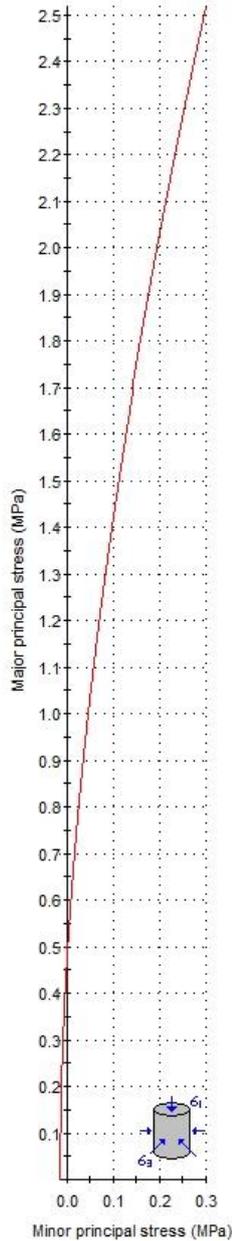
Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.015 MPa
uniaxial compressive strength = 0.469 MPa
global strength = 3.365 MPa
modulus of deformation = 2311.76 MPa

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	26 di 75

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 40 MPa
GSI = 40 mi = 12 Disturbance factor = 0.7

Hoek-Brown Criterion

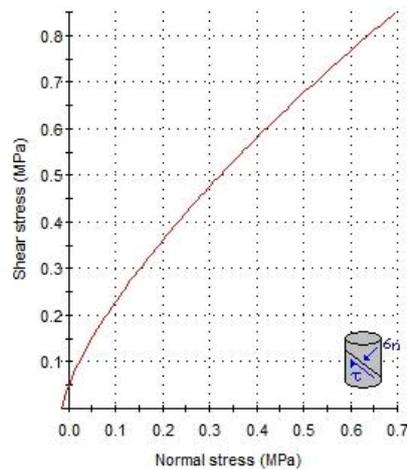
mb = 0.444 s = 0.0002 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.127 MPa friction angle = 47.73 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.015 MPa
uniaxial compressive strength = 0.469 MPa
global strength = 3.365 MPa
modulus of deformation = 2311.76 MPa



Si considerano pertanto i seguenti parametri in termini di sforzi efficaci $\phi' = 45^\circ$ $c' = 125 \text{ kPa}$

6.3 Fasce di alterazione formazioni marnose

Qui di seguito si riassumono le caratteristiche riscontrate nelle fasce di alterazione, argillificate, delle formazioni marnose. E' opportuno ricordare che da una parte sono spesso presenti in queste formazioni livelli arenacei che sono quindi meno soggetti a degrado, dall'altra i fenomeni di alterazione non si sviluppano in maniera omogenea su tutta la formazione ma seguono percorsi preferenziali, per lo più legati ai percorsi di circolazione delle acque. Pertanto non bisogna pensare che queste caratteristiche siano appropriate per descrivere tutta la fascia di alterazione, ma bisognerà per ciascun caso particolare distinguere ed approfondire il contesto locale in quanto i campioni prelevati sono generalmente rappresentativi della parte maggiormente alterata.

- Limite di liquidità $25\div 50 \%$
- Limite di plasticità $8\div 18 \%$
- Contenuto d'acqua $10\div 12 \%$
- Indice di consistenza $1.8\div 2.2$
- Grado di saturazione $60\div 85 \%$
- Peso di volume naturale $2.1\div 2.2 \text{ Mg/m}^3$
- Peso di volume secco $1.75\div 2.0 \text{ Mg/m}^3$

Resistenza al taglio in condizioni non drenate $c_u \geq 250\div 300 \text{ kPa}$

Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci $\phi' = 28^\circ$ $c' = 4 \text{ kPa}$

$\phi' = 30^\circ$ $c' = 12 \text{ kPa}$

Modulo edometrico $E_{Ed} = 18\div 24 \text{ MPa}$

6.4 Argille Azzurre

Anche nel caso delle Argille Azzurre, come per le fasce di alterazione delle formazioni marnose, occorre considerare che la parte esplorata costituisce la fascia di alterazione, o non completamente litificata, della formazione e pertanto occorre considerare che al suo interno possano incontrarsi livelli

Da 12,0 a 15,0	Unità M_alt
Da 15,0 a 27,0	Unità M_f
Da 27,0	Unità CL

Tab. 15 – Stratigrafia utilizzata per il calcolo della capacità portante delle fondazioni

7 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi gravanti sulla pila è stata effettuata considerando le azioni provenienti dagli impalcati e le azioni direttamente applicate alla pila.

I carichi trasmessi dagli impalcati sono relativi alle condizioni di carico elementari, opportunamente combinate secondo le vigenti normative, analizzate nel dettaglio nelle rispettive relazioni 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.

7.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

Le pile del viadotto ferroviario presentano altezze differenti ma medesima sezione, a meno delle barre d'armatura. Pertanto, assumendo un peso del calcestruzzo per unità di volume $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$, si calcola il peso proprio della pila applicato al modello. Stesso criterio è applicato per il peso dei plinti.

7.2 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.

7.3 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 $B_L \times B_T$.

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

Risulta pertanto sui due lati del fusto della pila:

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

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

7.4 Azioni sismiche q7

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del NTC 2018. L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare, nel NTC 2018, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

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

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

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

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

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

In cui:

$$S = S_S \cdot S_T;$$

S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

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

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

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

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

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

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

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

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

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

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

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

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

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

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

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

nelle quali:

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

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

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

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

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

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

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

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

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

7.4.1 Vita Nominale e classe d'uso

I parametri sono presentati e definiti al cap.4.

7.4.2 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%

7.4.3 Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*_c)

Ai fini del NTC 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 (V_R), e quindi dalla vita nominale (VN) e dalla classe d'uso (C_u) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

Latitudine: 43.4463°

Longitudine: 13.0202°

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0,080	2,452	0,294
SLD	113	0,099	2,435	0,310
SLV	1068	0,233	2,470	0,338
SLC	2193	0,295	2,518	0,343

Tab. 16 – Valutazione dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

I parametri ai quali si è fatto riferimento nella definizione dell'azione sismica di progetto, indicati nella tabella precedente, corrispondono, cautelativamente, a quei parametri che danno luogo al sisma di massima entità, fra tutti quelli individuati lungo le progressive dell'opera in progetto.

Sono stati presi in esame, secondo quanto previsto dal NTC 2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap. 7.1, 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. Per quanto riguarda lo stato limite di collasso (SLC), questo è stato considerato per le combinazioni sismiche di verifica dei ritegni sismici; si faccia pertanto riferimento alle considerazioni presentate nelle rispettive relazioni di calcolo di impalcato. Si riportano al termine dell'analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici e di progetto per il restante stato limite (SLV).

7.4.4 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)

Sulla base delle indicazioni contenute nella relazione geotecnica, si considera cautelativamente una **categoria E** di suolo di fondazione per il Lotto 2.

7.4.5 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:

$$S_s = 1.368$$

$$C_c = 1.774$$

7.4.6 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

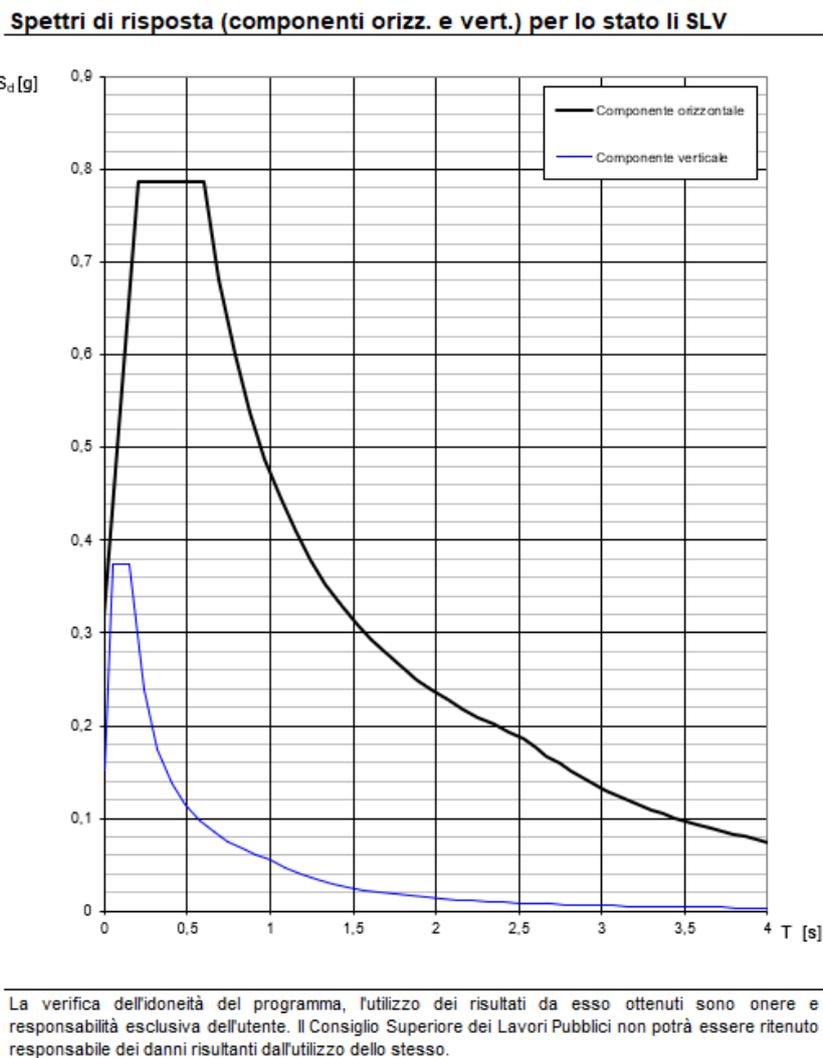
Nel caso in esame $S_T = 1$.

7.4.7 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.

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.



Tab. 17 – Spettro di risposta (componenti orizz. e vert.) per l' SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lir8LV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_x	0,233 q
F_x	2,470
T_c	0,238 z
S_x	1,368
C_c	1,774
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,368
η	1,000
T_B	0,200 z
T_C	0,600 z
T_D	2,531 z

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S+2)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_x$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_x \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_x \cdot S \cdot \eta \cdot F_x \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuta dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ moltiplicando 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	0,318
$T_B \leftarrow$	0,200	0,736
$T_C \leftarrow$	0,600	0,736
	0,692	0,682
	0,784	0,602
	0,876	0,539
	0,968	0,487
	1,060	0,445
	1,152	0,410
	1,244	0,379
	1,336	0,353
	1,428	0,330
	1,519	0,310
	1,611	0,293
	1,703	0,277
	1,795	0,263
	1,887	0,250
	1,979	0,238
	2,071	0,228
	2,163	0,218
	2,255	0,209
	2,347	0,201
	2,439	0,193
$T_D \leftarrow$	2,531	0,186
	2,601	0,177
	2,671	0,167
	2,740	0,159
	2,810	0,151
	2,880	0,144
	2,950	0,137
	3,020	0,131
	3,090	0,125
	3,160	0,120
	3,230	0,114
	3,300	0,110
	3,370	0,105
	3,440	0,101
	3,510	0,097
	3,580	0,093
	3,650	0,090
	3,720	0,086
	3,790	0,083
	3,860	0,080
	3,930	0,077
	4,000	0,075

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)	COMMESSA IR0F	LOTTO 02 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0400 001	REV. A

7.4.8 Spettri di risposta di progetto

In accordo con il par. 3.2.3.5 del NTC 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 sovraresistenza, 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 NTC 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 7.9.I) NTC 2018 (Tabella 7.9.I), 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.

Stato limite di salvaguardia della vita

Secondo quanto riportato nel DM 14/01/2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", cap. 3.2.3.5, lo spettro di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV è stato determinato secondo le seguenti relazioni:

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

In cui:

$$S = S_S \cdot S_T,$$

S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

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

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

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

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

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

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

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

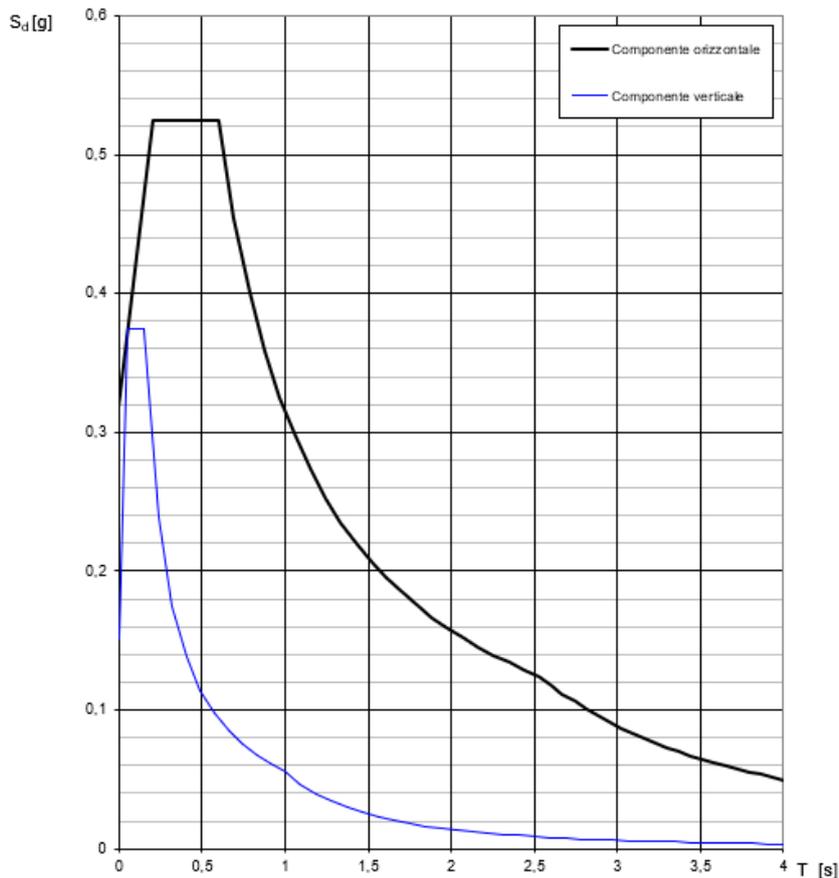
T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante ed è ottenuto mediante la seguente relazione:

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

q : fattore di struttura.

Sono stati determinati gli spettri di risposta di progetto ed i parametri per lo SLV, riportati di seguito:

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



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Tab. 18 – Spettro di risposta (componenti orizz. e vert.), con $q=1,5$, per l' SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0,233 q
F_s	2,470
T_c	0,238 s
S_s	1,368
C_c	1,774
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,368
η	0,667
T_b	0,200 s
T_c	0,600 s
T_D	2,531 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (3 + \xi)} \geq 0,5 \xi \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_b \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_b} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_b$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_b \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_b \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0,000	0,318
0,200	0,524
0,600	0,524
0,692	0,454
0,784	0,401
0,876	0,359
0,968	0,325
1,060	0,297
1,152	0,273
1,244	0,253
1,336	0,235
1,428	0,220
1,519	0,207
1,611	0,195
1,703	0,185
1,795	0,175
1,887	0,167
1,979	0,159
2,071	0,152
2,163	0,145
2,255	0,139
2,347	0,134
2,439	0,129
2,531	0,124
2,601	0,118
2,671	0,112
2,740	0,106
2,810	0,101
2,880	0,096
2,950	0,091
3,020	0,087
3,090	0,083
3,160	0,080
3,230	0,076
3,300	0,073
3,370	0,070
3,440	0,067
3,510	0,065
3,580	0,062
3,650	0,060
3,720	0,058
3,790	0,055
3,860	0,053
3,930	0,052
4,000	0,050

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dell' ...

7.4.9 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. 3.2.4 del D.M. 14/01/2008, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei treni: questo è stato ottenuto tenendo conto dello scenario più gravoso tra quello che vede la presenza sui due binari di due treni di carico LM71 e quello caratterizzato da un treno LM71 e da un treno tipo SW/2.

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.

7.5 Variazioni termiche ϵ_3

Per l'analisi termica delle pile cave, eseguita in accordo con quanto previsto nel par. 5.2.2.5.2 del NTC 2018, si rimanda alla successiva fase di progetto.

8 MODELLAZIONE STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO

8.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni delle azioni sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del NTC 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. 5.2.3.3.1 del NTC 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, come anticipato in precedenza, questo si assume pari a 0,2 nelle combinazioni sismiche, conformemente a quanto prescritto nel par. 3.2.4 del NTC 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 coinvolga 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

Tab. 19 – Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del NTC 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.

Tab. 20 – Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VI del NTC 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.

Tab. 21 – Ulteriori valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VII del NTC 2018

Conformemente con quanto prescritto al par.5.2.3.1.3 del NTC 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 NTC 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.

Tab. 22 – Valutazione dei carichi da traffico – Tabella 5.2.IV del NTC 2018

Nel progetto di predimensionamento si considerano come combinazioni di riferimento quella a SLU che massimizzano i carichi verticali e le azioni sismiche che invece costituiscono i valori di verifica per i carichi orizzontali e, di conseguenza, determinano i momenti alla base dei fusti.

Si riporta nei seguito tabella dei coefficienti utilizzati, sulla base delle prescrizioni di norma sopra riportate:

		G1	G2	Traffico	Vento	Avv.	Fren.	Serp.
LM71 Bpari + LM71 Bdispari	SLU1	1,35	1,5	1,45	0,9	0,725	0,725	1,45
LM71 Bpari + LM71 Bdispari	SLU2	1,35	1,5	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari + SW2 Bdispari	SLU3	1,35	1,5	1,45	0,9	0,725	0,725	1,45
LM71 Bpari + SW2 Bdispari	SLU4	1,35	1,5	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari	SLU5	1,35	1,5	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bdispari	SLU6	1,35	1,5	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari + LM71 Bdispari	SLU7	1	1	1,45	0,9	0,725	0,725	1,45
LM71 Bpari + LM71 Bdispari	SLU8	1	1	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari + SW2 Bdispari	SLU9	1	1	1,45	0,9	0,725	0,725	1,45
LM71 Bpari + SW2 Bdispari	SLU10	1	1	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bpari	SLU11	1	1	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
LM71 Bdispari	SLU12	1	1	1,45	0,9	1,45	1,45	0,725
SLV		Fy + 0,3x Fx						
		0,3xFy + Fx						

Tab. 23 – Combinazioni di carico dimensionanti

8.2 Modellazione strutturale

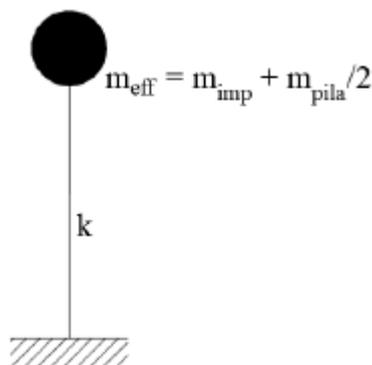
Conformemente con quanto prescritto nel par.7.9.4.1 del NTC 2018, risulta applicabile, nel caso in esame di ponte a travate semplicemente appoggiate, per entrambe le direzioni di verifica della pila (longitudinale e trasversale rispetto all'asse del viadotto), un'analisi statica lineare, sviluppata riconducendo 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 della metà superiore della pila (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.



Modello della pila ad oscillatore semplice

Per tener conto dell'influenza della fessurazione sulla rigidezza, in accordo con il par.7.2.6 del NTC 2018, si è considerato un abbattimento del modulo elastico pari al 50%, rispetto al valore iniziale E_{cm} con conseguente abbattimento delle rigidzze 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 rigidzze 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 rigidezza, comporta un aumento dell'accelerazione sismica considerata.

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

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

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

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

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

9 VERIFICHE

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al fusto della pila in esame.

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.

9.1 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

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 petro 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.

Pila 70_40				
Luce Campata 1	m	40		
Luce Campata 2	m	70		
			massa	
Peso impalcati incidenti su pila	kN	21250	2166,2	kN/m/s2
Peso traffico incidente sulla pila	kN	11700	1192,7	kN/m/s2
			2404,7	
Altezza baggiolo+appoggio	m	0,6		
Altezza pulvino	m	2,7		
Altezza fusto	m	7,3		
Braccio delle forze	m	10,6		
Sezione pila	mq	23,8		
Sezione pulvino	mq	81,4		
Volume pulvino	mc	219,8		
Volume pila	mc	173,43555		
			massa	
Peso pulvino	kN	5496	560,2	kN/m/s2
Peso pila	kN	4336	442,0	kN/m/s2
Peso metà superiore pila	kN	7664	781,2	kN/m/s2
Peso metà inferiore pila	kN	2168	221,0	kN/m/s2
Peso incidente su testa pila (G+0,2xQ)	kN	31254	3185,9	kN/m/s2

Pila 70_40					
Inerzia pila trasversale	mm ⁴	4,49E+13			
Inerzia pila longitudinale	mm ⁴	4,49E+13			
Modulo elastico	Mpa	3,33E+04			
Rig. flessionale trasversale	N/mm	1,50E+07	K _T		
Rig. flessionale longitudinale	N/mm	1,50E+07	K _L		
Rig. flessionale trasversale	N/mm	7,49E+06	K _{T,fess}	fessurata	
Rig. flessionale longitudinale	N/mm	7,49E+06	K _{L,fess}	fessurata	
			T [s]	S _{dr,H} [g]	
Periodo (K _T)	T	0,092		0,473	
Periodo (K _L)	T	0,092		0,473	
Periodo (K _{T,fess})	T	0,130		0,537	
Periodo (K _{L,fess})	T	0,130		0,537	
Accelerazione spettrale orizzontale					
Spettro di progetto (q=1,5)	g	0,537	Trasversale		
Spettro di progetto (q=1,5)	g	0,537	Longitudinale		
Taglio trasversale base pila	kN	16798			
Taglio longitudinale base pila	kN	16798			

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:

Fz: Sforzo normale (negativo, se di compressione)

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

Fx: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

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

Pila 70_40				
	Lato Fisso			
	Fx	Fy	Fz	Mx
	kN	kN	kN	kNm
SLU1	1849	949	30043	3764
SLU2	3698	790	30043	3764
SLU3	2501	949	29463	4503
SLU4	5003	790	29463	4503
SLU5	1450	710	24025	13747
SLU6	1450	710	24025	-6219
SLU7	1849	949	24635	3764
SLU8	3698	790	24635	3764
SLU9	2501	949	24055	4503
SLU10	5003	790	24055	4503
SLU11	1450	710	18618	13747
SLU12	1450	710	18618	-6219

Tab. 24 – Sollecitazioni su pila impalcato "fisso"

Pila 70_40				
	Lato mobile			
	Fx	Fy	Fz	Mx
	kN	kN	kN	kNm
SLU1	0	679	20488	360
SLU2	0	520	20488	360
SLU3	0	679	20016	904
SLU4	0	520	20016	904
SLU5	0	440	16428	6885
SLU6	0	440	16428	-6165
SLU7	0	679	16770	360
SLU8	0	520	16770	360
SLU9	0	679	16299	904
SLU10	0	520	16299	904
SLU11	0	440	12710	6885
SLU12	0	440	12710	-6165

Tab. 25 – Sollecitazioni su pila impalcato "mobile"

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.

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

Fz: Sforzo normale (negativo, se di compressione)

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

Fx: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

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

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

Carichi testa pila - Pila 70_40				
	Fx	Fy	Fz	Mx
	kN	kN	kN	kNm
SLU1	1850	1650	50550	4150
SLU2	3700	1350	50550	4150
SLU3	2550	1650	49500	5450
SLU4	5050	1350	49500	5450
SLU5	1450	1150	40500	20650
SLU6	1450	1150	40500	-12400
SLU7	1850	1650	41450	4150
SLU8	3700	1350	41450	4150
SLU9	2550	1650	40400	5450
SLU10	5050	1350	40400	5450
SLU11	1450	1150	31350	20650
SLU12	1450	1150	31350	-12400

Tab. 26 – Sollecitazioni su testa pila

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.

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.

Carichi spiccato pila - Pila 70_40					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU1	1850	1750	63823	22700	19610
SLU2	3700	1450	63823	19520	39220
SLU3	2550	1750	62773	24000	27030
SLU4	5050	1450	62773	20820	53530
SLU5	1450	1250	53773	33900	15370
SLU6	1450	1250	53773	850	15370
SLU7	1850	1750	51282	22700	19610
SLU8	3700	1450	51282	19520	39220
SLU9	2550	1750	50232	24000	27030
SLU10	5050	1450	50232	20820	53530
SLU11	1450	1250	41182	33900	15370
SLU12	1450	1250	41182	850	15370
SLV - Tt + 0,3x Tl	5039	16798	33422	178058	53417
SLV - 0,3xTt + Tl	16798	5039	33422	53417	178058

Tab. 27 – Sollecitazioni a spiccato pila

9.2 VERIFICHE STRUTTURALI PILA

Nel seguito si riportano le verifiche a presso-flessione ed a taglio eseguite con il programma RC-Sec considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti.

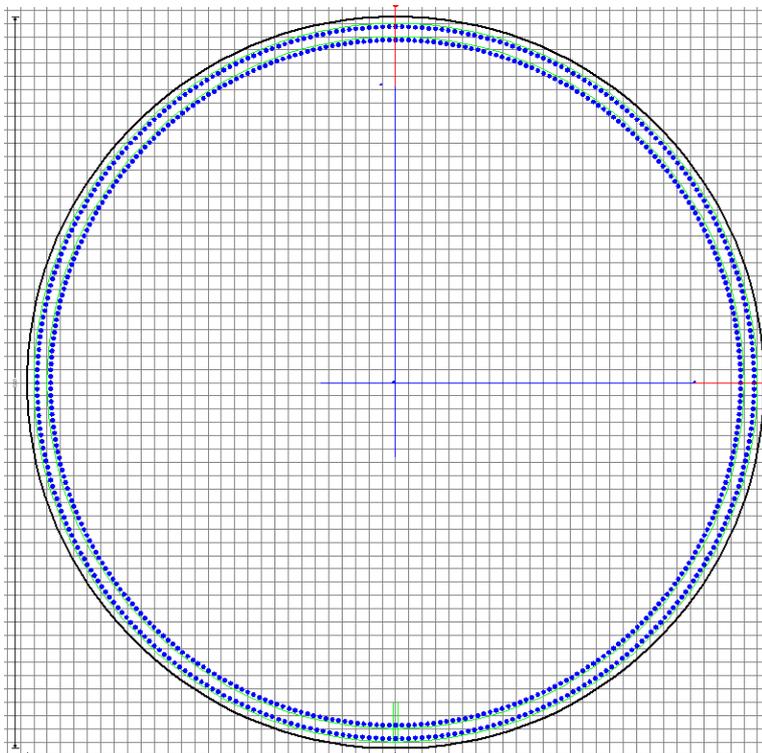
Le armature previste sono:

Corona esterna: 170 \varnothing 30 accoppiati

Corona interna: 170 \varnothing 30 accoppiati

Staffatura circolare \varnothing 20/10cm

La sezione di verifica è la seguente:



Nota bene: per esigenze di calcolo con il software in questione, che in presenza di una doppia corona di ferri di armatura inserisce automaticamente due staffature, il passo inputato per la verifica a taglio della pila è pari al doppio di quello effettivamente previsto a progetto.

9.2.1 Verifiche a pressoflessione ed a taglio

Descrizione Sezione:	Sezione circolare pila 70_70
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	170.00	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	85.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C30/37

Raggio circ.:	275.0 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
∅	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	∅
1	0.0	0.0	267.5	340	30
2	0.0	0.0	257.5	340	30

ARMATURE A TAGLIO

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	61 di 75

Diametro staffe: 20 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	3342200	17805800	5341700	1679800	503900

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 1.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My res Momento flettente resistente [daNm] 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	3342200	17805800	5341700	3342212	41743783	12522026	2.344806.6(712.7)	

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
 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	79.0	263.4	0.00335	77.9	255.9	-0.00741	-77.9	-255.9

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	62 di 75

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	0.000005780	0.000019268	-0.002031986	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

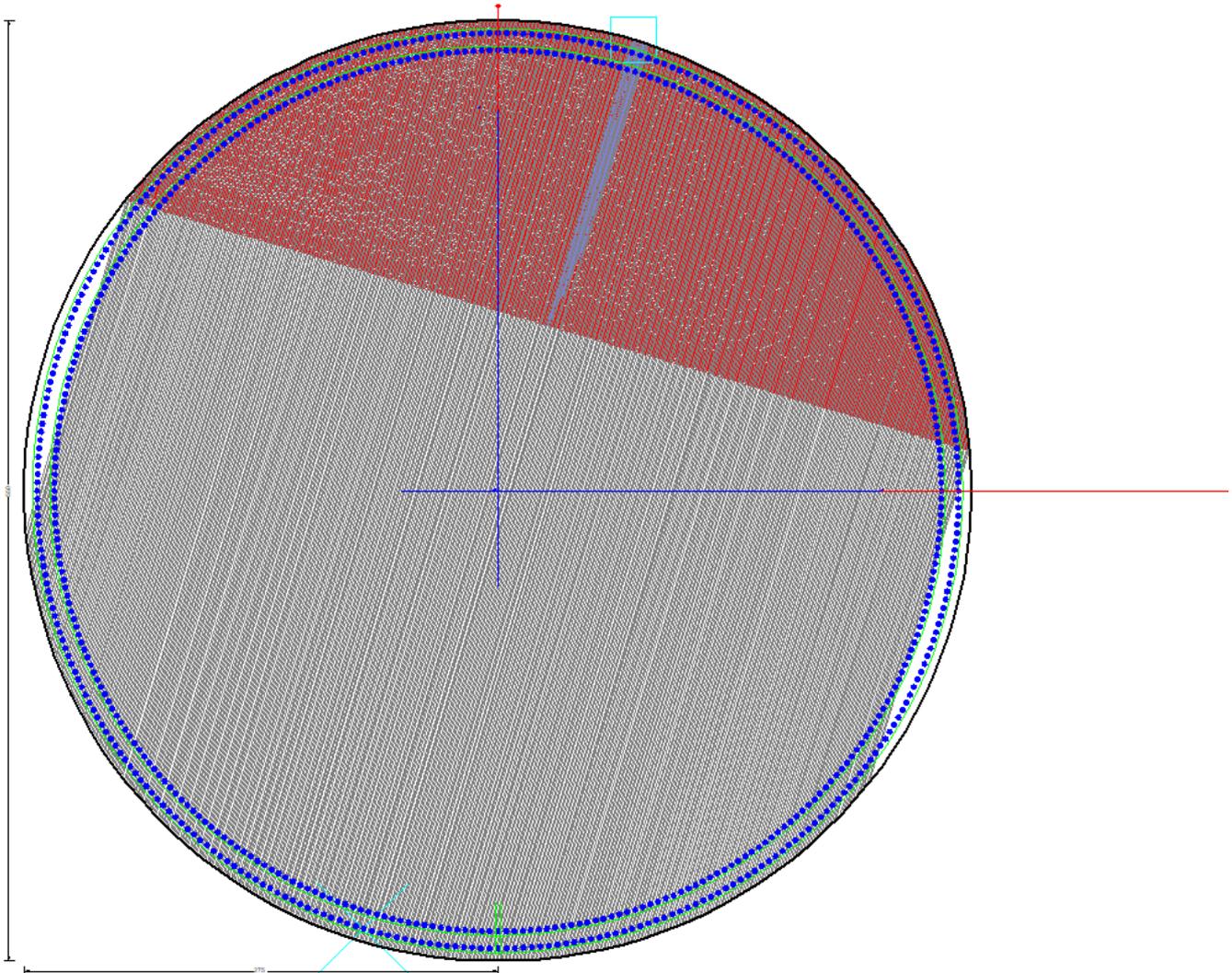
Diam. Staffe: 20 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
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.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/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	1753751	6436447	2476840466.3	410.6	493.9	2.500	1.083	43.7	61.7(0.0)

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	63 di 75



Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

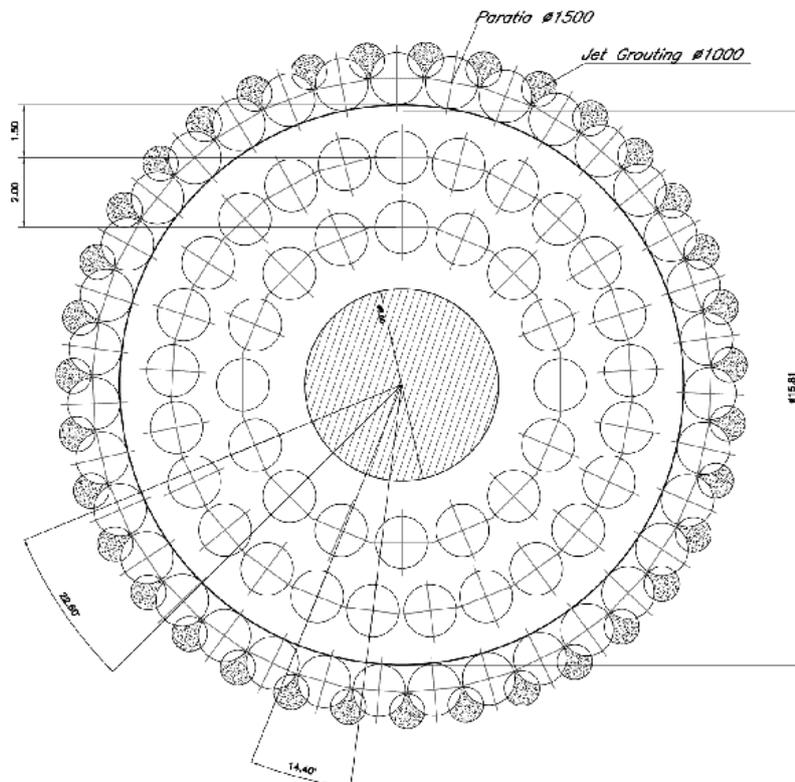
9.3 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

Nei paragrafi successivi si forniscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al sistema di fondazione. Nel caso specifico si tratta di una fondazione a pozzo a pianta circolare, composta di 41 pali diametro D=1500.

Il pozzo di fondazione viene calcolato utilizzando il Metodo di Jamiolkowski (1968).

PIANTA FONDAZIONE

Scale 1:100



Tab. 28 – Schema pozzo di fondazione

9.3.1 SOLLECITAZIONI AGENTI

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

In condizione sismica, invece, secondo quanto prescritto nel par.7.2.5 del NTC 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.

Si riportano nel seguito le sollecitazioni a intradosso plinto, per tutte le combinazioni di carico considerate.

Carichi intradosso plinto - Pila 70_40					
	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU1	1850	1750	120847	27950	25160
SLU2	3700	1450	120847	23870	50320
SLU3	2550	1750	119797	29250	34680
SLU4	5050	1450	119797	25170	68680
SLU5	1450	1250	110797	37650	19720
SLU6	1450	1250	110797	4600	19720
SLU7	1850	1750	93522	27950	25160
SLU8	3700	1450	93522	23870	50320
SLU9	2550	1750	92472	29250	34680
SLU10	5050	1450	92472	25170	68680
SLU11	1450	1250	83422	37650	19720
SLU12	1450	1250	83422	4600	19720
SLV - Tt + 0,3x Tl	9286	30953	75662	261736	78521
SLV - 0,3xTt + Tl	30953	9286	75662	78521	261736

Tab. 29 – Sollecitazioni a intradosso plinto

Di seguito si mostrano le sollecitazioni massime di verifica del pozzo.:

Carichi massimi per dimensionamento pozzo - Pila 70_40					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLV - Tt + 0,3x Tl	9286	30953	75662	261736	78521
SLV - 0,3xTt + Tl	30953	9286	75662	78521	261736

Tab. 30 – Sollecitazioni massime di verifica pozzi

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	68 di 75

DATI DI INPUT:

Caratteristiche geometriche del pozzo

D = diametro del pozzo di fondazione =	14,50	(m)	
hp = spessore del plinto di fondazione =	3,00	(m)	
h = profondità del pozzo di fondazione =	25,00	(m)	
A _b = Area di base ($\pi D^2/4$) =	72,45	(m ²)	41 pali D=1500
J _p = Momento di inerzia ($\pi D^4/64$) =	2169,91	(m ⁴)	
W _p = Modulo di resistenza ($\pi D^3/32$) =	299,30	(m ³)	
E _p = Modulo di elasticità del pozzo =	32000,00	(MPa)	

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno			resistenze
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	c _u	q _{lim}
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Tensioni Ammissibili		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Definiti dal Progettista		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Parametri geotecnici

Terreno al contorno del fusto

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	20,00	20,00
resistenza al taglio non drenata	c _u (kPa)	250,00	250,00

Terreno di base

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	25,00	25,00
coesione efficace	c' (kPa)	125,00	125,00
angolo di attrito interno del terreno	φ' (°)	45,00	45,00

profondità della falda

z_w = profondità della falda = -3,00 (m)

coefficienti di reazione

m_h = modulo di reazione orizzontale =	1000	(kN/m ⁴)
k_h = coefficiente di reazione orizzontale alla base =	25000,00	(kN/m ³)
k_v = coefficiente di reazione verticale =	40000,00	(kN/m ³)
β = rapporto tra le cost. di reazione =	0,63	(-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5}$ (Silin e Zavrijev)

$$2,5 / h = 0,10 \quad (-)$$

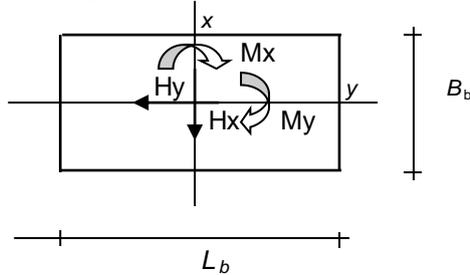
$$((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} = 0,05 \quad (-)$$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	70 di 75

Sollecitazioni massime agenti alla base del plinto:



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	76000,00		76000,00
Mx [kNm]	262000,00		262000,00
My [kNm]	79000,00		79000,00
Hx [kN]	10000,00		10000,00
Hy [kN]	31000,00		31000,00

Dimensioni in pianta del plinto di fondazione

hp = 3,00 (m)

Ap = 72,45 (m)

Pplinto = 9781,15 (kN)

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$N_t = N + P_{plinto} = 76000,00$ (kN)

$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} = 32572,99$ (kN)

$M_t = (M_x^2 + M_y^2)^{0,5} = 273651,24$ (kNm)

$e = M_t / N_t$ (eccentricità) = 3,60 (m) (riferita alla testa del pozzo)

h_1 (quota di applicazione H_t) = 8,40 (m)
($h_1 = M_t / H_t$)

q (somma di h e di h_1) = 33,40 (m)

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	71 di 75

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta Dh^2 (4q-h) + 6WD) / (2 \beta Dh(3q-h))$$

$$\beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 18,82 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta Dh^3 + 18DW) / (2 \beta (3q - h))$$

$$R = 2337,32 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / Rk_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / Rm_h h)$$

$$\omega = 0,00334 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0,1916 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$\sigma_h(z)_{\max}$

$$z = z_0/2$$

$$z = 9,41 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\max} = 296,03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = D/8$$

$$r = 1,81 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = kp \cdot \sigma'_v(z) + 2 \cdot c'(kp)^{0,5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2 \cdot cu \quad (\text{tensioni totali})$$

$$kp = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') = 1,00$$

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	72 di 75

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cls}$$

$$M = H \left((h_1 + z(1 - (Dz^2 / (2Rh))) \cdot (2z_0 - z)) \right)$$

$$T = H \left(1 - (Dz^2 / (Rh)) \right) \cdot (3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

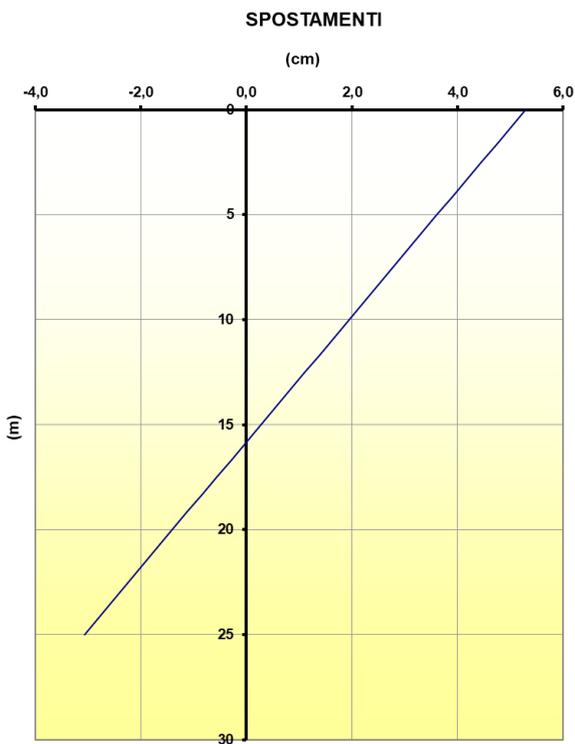
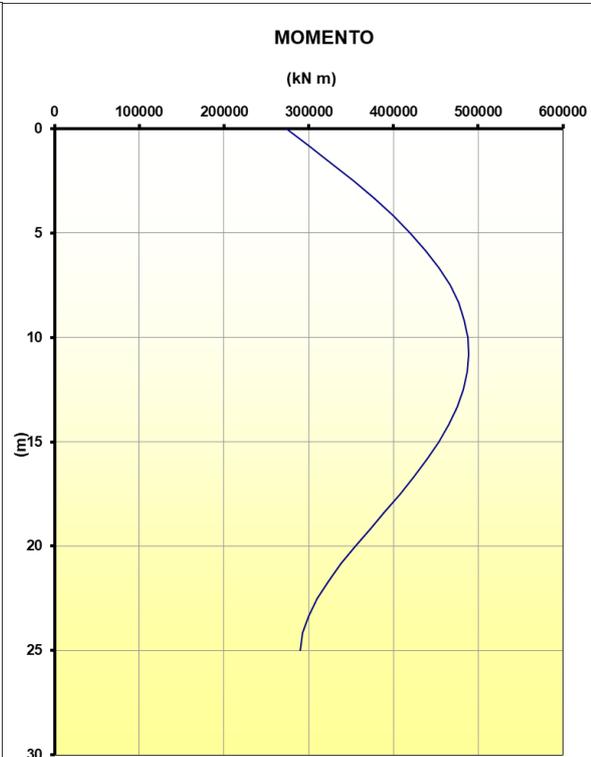
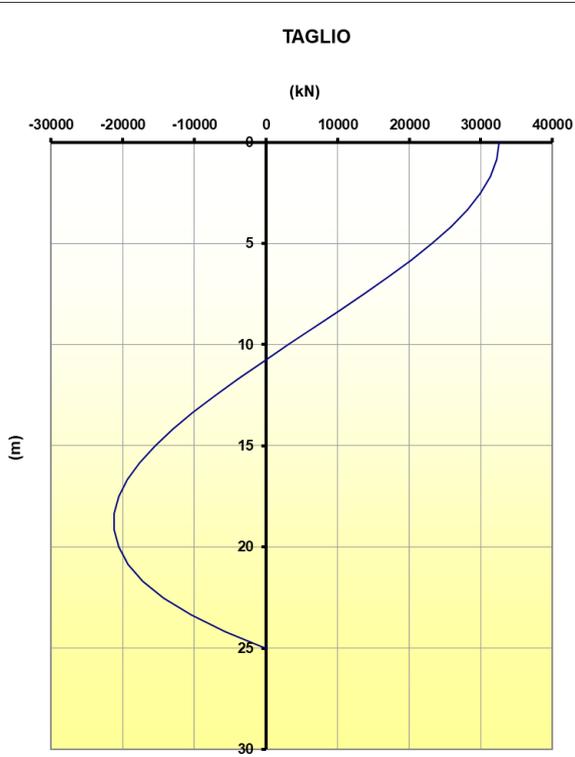
z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{lim}$	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)
0	76000,00	273651,24	32572,99	F.N.	158,70	60,00	560,00	5,29
0,83	77509,44	300709,34	32265,50	F.N.	192,09	76,67	576,67	5,01
1,67	79018,87	327266,64	31380,44	F.N.	220,85	93,33	593,33	4,73
2,50	80528,31	352865,23	29973,95	F.N.	244,95	110,00	610,00	4,45
3,33	82037,75	377093,97	28102,15	F.N.	264,42	126,67	626,67	4,17
4,17	83547,19	399588,49	25821,18	F.N.	279,23	143,33	643,33	3,90
5,00	85056,62	420031,20	23187,17	F.N.	289,40	160,00	660,00	3,62
5,83	86566,06	438151,30	20256,25	F.N.	294,93	176,67	676,67	3,34
6,67	88075,50	453724,74	17084,55	F.N.	295,81	193,33	693,33	3,06
7,50	89584,93	466574,26	13728,21	F.N.	292,05	210,00	710,00	2,78
8,33	91094,37	476569,38	10243,35	F.N.	283,64	226,67	726,67	2,50
9,17	92603,81	483626,40	6686,10	F.N.	270,58	243,33	743,33	2,22
10,00	94113,25	487708,37	3112,60	F.N.	252,88	260,00	760,00	1,95
10,83	95622,68	488825,14	-421,02	F.N.	230,53	276,67	776,67	1,67
11,67	97132,12	487033,34	-3858,63	F.N.	203,54	293,33	793,33	1,39
12,50	98641,56	482436,36	-7144,10	F.N.	171,90	310,00	810,00	1,11
13,33	100150,99	475184,36	-10221,30	F.N.	135,62	326,67	826,67	0,83
14,17	101660,43	465474,31	-13034,09	F.N.	94,69	343,33	843,33	0,55
15,00	103169,87	453549,91	-15526,35	F.N.	49,12	360,00	860,00	0,27
15,83	104679,30	439701,68	-17641,95	F.N.	-1,10	376,67	876,67	-0,01
16,67	106188,74	424266,88	-19324,75	F.N.	-55,96	393,33	893,33	-0,28
17,50	107698,18	407629,58	-20518,62	F.N.	-115,47	410,00	910,00	-0,56
18,33	109207,62	390220,60	-21167,43	F.N.	-179,62	426,67	926,67	-0,84
19,17	110717,05	372517,54	-21215,04	F.N.	-248,42	443,33	943,33	-1,12
20,00	112226,49	355044,78	-20605,34	F.N.	-321,87	460,00	960,00	-1,40
20,83	113735,93	338373,48	-19282,18	F.N.	-399,96	476,67	976,67	-1,68
20,83	113735,93	338373,48	-19282,18	F.N.	-399,96	476,67	976,67	-1,68
21,67	115245,36	323121,58	-17189,44	F.N.	-482,69	493,33	993,33	-1,96
22,50	116754,80	309953,78	-14270,98	F.N.	-570,08	510,00	1010,00	-2,24
23,33	118264,24	299581,57	-10470,68	F.N.	-662,10	526,67	1026,67	-2,51
24,17	119773,68	292763,20	-5732,39	F.N.	-758,77	543,33	1043,33	-2,79
25,00	121283,11	290303,72	0,00	F.N.	-860,09	560,00	1060,00	-3,07

$$N_b = 121283,11 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 290303,72 \quad (\text{kNm})$$

Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	73 di 75



Relazione di predimensionamento pile Impalcati 40/70m (P1)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 09	CL	VI0400 001	A	74 di 75

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 20286,83 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{z\max} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{z\min} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{z\max} = 2363,90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{z\min} = 424,01 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

$$N_{\max} = 121283,11 \quad (\text{kN}) \quad z_{N_{\max}} = 25,00 \quad (\text{m})$$

$$M_{\max} = 488825,14 \quad (\text{kNm}) \quad z_{M_{\max}} = 10,83 \quad (\text{m})$$

$$T_{\max} = 32572,99 \quad (\text{kN}) \quad z_{T_{\max}} = 0,00 \quad (\text{m})$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

$$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0,5\gamma BN\gamma s\gamma$$

$$q_{lim} = c_u N_c sc + q$$

$$q = 560,00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 134,87 \quad (-)$$

$$N_c = 133,87 \quad (-)$$

$$N_\gamma = 271,75 \quad (-)$$

$$sc = 1 + (B/L) * (N_q / N_c)$$

$$sq = 1 + (B/L) * \tan(j')$$

$$s\gamma = 1 - 0,4 * (B/L)$$

(Brinch-Hansen)

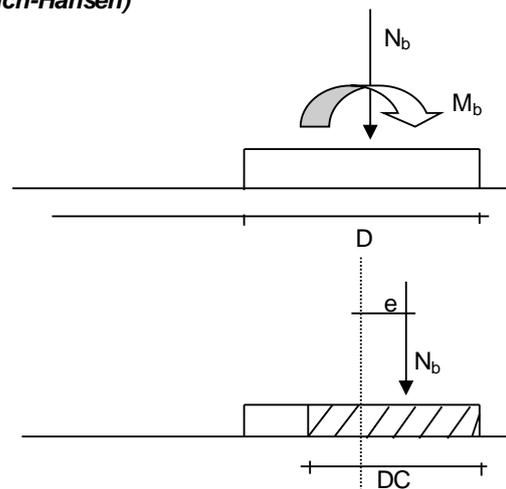
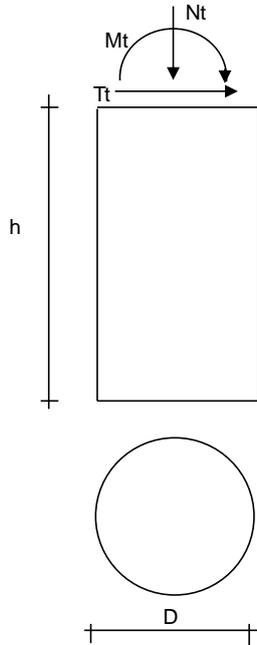
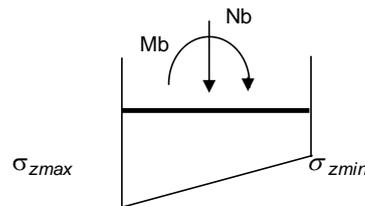
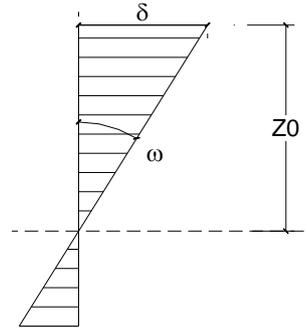


Tabella Riepilogativa



$N_t =$	76000,00	(kN)
$T_t =$	32572,99	(kN)
$M_t =$	273651,24	(kNm)
$k_v =$	40000,00	(kN/m ³)
$m_h =$	1000,00	(kN/m ⁴)
$k_h =$	25000,00	(kN/m ³)
$D =$	14,50	(m)
$h =$	25,00	(m)



Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

		N (kN)	M (kNm)	T (kN)
$z_{Mmax} =$	10,83 (m)	95622,68	488825,14	-421,02
$z_{Nmax} =$	25,00 (m)	121283,11	290303,72	0,00
$z_{Tmax} =$	0,00 (m)	76000,00	273651,24	32572,99

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$N_b =$	121283,11	(kN)
$M_b =$	290303,72	(kNm)

Tensioni alla base

$\sigma_{zmax} =$	2363,90	(kN/m ²)
$\sigma_{zmin} =$	424,01	(kN/m ²)

Spostamento in testa e rotazione

$\delta =$	5,29	(cm)
$\omega =$	0,00334	(rad)
$\omega =$	0,192	(°)

Profondità del centro di rotazione

$z_0 =$	18,82	(m)
---------	-------	-----

Coefficiente di Sicurezza

$F_s = N_{lim} / N_b$

$F_s = 101,20 \geq 2,3 = \gamma_R$