COMMITTENTE

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

DIREZIONE TECNICA

S.O. OPERE CIVILI

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA

RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO

Lotto 2

VI02 – Viadotto da pk 3+850.00 a pk 4+095.00
Relazione di predimensionamento pile Impalcati 70/25m (P1)

SCALA: -

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
IR0F	02	R	09	CL	VI0200	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	P. Maestrelli	Settembre 2021	A. Ferri	Settembre 2021	C. Urcioli	Settembre 2021	A. Vittozzi Settembre 2021

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783

File: IR0F02R09CLVI0200001A.doc		n. Elab.: -

Informazione confidenziale - Confidential information

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

Informazione confidenziale - Confidential information

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 *39*

7.4.7 Spettri di risposta elastici *40*

7.4.8 Spettri di risposta di progetto *42*

7.4.9 Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse *46*

7.5 VARIAZIONI TERMICHE ε_3 46

8 MODELLAZIONE STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO 47

8.1 COMBINAZIONI DI CARICO 47

8.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE 51

9 METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEI PALI 53

9.1 PREMESSA 53

9.2 ANALISI AGLI STATI LIMITE 53

9.3 METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE AI CARICHI VERTICALI 55

9.4 DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE 58

9.5 VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE DI UNA PALIFICATA 59

10 METODOLOGIA PER LA DETERMINAZION\E DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI 60

10.1 PREMESSA 60

10.2 ANALISI AGLI STATI LIMITE 60

10.3 VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS 60

11 VERIFICHE 63

11.1 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA....64

11.2 VERIFICHE STRUTTURALI PILA....70

11.2.1 Verifiche a pressoflessione alla base....70

11.2.2 Verifiche a taglio alla base....73

11.3 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE....82

11.3.1 SOLLECITAZIONI AGENTI....83

11.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI....87

11.3.3 VERIFICHE GEOTECNICHE....90

1 PREMESSA

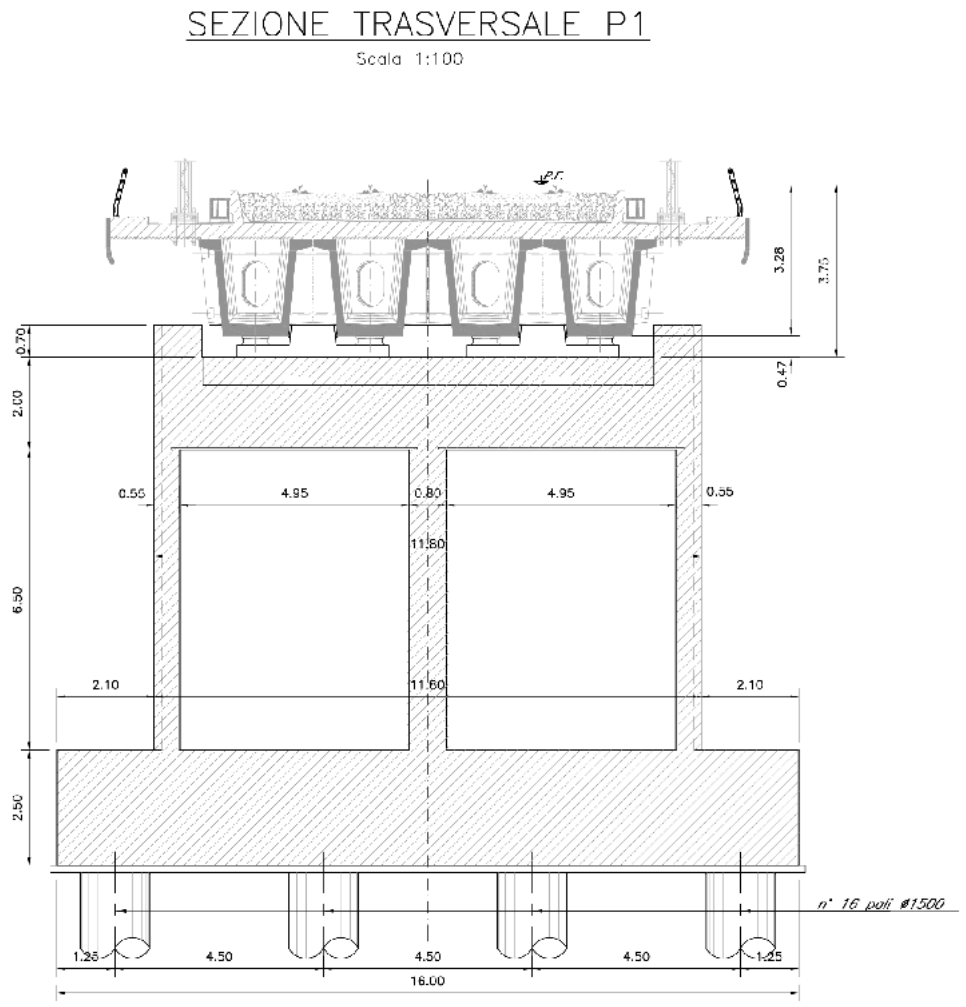
La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali della pila di sostegno degli impalcati tipologici, nell'ambito del progetto di prefattibilità tecnico-economica del potenziamento infrastrutturale Orte-Falconara, raddoppio della tratta PM228-Castelplanio.

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".

Informazione confidenziale - Confidential information

2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

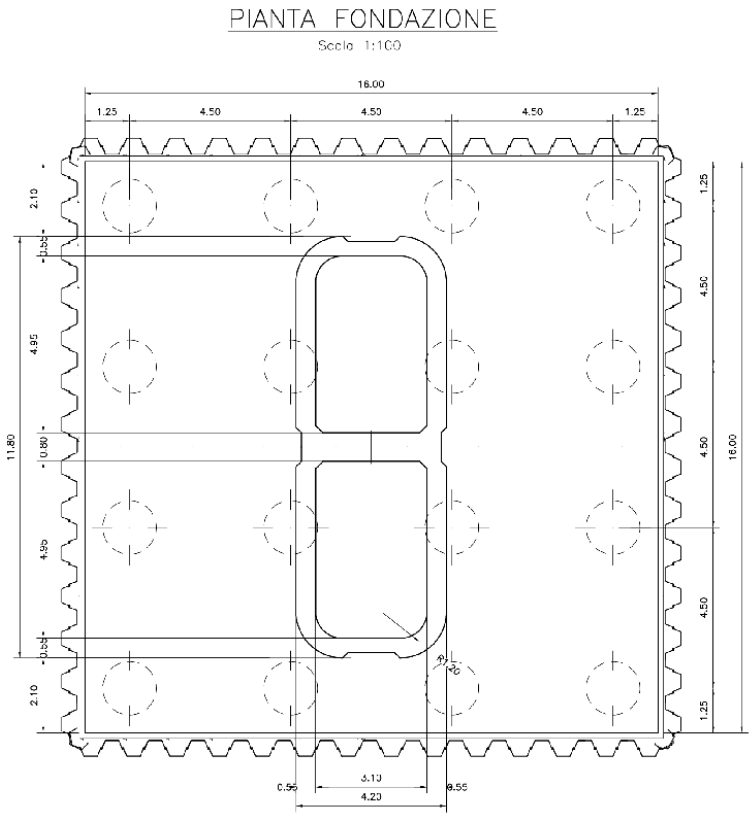
La tipologia di pila in esame prevede una sezione rettangolare a bordi arrotondati di dimensioni D = 11,8x4,2m.



L'altezza di calcolo delle pile tipo in oggetto è assunta pari a 10m.

Il sistema di fondazione previsto è del tipo indiretto, con plinto di spessore pari a 3.00m e pianta quadrata 16x16m, su n.16 pali di diametro D=1500mm e lunghezza 16m.

Lo scavo è protetto con palancole di lunghezza 15m.



Gli impalcati afferenti a questa tipologia sono, uno a struttura reticolare di luce 70m, l'altro in c.a.p di luce 25m.

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: Pesi per unità di volume, pesi 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 ≥ 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.

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/mm^2) = Resistenza cilindrica media a compressione

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

γ_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 ≤ 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

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

$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm}$ = 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 10×10^{-6} °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 N/mm^2 = Resistenza caratteristica di rottura

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

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

dove:

γ_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:

Es = 210000 N/mm^2

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

0,75·f_{yk} = 337.50 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·η·f_{ctk} = Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza

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

η = 1.0 – per barre di diametro Φ ≤ 32 mm;

γ_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).

Informazione confidenziale - Confidential information

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, sottoplinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrate o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcati armatura ordinaria	40mm
Impalcati in C.A.P. .- cavi pre-tesi	Max ($3Ø_{TR}$; 50mm)
Impalcati in C.A.P. cavi post-tesi	Max ($Ø_G$; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max ($Ø_{inf}$; 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	Bisciaro	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/m^3
- Peso di volume secco 1.5÷1.7 Mg/m^3

Resistenza al taglio in condizioni non drenate	c_u =130 kPa	per z ≤ 4.0 m dal p.c.
	c_u =80 kPa	per 4.0 m > z ≤ 8.0 m dal p.c.
	c_u =60 kPa	per z > 8.0 m dal p.c.
Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	ϕ' = 28°	c' = 0 kPa
	ϕ' = 25°	c' = 3 kPa
Modulo edometrico	E_{Ed} = 11 MPa	per z ≤ 4.0 m dal p.c.
	E_{Ed} = 7.5 MPa	per z > 4.0 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 similari i processi di cedimento si svilupperanno comunque in tempi molto rapidi senza che si instauri un vero processo di consolidazione.

Informazione confidenziale - Confidential information

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 $\gamma = 20$ kN/m^3

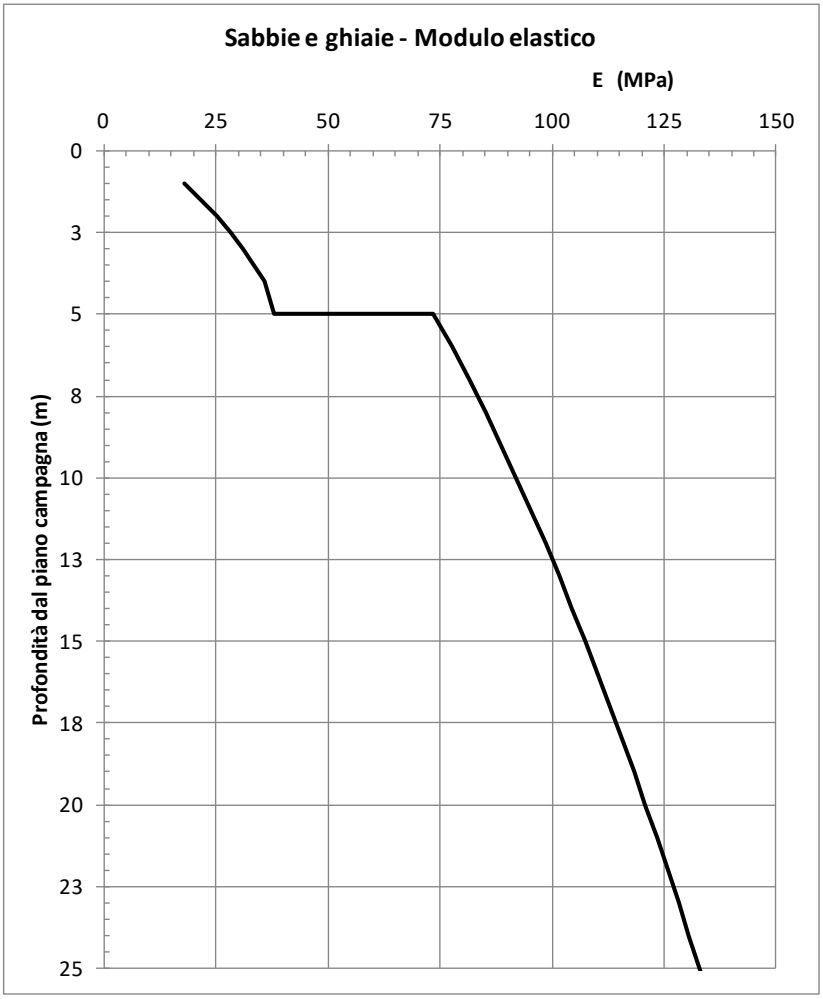
peso di volume naturale sommerso $\gamma = 11$ kN/m^3

densità relativa	DR = 40 %	per z ≤ 5.0 m dal p.c.
	DR = 80 %	per z > 5.0 m dal p.c.
angolo di attrito	ϕ' = 32°	in sabbia con z ≤ 5.0 m dal p.c.
	ϕ' = 34°	in sabbia con z > 5.0 m dal p.c.
	ϕ' = 37°	in ghiaia con z > 5.0 m dal p.c.
	ϕ' = 40°	in ghiaia con z > 5.0 m dal p.c.
Modulo elastico	E = 30 MPa	per z ≤ 5.0 m dal p.c.
	E = 80 MPa	per z > 5.0 ≤ 10.0 m dal p.c.
	E = 100 MPa	per z > 10.0 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 ≤ 5.0 m dal p.c.
	775	per z > 5.0 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 $\sigma_c = 40$ 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
Calcare 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÷45 GPa

Marne a Fucoidi E = 20÷40 GPa

Schlier e Bisciaro E = 1÷3 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						

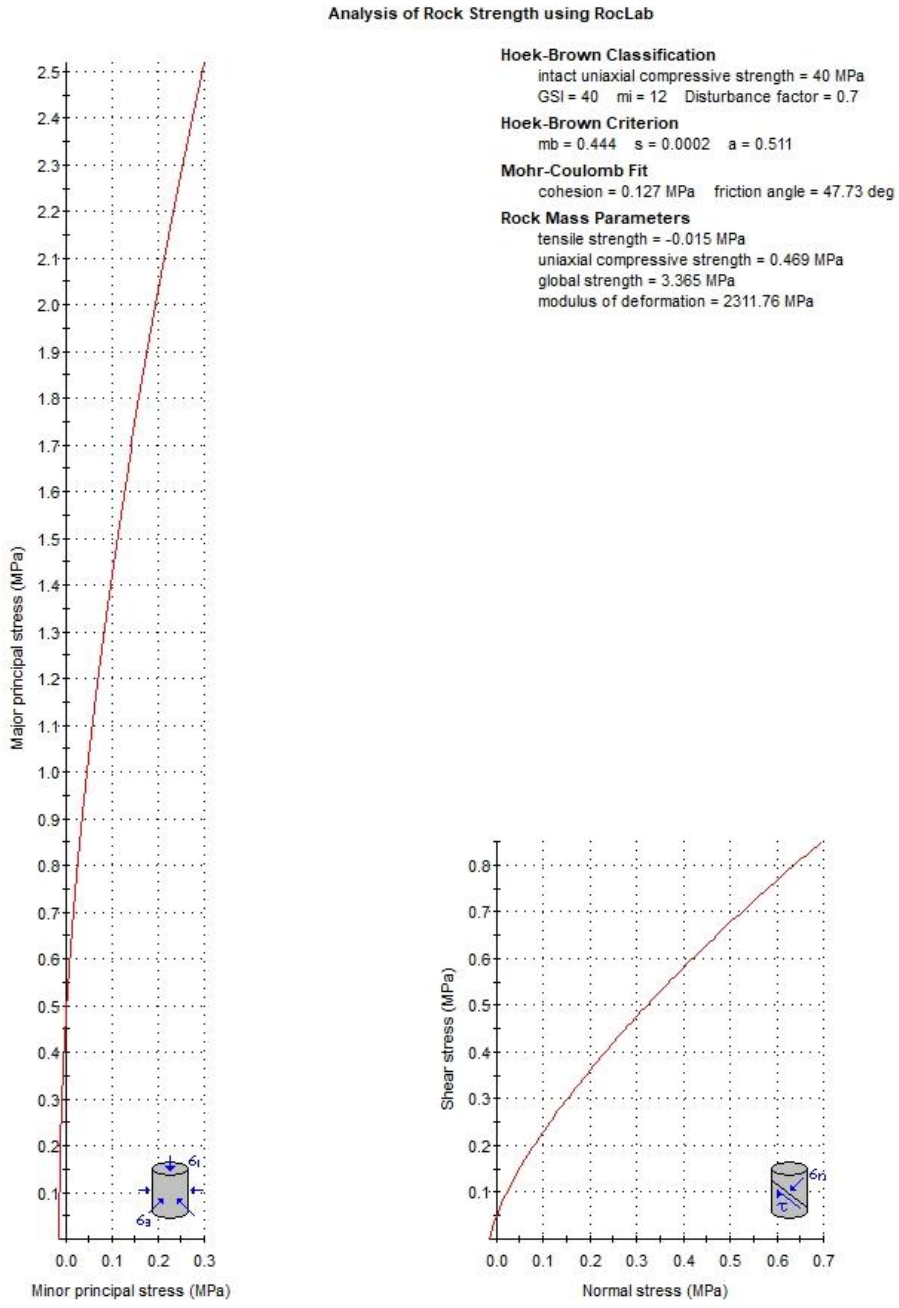
Risultati:

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



Si considerano pertanto i seguenti parametri in termini di sforzi efficaci $\phi' = 45°$ $c' = 125$ 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÷50 %
- Limite di plasticità 8÷18 %
- Contenuto d'acqua 10÷12 %
- Indice di consistenza 1.8÷2.2
- Grado di saturazione 60÷85 %
- Peso di volume naturale 2.1÷2.2 Mg/m^3
- Peso di volume secco 1.75÷2.0 Mg/m^3

Resistenza al taglio in condizioni non drenate $c_u \geq 250÷300$ kPa

Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci $\phi' = 28°$ $c' = 4$ kPa

$\phi' = 30°$ $c' = 12$ kPa

Modulo edometrico $E_{Ed} = 18÷24$ 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

arenacei più competenti, o meno alterati, che producono una ampia dispersione nei risultati dell'indagine.

Qui di seguito si riassumono le principali caratteristiche fisico-meccaniche di questa formazione.

- Limite di liquidità 25÷80 %
- Limite di plasticità 8÷50 %
- Contenuto d'acqua 12÷22 %
- Indice di consistenza 1.0÷1.3 fino a 12 m dal tetto della formazione

1.25÷1.35 oltre i 12 m dal tetto della formazione

- Grado di saturazione 80÷100 %
- Peso di volume naturale 2.0÷2.2 Mg/m^3
- Peso di volume secco 1.7÷1.8 Mg/m^3

Resistenza al taglio in condizioni non drenate c_u = 180÷400 kPa

Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci ϕ' = 25° c' = 3 kPa

ϕ' = 22° c' = 15 kPa

Modulo edometrico E_{Ed} = 10÷18 MPa

6.5 Stratigrafia

Si riportano gli spessori e le caratteristiche del terreno caratterizzato al di sotto dell'opera in oggetto, o comunque della condizione peggiore per tutte le opere analoghe dello stesso viadotto.

L'opera in esame presenta la seguente stratigrafia:

Profondità da p.c. [m]	Unità geotecnica
Da 0,0 a 17,0	Unità DG

Da 17,0	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 γ_{cls}=25 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 x B_T.

Si assume cautelativamente una pressione di progetto pari a 2,5kN/m^2.

Risulta pertanto sui due lati del fusto della pila:

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

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

7.4 Azioni sismiche q_7

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:

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

$$T_B \le T \le T_C \longrightarrow S_e(T) = a_{g\cdot} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \le T \le T_D \longrightarrow S_e(T) = a_{g\cdot} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \le T_D \longrightarrow S_e(T) = a_{g\cdot} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

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 (η=1 per ξ=5):

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

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

$a_{g\cdot}$: 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:

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

$$T_B \le T \le T_C \longrightarrow S_e(T) = a_{g\cdot} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \le T \le T_D \longrightarrow S_e(T) = a_{g\cdot} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \le T_D \longrightarrow S_e(T) = a_{g\cdot} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

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 (η=1 per ξ=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:

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

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_o: 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_o [-]	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 ag, F0 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 cu (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,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 Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero Nspt,30>50 nei terreni a grana grossa e cu,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, caratterizzanti da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15< Nspt,30<50 nei terreni a grana grossa e 70<Cu,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 Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero Nspt,30<15 nei terreni a grana grossa e cu,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 Vs>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, Ss e Cc, 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	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

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°≤i≤30°	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media i>30°	1.4

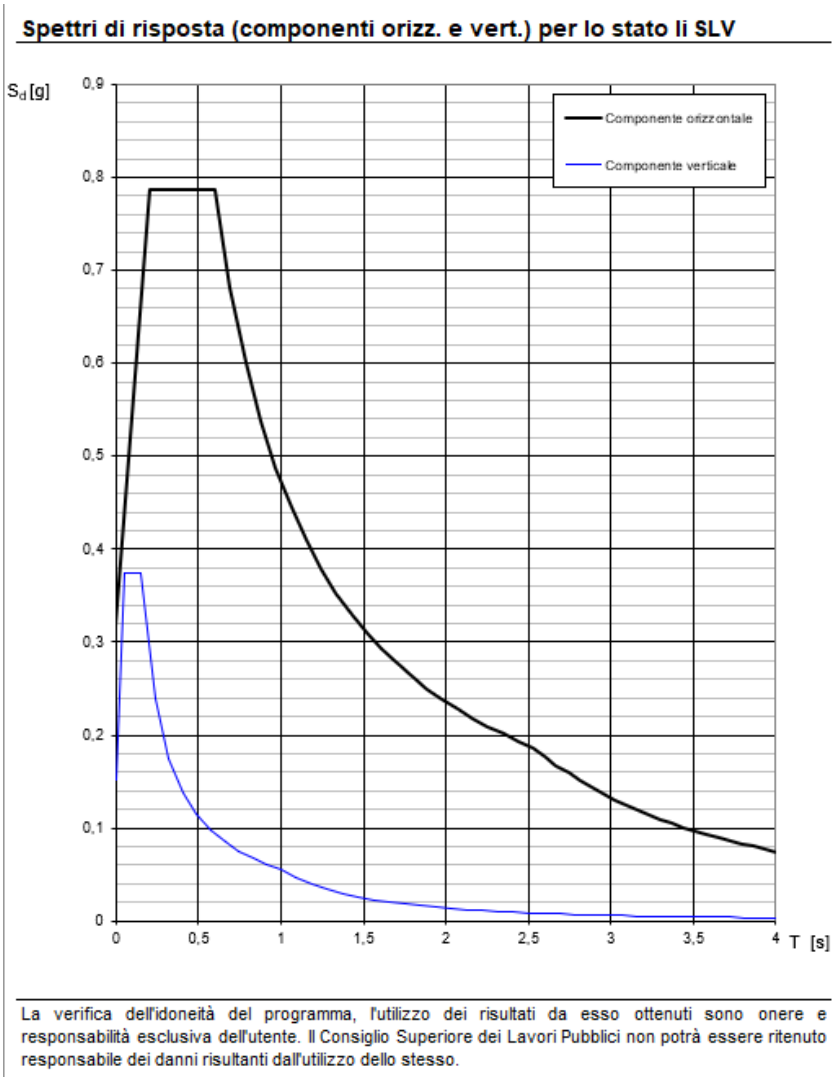
Nel caso in esame $S_T = 1$.

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 limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,233 g
F_o	2,470
T_C^*	0,338 s
S_S	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 s
T_C	0,600 s
T_D	2,531 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

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

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

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

$T_B \leq T < T_C$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,318
T_B ←	0,200	0,786
T_C ←	0,600	0,786
	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 ←	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

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:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_O \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\frac{1}{q} \cdot F_O} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_O$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{15}{q} \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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:

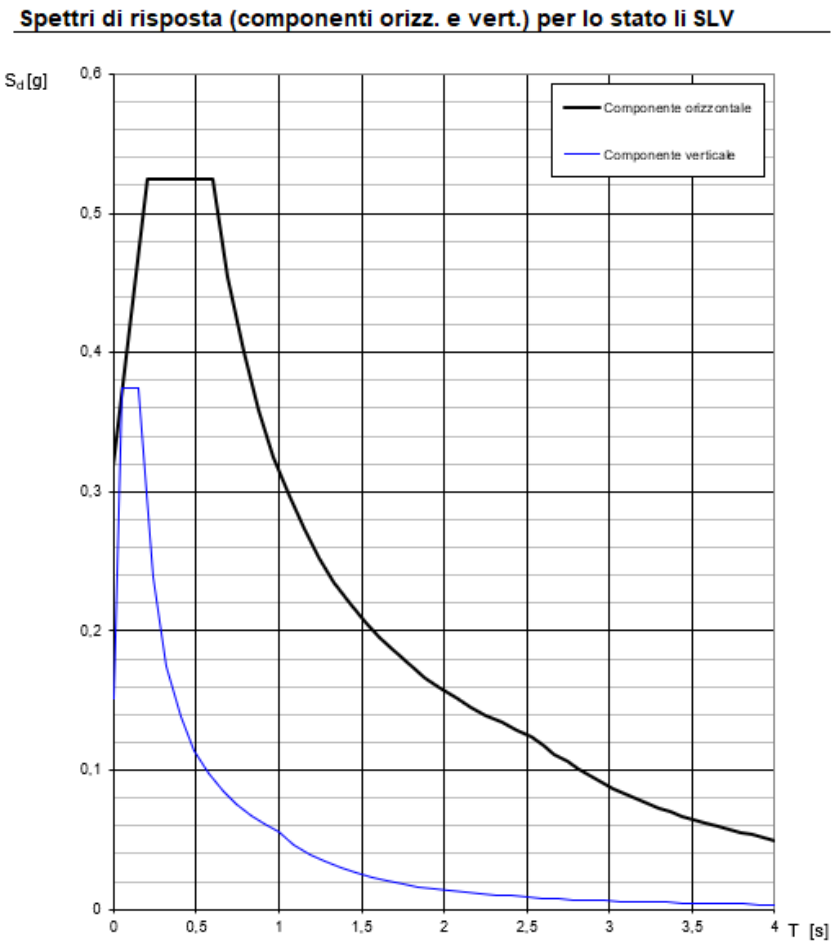
$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

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:



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 limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,233 g
F_o	2,470
T_C^*	0,338 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

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

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

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

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

$T_B \leq T < T_C$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,318
T_B ←	0,200	0,524
T_C ←	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
T_D ←	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.

Informazione confidenziale - Confidential information

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):

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

- 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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	gr_1	0,80[2]	0,80[1]	0,0
	gr_2	0,80[2]	0,80[1]	-
	gr_3	0,80[2]	0,80[1]	0,0
	gr_4	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
Gruppo di carico	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

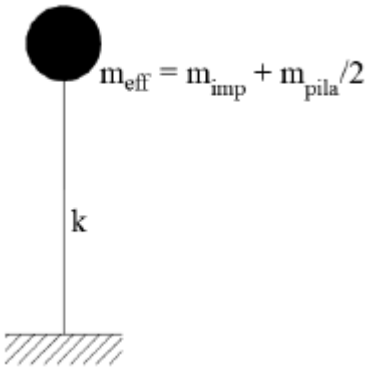
Conformemente con quanto prescritto nel par.7.9.4.1 del NTC 2018, risulta applicabile, nel caso in esame di ponte a travate semplicemente appoggiate, per entrambe le direzioni di verifica della pila (longitudinale e trasversale rispetto all'asse del viadotto), un'analisi statica lineare, sviluppata riconducendo 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'entita 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 rigidezze flessionali della pila nelle due direzioni e corrispondente aumento dei periodi di vibrazione. Questa condizione rappresenta lo scenario più gravoso per la struttura in esame: in condizioni iniziali non fessurate, le pile sono caratterizzate da rigidezze molto alte, dunque periodi di vibrazione molto bassi (spesso $T_1 < T_B$ o al più $T_B < T_1 << T_C$) 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 stuttura 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 destate 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.

Informazione confidenziale - Confidential information

9 METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

9.1 Premessa

Nel presente capitolo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti per le opere in progetto.

La lunghezza di progetto del palo è quella che soddisfa tutte le verifiche di capacità portante, anche in presenza di scalzamento. Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo "elastico"; verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

$N_{max,SLE}$ < Qll / 1.25 la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Qll, riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.

9.2 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$Fcd < Rcd$

essendo

$Rcd = Rk / \gamma R$

dove:

Fcd = carico assiale di compressione di progetto;

Rcd = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

Rk = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo l'Approccio (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$ (o a trazione Rtk) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi **Tabella 2**) alle resistenze di calcolo Rc,cal (o Rt,cal); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Per ogni opera verrà assunto un coefficiente ξ_3 in funzione delle verticali di indagine eseguite, sufficientemente rappresentative per la caratterizzazione geotecnica, secondo quanto indicato da normativa.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tabella 1 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Tabella 2 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

9.3 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$Qd = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$

dove:

Qll = portata laterale limite,

Qbl = portata di base limite,

W'p = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$Qll = \pi \cdot D \cdot \Sigma i \, (\tau i \cdot hi)$

dove:

D = diametro palo,

τi = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

hi = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$\tau i = \beta \cdot \sigma' v \leq \tau_{l,max}$

dove:

$\sigma' v$ = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

k = coefficiente di pressione laterale = 0.6 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Depositi coesivi

Nelle condizioni di breve termine la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$\tau i = \alpha \cdot cu \leq \tau_{l,max}$

Dove:

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come indicato nelle raccomandazioni AGI (1984):

α = 0.90 per cu ≤ 25 kPa;

α = 0.80 per 25 ≤ cu ≤ 50 kPa;

α = 0.60 per 50 ≤ cu ≤ 75 kPa;

α = 0.40 per cu ≥ 75 kPa.

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 100 kPa per terreni coesivi alluvionali).

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$Qbl = Ap \cdot qbl$

dove:

Ap = area della base del palo,

qbl = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI (1984):

$qb = Nq^* \cdot \sigma'v \leq qb,lim$

essendo:

Nq* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI, 1984) da calcolare considerando la correzione proposta da Kishida (1967) per pali trivellati $\varphi'_{calc} = \varphi'_k - 3°$;

σ'v = tensione verticale efficace;

qb,lim = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwidzala,1984, vedasi seguente tabella.

Tabella 3 – Valori di qblim secondo Gwizdala [1984]

	qb,lim (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$qb = 9 \cdot cu + \sigma v \leq qb,lim$

dove:

cu = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σv = tensione totale verticale;

qb,lim = pressione ultima di base massima consigliabile (3800 kN in accordo a Engling e Reese, 1974).

9.4 Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Q_d" può essere espressa dalla seguente relazione:

$Q_d = Q_{LL} / FS_L + W'_P$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

W'_P = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione (= $\gamma_{st} \cdot \xi_3$).

9.5 Verifica a carico limite verticale di una palificata

Il carico limite verticale di una palificata viene valutato come:

$R_{d,G} = N \cdot E \cdot R_{d,\ singolo\ palo}$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo per il numero N di pali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata.

L'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che per palificate in terreni incoerenti l'efficienza risulta non minore dell'unità, quindi si può assumere E = 1 (per terreni incoerenti).

Nel caso di palificate in terreni coesivi, invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e può essere valutata ad esempio con la formulazione empirica di Converse Labarre, di seguito esplicitata.

$E = 1 - (\Phi / 90) \cdot [(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n] / (m \cdot n)$

Dove:

E = efficienza della palificata

N = numero di pali per fila

M= numero di file

Φ = arctg (D/i) con D= diametro pali, i = interasse pali.

Inoltre occore considerare il possibile meccanismo di collasso come blocco delle palificata (Terzaghi-Peck, 1967) adottando come valore del carico limite verticale della palificata ($R_{d,G}$) il minore tra i due ottenuti.

10 METODOLOGIA PER LA DETERMINAZION\E DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

10.1 Premessa

In linea generale per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms (1964) nella condizione di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nel paragrafo seguente.

10.2 Analisi agli stati limite

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa **.** al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_4, fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

La valutazione è stata eseguita tenendo conto dell'effetto gruppo, assumendo una efficienza per carichi trasversali pari a 0.8.

Tabella 4 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

10.3 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto: $$H = 9c_u d^2\left(\frac{L}{d} - 1.5\right)$$

Palo intermedio: $$H = -9c_u d^2\left(\frac{L}{d} + 1.5\right) + 9c_u d^2\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9}\frac{M_y}{c_u d^3}} + 4.5$$

Palo lungo: $$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2\sqrt{182.25 + 36\frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

cu = resistenza non drenata del terreno;

My = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

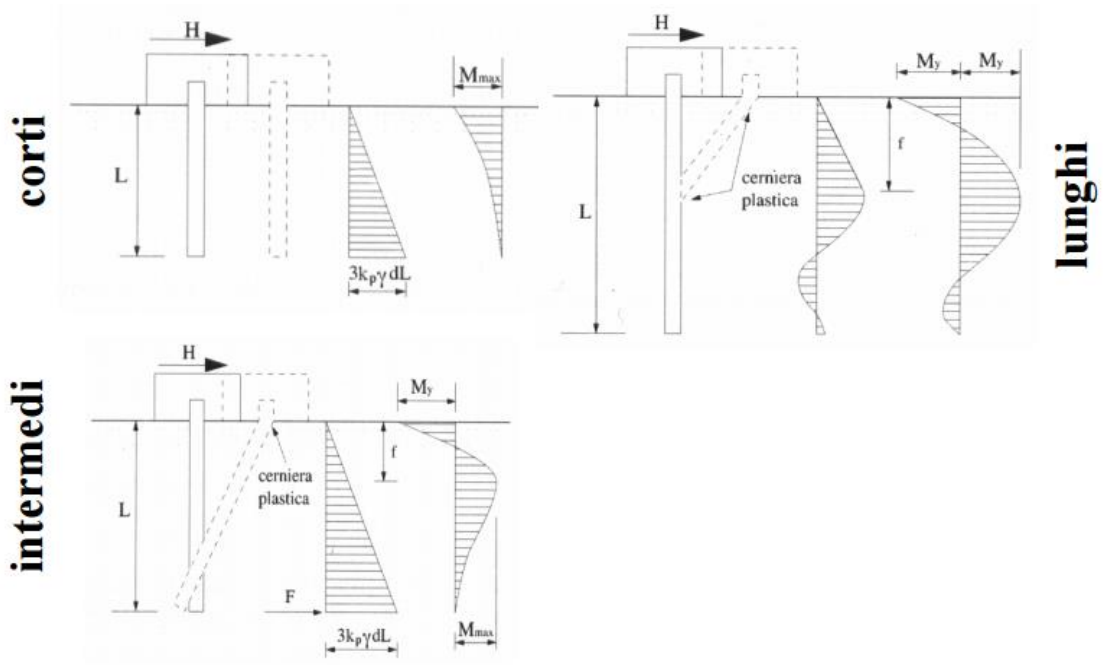
Palo corto: $$H = 1.5k_p\gamma d^3\left(\frac{L}{d}\right)^2$$

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

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

Dove, oltre ai termini già definiti,

kp = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di carico resistente di progetto (Hd) dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo nella combinazione più gravosa (Vpd).

Il valore determinato con la teoria di Broms (Hk) dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$Hd = Hk / (\xi_3 \cdot \gamma_T) > Vpd$

dove:

Hk = valore limite in funzione del meccanismo attivato valutato con teoria di Broms;

ξ_3 = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

Vpd = massima sollecitazione orizzontale di progetto.

Per le verifiche a carico limite orizzontale si considera cautelativamente un coefficiente di gruppo pari a 0.8.

Quindi per le palificate si verificherà:

$Hd *0.8 = (Hk *0.8) / (\xi_3 \cdot \gamma_T) > Vpd$

11 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, nonchè 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.

11.1 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Si riportano di seguito la sintesi delle proprietà geometriche e meccaniche delle pile di calcolo, nonchè le valutazioni effettuate per l'analisi sismica, sia in ipotesi di sezione fessurata che non fessurata, con riferimento allo pettro 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_25				
Luce Campata 1	m	70		
Luce Campata 2	m	25		
			massa	
Peso impalcati incidenti su pila	kN	18100	1845,1	kN/m/s2
Peso traffico incidente sulla pila	kN	10200	1039,8	kN/m/s2
			2053,0	
Altezza baggiolo+appoggio	m	**0,6**		
Altezza pulvino	m	**2,7**		
Altezza fusto	m	**7**		
Braccio delle forze	m	10,3		
Sezione pila	mq	**17,3**		
Sezione pulvino	mq	**47,4**		
Volume pulvino	mc	128,0		
Volume pila	mc	121,1		
			massa	
Peso pulvino	kN	3200	326,1	kN/m/s2
Peso pila	kN	3028	308,6	kN/m/s2
Peso metà superiore pila	kN	4713	480,5	kN/m/s2
Peso metà inferiore pila	kN	1514	154,3	kN/m/s2
Peso incidente su testa pila (G+0,2xQ)	kN	24853	2533,5	kN/m/s2

Pila 70_25				
Inerzia pila trasversale	mm^4	**2,12E+14**		
Inerzia pila longitudinale	mm^4	**4,30E+13**		
Modulo elastico	Mpa	3,33E+04		
Rig. flessionale trasversale	N/mm	7,07E+07	K_T	
Rig. flessionale longitudinale	N/mm	1,43E+07	K_L	
Rig. flessionale trasversale	N/mm	3,53E+07	$K_{T,fess}$	fessurata
Rig. flessionale longitudinale	N/mm	7,17E+06	$K_{L,fess}$	fessurata
		T [s]	$S_{d,H}$ [g]	
Periodo (K_T)	T	0,038	0,382	
Periodo (K_L)	T	0,084	0,460	
Periodo ($K_{T,fess}$)	T	0,053	0,409	
Periodo ($K_{L,fess}$)	T	0,118	0,518	
Accelerazione spettrale orizzontale				
Spettro di progetto (q=1,5)	g	**0,409**	Trasversale	
Spettro di progetto (q=1,5)	g	**0,518**	Longitudinale	
Taglio trasversale base pila	kN	10153		
Taglio longitudinale base pila	kN	12876		

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_25				
	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_25				
	Lato mobile			
	Fx	Fy	Fz	Mx
	kN	kN	kN	kNm
SLU1	0	544	13820	713
SLU2	0	385	13820	713
SLU3	0	544	13566	843
SLU4	0	385	13566	843
SLU5	0	305	10848	4106
SLU6	0	305	10848	-2680
SLU7	0	544	11445	713
SLU8	0	385	11445	713
SLU9	0	544	11191	843
SLU10	0	385	11191	843
SLU11	0	305	8473	4106
SLU12	0	305	8473	-2680

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_25				
	Fx	Fy	Fz	Mx
	kN	kN	kN	kNm
SLU1	1850	1500	43900	4500
SLU2	3700	1200	43900	4500
SLU3	2550	1500	43050	5350
SLU4	5050	1200	43050	5350
SLU5	1450	1050	34900	17900
SLU6	1450	1050	34900	-8900
SLU7	1850	1500	36100	4500
SLU8	3700	1200	36100	4500
SLU9	2550	1500	35250	5350
SLU10	5050	1200	35250	5350
SLU11	1450	1050	27100	17900
SLU12	1450	1050	27100	-8900

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.

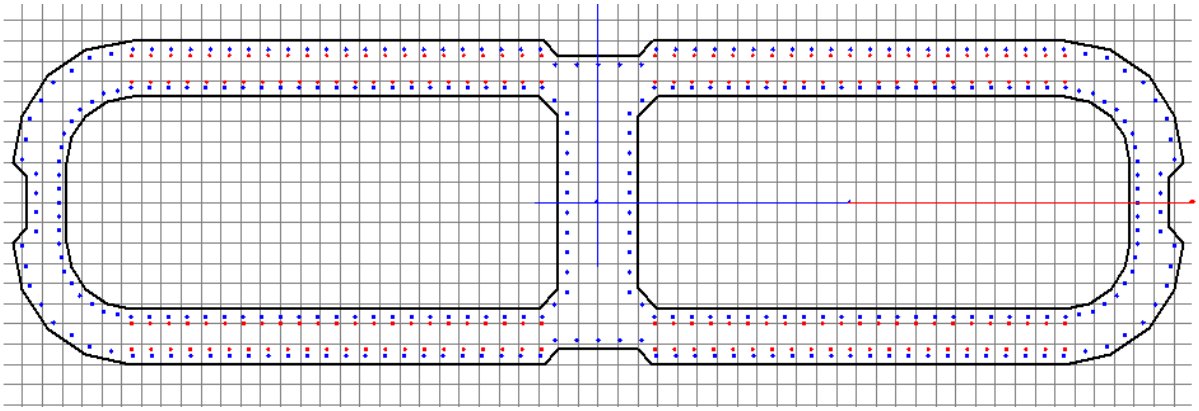
Carichi spiccato pila - Pila 70_25					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU1	1850	1600	52306	20980	19055
SLU2	3700	1300	52306	17890	38110
SLU3	2550	1600	51456	21830	26265
SLU4	5050	1300	51456	18740	52015
SLU5	1450	1150	43306	29745	14935
SLU6	1450	1150	43306	2945	14935
SLU7	1850	1600	42327	20980	19055
SLU8	3700	1300	42327	17890	38110
SLU9	2550	1600	41477	21830	26265
SLU10	5050	1300	41477	18740	52015
SLU11	1450	1150	33327	29745	14935
SLU12	1450	1150	33327	2945	14935
SLV - Tt + 0,3x Tl	3863	10153	26367	104577	39788
SLV - 0,3xTt + Tl	12876	3046	26367	31373	132626

Tab. 27 – Sollecitazioni a spiccato pila

11.2 VERIFICHE STRUTTURALI PILA

11.2.1 Verifiche a pressoflessione alla base

La sezione di verifica è la seguente:



L'armatura considerata è pari a 296 ø 30 + 180 ø 30 (As=3047.97cm2, ø 30/20cm & ø 30/20cm)

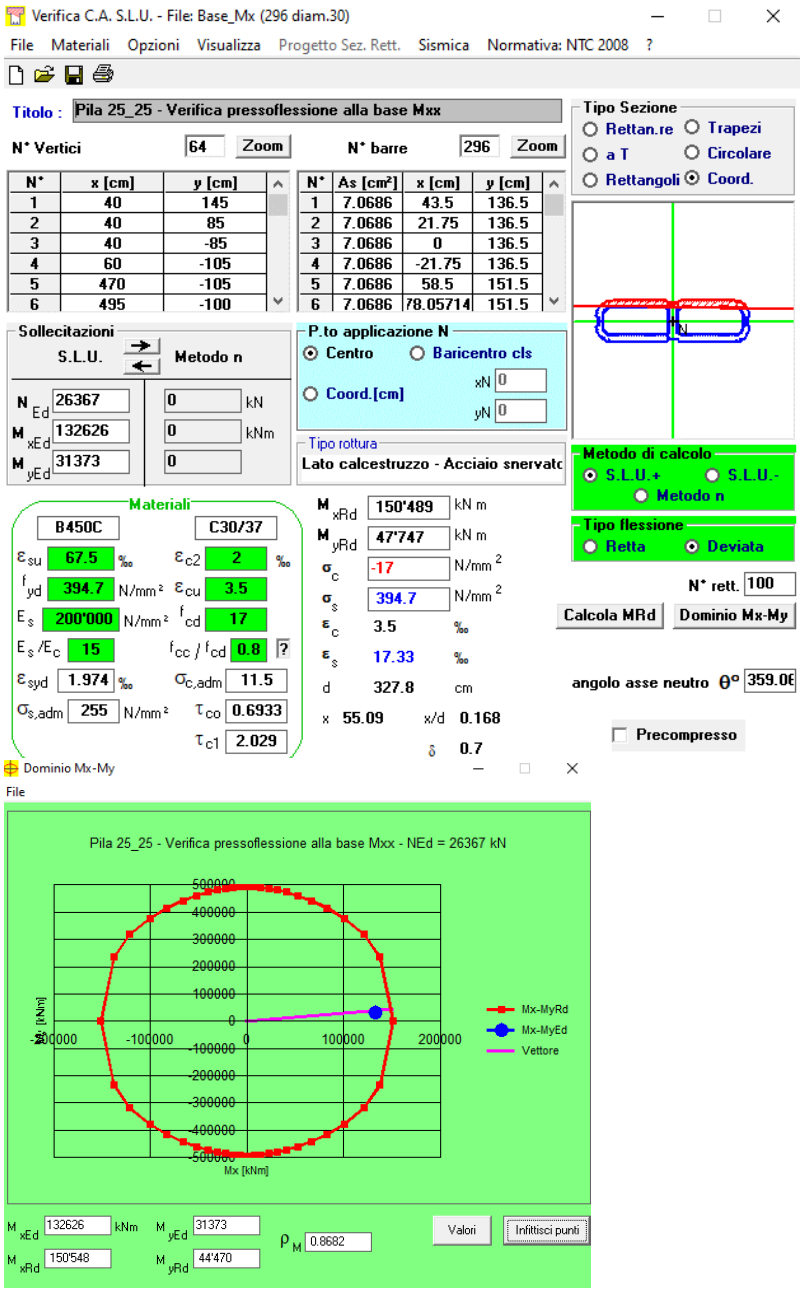
Nel seguito si riportano le verifiche a presso-flessione eseguite con il programma Gelfi VcaSlu considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti.

Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i momenti longitudinali e trasversali risultano massimizzati.

Nota bene: il sistema di riferimento nel software di verifica è ruotato di 90° rispetto alle convenzioni delle tabelle delle sollecitazioni sopra riportate. Per cui i momenti Mx saranno imputati come My e viceversa.

Informazione confidenziale - Confidential information

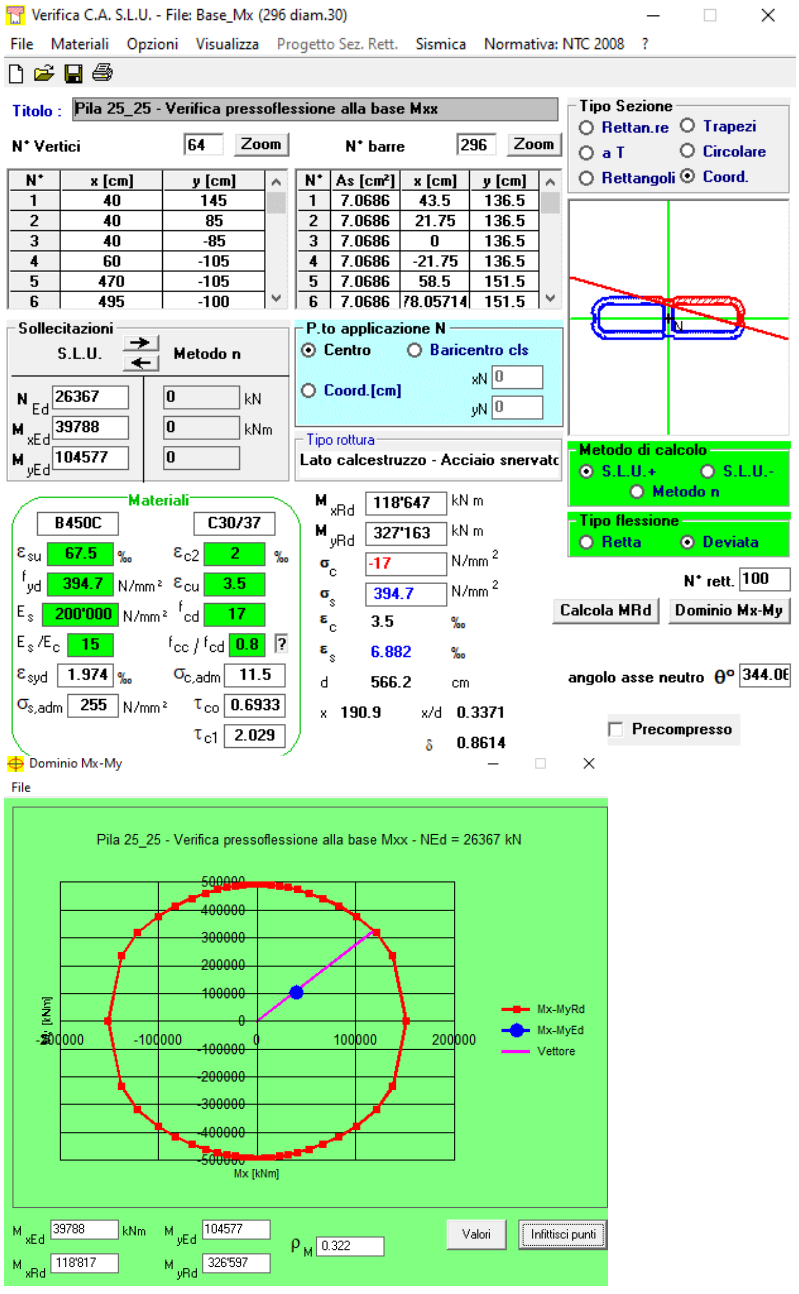
MOMENTO LONGITUDINALE MASSIMO (My,max



Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta essere pari a:

Mrd/Med = 0.87^{-1} = 1.15

MOMENTO TRASVERSALE MASSIMO (M33MAX)



Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta essere pari a:

$Mrd/Med = 0.32^{-1} = 3.12$

Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

11.2.2 Verifiche a taglio alla base

Le sollecitazioni di taglio di calcolo sono state ottenute con il criterio della Gerarchia delle Resistenze secondo l'espressione:

$$V_{gr,i} = V_{gr,0}\gamma_{RD3}$$

Dove

$$\gamma_{RD3} = 1{,}25 + 1 - q\frac{V_{E,i}}{V_{gr,0}} \le 1{,}25$$

$$V_{gr,0} = V_{E,i}\frac{\gamma_{RD2}M_{Rd,i}}{M_{E,i}}$$

$V_{E,i}$ è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi

$\gamma_{RD2} = 0.7+0.2q$ per $\nu_k = N/A_c f_{ck} \le 0{,}1$

$\gamma_{RD2} = (0.7+0.2q) \times (1+2(\nu_k-0.1)^2)$ per $\nu_k = N/A_c f_{ck} > 0{,}1$

7.9.5.1 Criterio di gerarchia delle resistenze

Il fattore γ_{Rd} (fattore di "sovraresistenza") viene calcolato mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0{,}7 + 0{,}2q \ge 1 \qquad (7.9.7)$$

nella quale q è il valore del fattore di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in cemento armato con armatura di confinamento, quando il rapporto ν_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per $1+2(\nu_k-0{,}1)^2$.

Per le sollecitazioni che derivano da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovraresistenza pari a $\gamma_{Rd} = 1{,}30$.

Le sollecitazioni calcolate a partire dai momenti resistenti amplificati, incrementati dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ovvero ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze, si indicano con l'indice "gr", ad es. F_{gr}.

7.9.5.2.2 Verifiche a taglio

Le sollecitazioni di progetto devono essere calcolate sulla base della gerarchia delle resistenza. I valori di resistenza degli elementi in calcestruzzo armato devono essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo V_{Ed} e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza $V_{gr,o}$

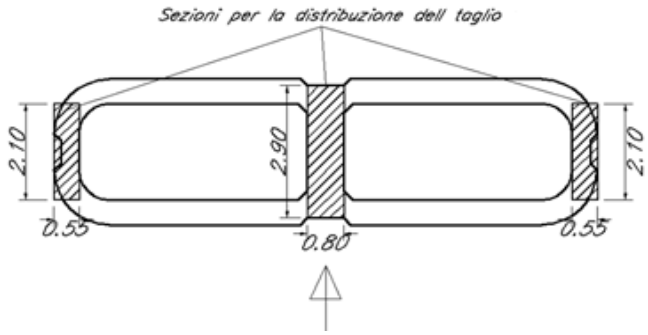
$$1 \le \gamma_{Rd} = 1{,}25 + 1 - q\cdot\frac{V_{Ed}}{V_{gr,o}} \le 1{,}25 \qquad (7.9.10)$$

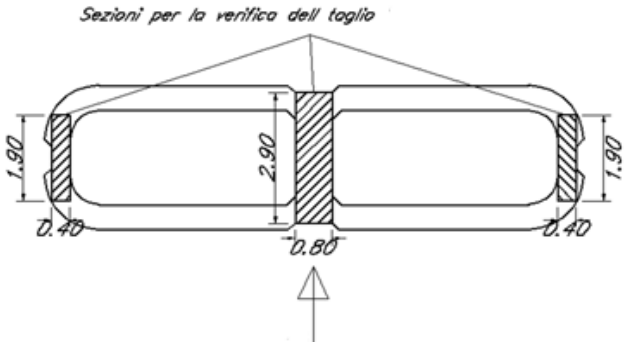
Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore della sollecitazione di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i}\cdot\frac{\gamma_{Rd}M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \qquad (7.9.14)$$

VERIFICA A TAGLIO LONGITUDINALE (V3 - Fx)

Per la verifica a taglio (V3 - Fx) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nelle figure sottostanti:





Il taglio viene distribuito negli elementi indicati nella figura precedente in funzione della rigidezza dei singoli elementi utilizzando la seguente formulazione Iel,i/ (Iel,1+2Iel,2)

N_{Ed}	26367	[kN]
A_{TOT}	15.7	[m^2]
V_{Ed}	12876	[kN]
σ_{Ed}	1.68	[N/mm^2]
N_{ck}	482147	[kN]

Elemento	b	h	I	% di I	Taglio	N
	[m]	[m]	[m^4]		[kN]	[kN]
SETTO CENTRALE	0.8	2.9	1.63	65.70	8459.28	3896.27
SETTO LATERALE	0.55	2.1	0.42	17.15	2208.36	1939.74

Setto Laterale

Geometria sezione

b_w	400	[mm]
d	1900	[mm]
Ac	760000	[mm^2]

Caratteristiche armature

n_{bl}	4		numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	26	[mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	2		numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	22	[mm]	diametro delle staffe
s_{st}	100	[mm]	passo delle staffe
α	90	[°]	inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	1939.74	[kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	2208.36	[kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	15559.7	[kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
ctg θ	1	1<ctg θ<2.5

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	538.3	[kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	3937.4	[kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Informazione confidenziale - Confidential information

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
N_{Ed}	1939.74
V_{Ed}	2208.36
M_{Ed}	125796
N_{ck}	482147
vk	0.004023126
Mrd	141547
γ_{rd}	1
M_{rd}/M_{Ed}	1.13
V_{gr}	2484.87
V_{gr}/V_{Ed}	1.13
V_{Rd}	3937.38
$\gamma_{rd_resistenza}$	1
V_{Rd_gr}	3937.4
V_{gr}/V_{Rd_gr}	0.63

Informazione confidenziale - Confidential information

Setto Centrale

Geometria sezione

b_w	800	[mm]
d	2900	[mm]
Ac	2320000	[mm^2]

Caratteristiche armature

n_{bl}	4		numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	26	[mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	3		numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	22	[mm]	diametro delle staffe
s_{st}	100	[mm]	passo delle staffe
α	90	[°]	inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	3896.27	[kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	8459.28	[kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	47498.1	[kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
ctg θ	1	1<ctg θ<2.5

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	611.4	[kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	11563.7	[kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Informazione confidenziale - Confidential information

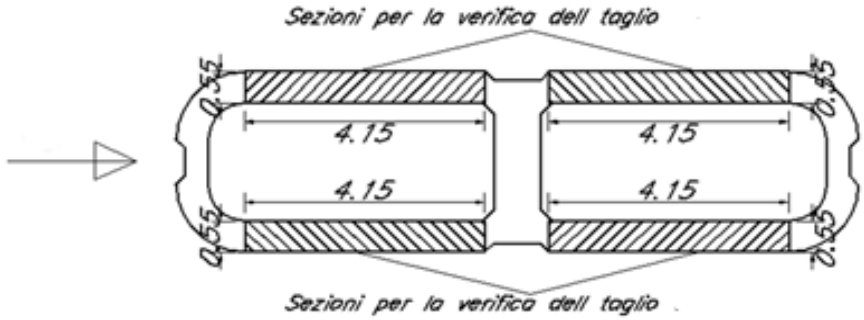
Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
N_{Ed}	3896.27
V_{Ed}	8459.28
M_{Ed}	125796
N_{ck}	482147
vk	0.008081083
Mrd	141547
γ_{rd}	1
M_{rd}/M_{Ed}	1.13
V_{gr}	9518.47
V_{gr}/V_{Ed}	1.13
V_{Rd}	11563.74
$\gamma_{rd_resistenza}$	1
V_{Rd_gr}	11563.7
V_{gr}/V_{Rd_gr}	0.82

Informazione confidenziale - Confidential information

VERIFICA A TAGLIO TRASVERSALE (V2 - Fy)

Per la verifica a taglio (V2 - Fy) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nelle figure sottostanti:



N_{Ed}	26367	[kN]
A_{TOT}	15.7	[m^2]
V_{Ed}	10153	[kN]
σ_{Ed}	1.68	[N/mm^2]
N_{ck}	482147	[kN]

Elemento	b	h	I	nr.elem	% di I	Taglio	N
	[m]	[m]	[m^4]			[kN]	[kN]
SETTO	0.55	4.15	3.28	4	25.00	2538.25	3833.29

Geometria sezione

b_w	550 [mm]	
d	4150 [mm]	
Ac	2282500 [mm^2]	

Caratteristiche armature

n_{bl}	4	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	26 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	2	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	22 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	100 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	3833.29 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	2538.25 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	46730.4 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	45	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
ctg θ	1	1<ctg θ<2.5

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	1171.2 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	11111.4 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Le Verifiche a taglio risultano soddisfatte su ogni setto.

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

q	1.5
N_{Ed}	3833.29
V_{Ed}	2538.25
M_{Ed}	90033
N_{ck}	482147
vk	0.008
Mrd	295375
γ_{rd}	1
M_{rd}/M_{Ed}	3.28
V_{gr}	8327.34
V_{gr}/V_{Ed}	3.28
V_{Rd}	11111.44
$\gamma_{rd_resistenza}$	1.25
V_{Rd_gr}	8889.2
V_{gr}/V_{Rd_gr}	0.94

Informazione confidenziale - Confidential information

11.3 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

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

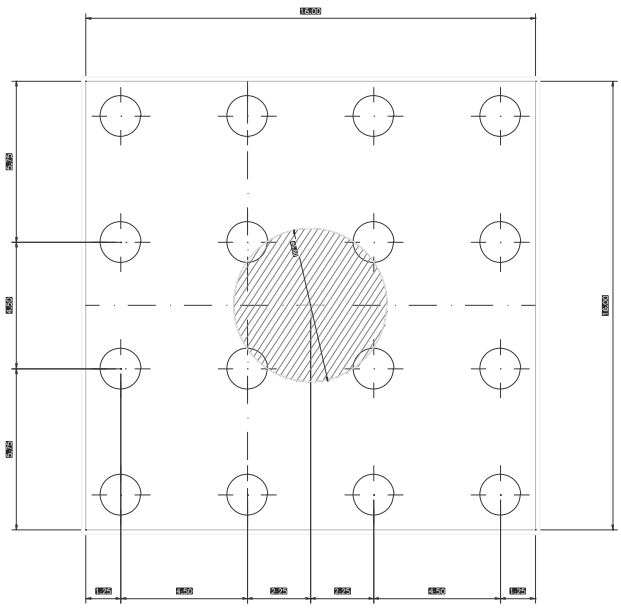
Le coordinate dei pali, rispetto al baricentro del plinto di fondazione, sono riportate di seguito; il sistema di riferimento adottato fa riferimento alle seguenti direzioni:

x: Direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

y: Direzione parallela all'asse del viadotto

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

PALO N.	Y	X
	m	m
1	6,75	-6,75
2	6,75	-2,25
3	6,75	2,25
4	6,75	6,75
5	2,25	-6,75
6	2,25	-2,25
7	2,25	2,25
8	2,25	6,75
9	-2,25	-6,75
10	-2,25	-2,25
11	-2,25	2,25
12	-2,25	6,75
13	-6,75	-6,75
14	-6,75	-2,25
15	-6,75	2,25
16	-6,75	6,75



Tab. 28 – Disposizione dei pali di fondazione (X asse longitudinale, Y trasversale)

11.3.1 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.

Per questo motivo i carichi ottenuti in testa palo sono stati poi incrementati del 10%.

Alle sollecitazioni sismiche base pila, di progetto per il calcolo del plinto, va sommata la forza di inerzia relativa alla parte inferiore della pila (semialtezza inferiore del fusto e plinto), calcolata con riferimento allo spettro di risposta elastico.

Pila 70_25				
Larghezza plinto	m	**16**		
Lunghezza plinto	m	**16**		
Spessore plinto	m	**3**		
Volume plinto	mc	768	massa	
Peso plinto	kN	19200	1957,2	kN/m/s2
Peso parte inferiore pila	kN	1514	154,3	kN/m/s2
Spessore medio ricoprimento	m	**2**		
Peso ricoprimento	kN	10240	1043,8	kN/m/s2
Accelerazione al suolo [ag*S)	g	0,319		
Taglio dovuto alle forze inerziali	kN	4229		

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

Carichi intradosso plinto - Pila 70_25					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU1	1850	1600	92050	25780	24605
SLU2	3700	1300	92050	21790	49210
SLU3	2550	1600	91200	26630	33915
SLU4	5050	1300	91200	22640	67165
SLU5	1450	1150	83050	33195	19285
SLU6	1450	1150	83050	6395	19285
SLU7	1850	1600	71767	25780	24605
SLU8	3700	1300	71767	21790	49210
SLU9	2550	1600	70917	26630	33915
SLU10	5050	1300	70917	22640	67165
SLU11	1450	1150	62767	33195	19285
SLU12	1450	1150	62767	6395	19285
SLV - Tt + 0,3x Tl	5132	14382	55807	147724	55182
SLV - 0,3xTt + Tl	17105	4315	55807	44317	183941

Tab. 29 – Sollecitazioni a intradosso plinto

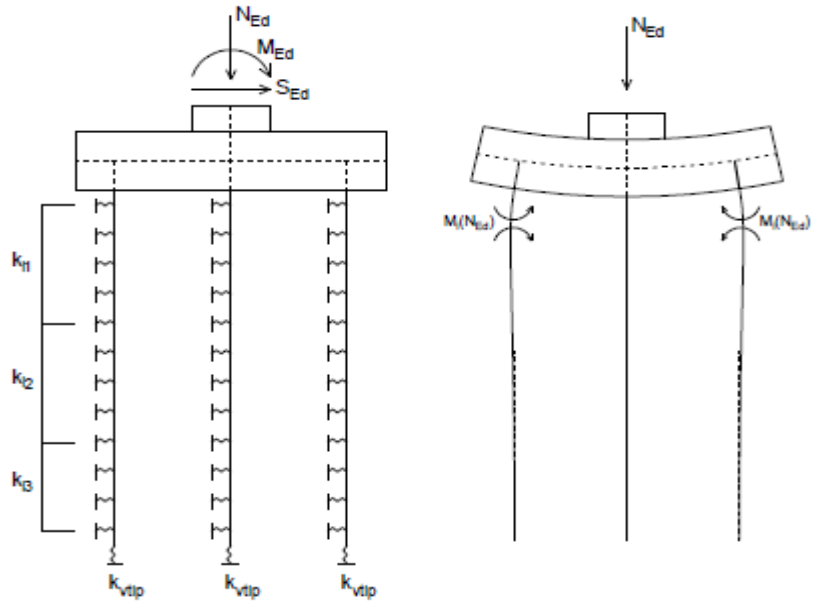
Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stata considerato un modello di plinto rigido, in cui l'azione assiale nei pali viene valutata assumendo una rotazione rigida del plinto (palo impedito di ruotare in testa), tenendo poi conto, in maniera approssimata mediante la definizione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

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

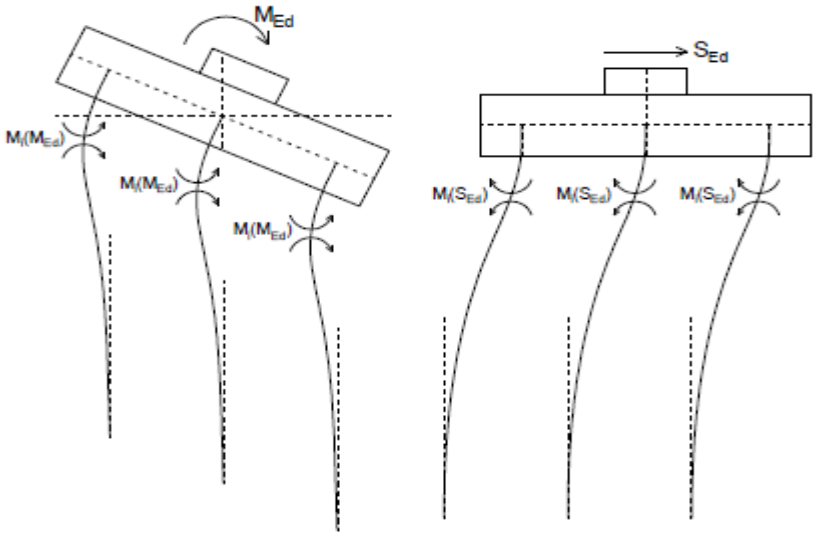
Le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali, mentre il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente α (espresso in metri):

$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

Il coefficiente α dipende dalle caratteristiche di rigidezza relative palo-terreno e dunque dall'eventuale liquefacibilità del suolo. Generalmente, la sua applicazione fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Fissato il diametro del palo, si assume un valore cautelativo di tale parametro pari a a=3.5m.



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



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

Di seguito si mostrano le sollecitazioni relative ai pali più sollecitati

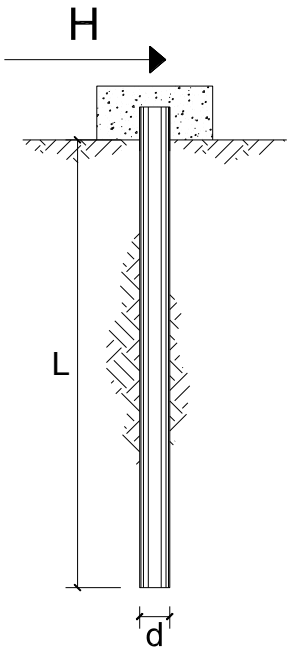
Sollecitazioni pali più caricati - Pila 70_25						
	Palo 4			Palo 13		
	N,Ed	V,Ed	M,Ed	N,Ed	V,Ed	M,Ed
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
SLU1	7252	168	589	5405	168	589
SLU2	7630	270	944	5027	270	944
SLU3	7380	207	724	5160	207	724
SLU4	7916	359	1255	4624	359	1255
SLU5	6672	127	445	4748	127	445
SLU6	6181	127	445	5239	127	445
SLU7	5858	168	589	4010	168	589
SLU8	6236	270	944	3632	270	944
SLU9	5986	207	724	3766	207	724
SLU10	6522	359	1255	3229	359	1255
SLU11	5277	127	445	3353	127	445
SLU12	4786	127	445	3844	127	445
SLV - Tt + 0,3x Tl	7557	1050	3674	117	1050	3674
SLV - 0,3xTt + Tl	8021	1213	4245	-348	1213	4245

Tab. 30 – Sollecitazioni massime di verifica pali

11.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano qui di seguito le verifiche nella combinazione sismica, maggiormente significativa e dimensionante per i pali.

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



OPERA: CastL2 - VI02 - PILE 7025m ForzeOrizzontali

TEORIA DI BASE:
(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_O	$\gamma_{\varphi'}$	γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,30
	SISMA	◉	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		○	1,30	1,50	1,25	1,00

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,40

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	20,00	(m)				
Diametro del palo	d =	1,50	(m)				
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	12660,17	(kN m)				
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med}=	37,00	(°)	φ'_{min}=	37,00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$=	37,00	(°)	$\varphi'_{min,d}$=	37,00	(°)
Coeff. di spinta passiva (kp = (1+sinφ')/(1-sinφ'))	kp_{med} =	4,02	(-)	kp_{min} =	4,02	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	10,00	(kN/m^3)			
Carico Assiale Permanente (G):	G =	1785,714	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)			

Palo corto:

$H1_{med}$= 36205,12 (kN) **$H1_{min}$=** 36205,12 (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med}$= 12701,38 (kN) **$H2_{min}$=** 12701,38 (kN)

Palo lungo:

$H3_{med}$= 5074,77 (kN) **$H3_{min}$=** 5074,77 (kN)

H_{med} = 5074,77 (kN) palo lungo **H_{min} =** 5074,77 (kN) palo lungo

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ = 2985,16 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ = 2296,28 (kN)

$F_d = G\cdot\gamma_G + Q\cdot\gamma_Q$ = 1785,71 (kN)

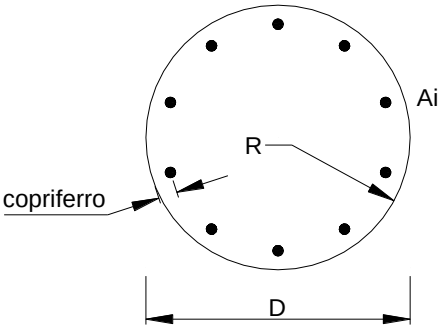
FS = Hd / Fd = 1,29

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)

Raggio = 750 (mm)

Sforzo Normale = 1500 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C28/35

Rck = 35 (Mpa)

fck = 28 (Mpa)

γc = 1.5

α_{cc} = 0.85

fcd = α_{cc} fck / γc = 15.87 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

γs = 1.15

fyd = fyk / γs = 391.3 (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ε_{ys} = 0.190%

ε_{uk} = 10.000%

Armature

numero		diametro (mm)		area (mm^2)	copriferro (mm)
75	ϕ	32		60319	60
	ϕ	0		0	80
0	ϕ	0		0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 12660.2 (kN m)

Inserisci

11.3.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Di seguito si riportano le capacità portanti per i pali D1500.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

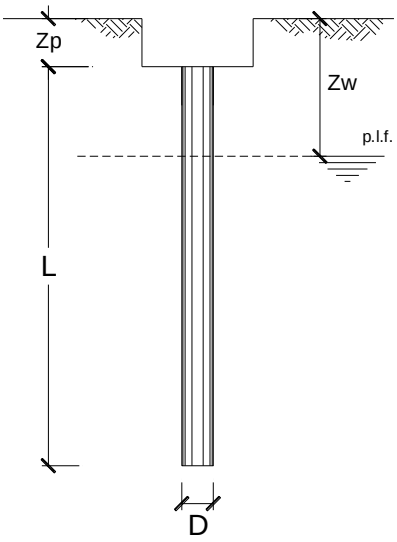
CANTIERE: CastL2 - VI02 - PILE 7025m **OPERA:**

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1,50 (m)	Area del Palo (Ap):	1,767 (m^2)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p):	5,00 (m)	Quota falda dal p.c. (z_w):	6,00 (m)
Carico Assiale Permanente (G):	8050 (kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0 (kN)
Numero di strati	2	Lpalo =	20,00 (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_b	γ_s	$\gamma_{s\,traz}$
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	●	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		○	1,10	1,20	1,50	1,30	1,30

n	1 ●	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00



PARAMETRI MEDI

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	c'$_{med}$	φ'$_{med}$	c$_{u\,med}$
(-)	(m)		(kN/m^3)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	12,00	DG	20,00		40,0	
2	4,00	CL	25,00	125,0	45,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,36	0,84		
0,29	1,00		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	c'$_{min}$	φ'$_{min}$	c$_{u\,min}$
(-)	(m)		(kN/m^3)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	12,00	DG	20,00		40,0	
2	4,00	CL	25,00	125,0	45,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,36	0,84		
0,29	1,00		

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	12,00	DG	2874,4					2874,4				
2	4,00	CL	1435,4	54,57	53,57	22523,5	39802,4	1435,4	54,57	53,57	22523,5	39802,4

CARICO ASSIALE AGENTE

$Nd = Ng \cdot \gamma_g + Nq \cdot \gamma_q$

$Nd =$ 8050,0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b;cal\ med} =$ 39802,4 (kN)

laterale $R_{s;cal\ med} =$ 4309,8 (kN)

totale $R_{c;cal\ med} =$ 44112,2 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b;cal\ min} =$ 39802,4 (kN)

laterale $R_{s;cal\ min} =$ 4309,8 (kN)

totale $R_{c;cal\ min} =$ 44112,2 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = Min(R_{b,cal\ med}/\xi_3 ; R_{b,cal\ min}/\xi_4) =$ 23413,2 (kN)

$R_{s,k} = Min(R_{s,cal\ med}/\xi_3 ; R_{s,cal\ min}/\xi_4) =$ 2535,2 (kN)

$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} =$ 25948,4 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma b + R_{sk}/\gamma s$

$R_{c,d} =$ 19547,6 (kN)

$Fs = Rc,d / Nd$

$Fs =$ 2,43

Informazione confidenziale - Confidential information