

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA

IV - OPERE D'ARTE PRINCIPALI - Cavalcaferrovia
IV32 –Relazione di calcolo pile

SCALA:

-

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

N M 2 5 0 3 D 2 6 C L I V 3 2 0 5 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Prima Emissione	G. Coppa 	Aprile 2020	D. Scamano 	Aprile 2020	M. Berlingieri 	Aprile 2020	

File: NM2503D26CLIV3205001A -

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	6
3	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	8
3.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	9
4.1	CALCESTRUZZO	9
4.1.1	<i>Strutture in elevazione</i>	9
4.1.2	<i>Strutture di fondazione</i>	9
4.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	10
4.3	COPRIFERRI MINIMI.....	10
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	12
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1).....	12
6.2	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	12
6.3	AZIONE DEL VENTO SULLA PILA Q5	12
6.4	AZIONE SISMICA (Q6).....	13
6.4.1	<i>Vita nominale</i>	13
6.4.2	<i>Classe d'uso</i>	13
6.4.3	<i>Periodo di riferimento</i>	14
6.4.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	14
6.4.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	15
6.4.5.1	<i>Categorie di Sottosuolo</i>	15
6.4.5.2	<i>Condizioni topografiche</i>	15
6.4.5.3	<i>Amplificazione Stratigrafica e Topografica</i>	15
6.4.6	<i>Parametri sismici di calcolo</i>	16
6.4.7	<i>Applicazione del sisma</i>	19

IV32 - Relazione di calcolo pile		COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
		NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	3 di 79
6.5	AZIONI ECCEZIONALI (Q8)						19
7	COMBINAZIONI DI CARICO						20
8	CRITERI DI VERIFICA						23
8.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....						23
8.1.1	<i>Verifica a fessurazione</i>						23
8.1.2	<i>Verifica delle tensioni in esercizio</i>						24
8.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....						24
8.2.1	<i>Sollecitazioni flettenti</i>						24
8.2.2	<i>Sollecitazioni taglianti</i>						25
8.3	VERIFICHE GEOTECNICHE						26
8.3.1	<i>Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro</i>						27
8.3.1.1	<i>Portata unitaria di base</i>						28
8.3.1.2	<i>Attrito laterale</i>						29
8.3.2	<i>Capacità portante per carichi trasversali</i>						30
8.3.3	<i>Calcolo dei cedimenti</i>						33
9	CRITERI DI MODELLAZIONE						34
9.1	MODELLO STRUTTURALE DI ANALISI						34
9.2	MODELLAZIONE FEM.....						35
10	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL FUSTO						37
10.1	VERIFICHE DEL FUSTO.....						38
11	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEI BAGGIOLI.....						44
11.1	VERIFICA PRESSIONE NEL CALCESTRUZZO						44
11.2	VERIFICA ARMATURA A TRANCIAMENTO						44
11.3	VERIFICA ARMATURA TRASVERSALE						44
12	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL SISTEMA DI FONDAZIONE.....						47
12.1	CRITERI DI CALCOLO.....						47
12.1.1	<i>Calcolo del modulo di reazione orizzontale del terreno</i>						48
12.2	SOLLECITAZIONI AGENTI.....						50

IV32 - Relazione di calcolo pile		COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
		NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	4 di 79
12.3	VERIFICHE STRUTTURALI						51
12.3.1	<i>Plinto di fondazione</i>						51
12.3.1.1	<i>Armatatura // asse longitudinale dell'impalcato</i>						52
12.3.1.2	<i>Armatatura // asse trasversale dell'impalcato</i>						56
12.3.1.3	<i>Verifica a taglio e punzonamento</i>						61
12.3.2	<i>Pali</i>						64
12.4	VERIFICHE GEOTECNICHE						68
12.4.1	<i>Verifiche di capacità portante</i>						68
12.4.2	<i>Verifiche del carico limite orizzontale</i>						72
12.4.3	<i>Valutazione dei cedimenti</i>						77
13	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PER AZIONI ECCEZIONALI						78
14	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE						79

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	5 di 79

1 *PREMESSA*

La presente relazione di calcolo viene emessa nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto definitivo del Raddoppio Ferroviario Codogno-Cremona-Mantova, tratta Piadena Mantova e riguarda il dimensionamento delle pile e delle fondazioni su pali del Cavalcaferrovia IV32, ubicato al km 82+089.

In particolare, lungo il cavalcaferrovia sono presenti 2 pile (P1-P2) della medesima tipologia strutturale.

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	6 di 79

2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La tipologia di pila in esame prevede una sezione rettangolare, con larghezza pari a 1.80m in direzione longitudinale rispetto all'asse del cavalcaferrovia e lunghezza di 7.60m in direzione trasversale rispetto all'asse del cavalcaferrovia (Geometria tipo A).

TIPOLOGIA PILA (per geometria)		GEOMETRIA PILA				
Sigla	Descrizione	A	I_y	I_z	B_T	B_L
		Sezione fusto	Inerzia dir. trasversale	Inerzia dir. longitudinale	Lunghezza pila	Larghezza pila
[-]	[-]	[m ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[m]	[m]
A	Rettangolare 7,60x1,80	13.68	6.58464E+13	3.6936E+12	7.6	1.8

L'altezza delle pile oggetto di analisi è variabile pari a 8.40 m e a 8.30 m, rispettivamente per la pila P1 e P2.

Il sistema di fondazione è di tipo indiretto: plinti di spessore pari a 2m e dimensioni in pianta 8.60x13.20m, su n.11 pali di diametro ϕ 1200, di lunghezza pari a 26m.

TIPOLOGIA PLINTO (per geometria)		GEOMETRIA PLINTO			RICOPRIMENTO	PALI	
Sigla	Descrizione	B_L	B_T	s	s_{terr}	n	ϕ
		Dimensione in pianta in direz. parallela all'asse del viadotto	Dimensione in pianta in direz. trasversale rispetto all'asse del viadotto	Spessore	Spessore medio	Numero pali	diametro
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[mm]
F1	8.6x13.2x2	8.6	13.2	2	1.0	11	1200

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

Coppia impalcati afferenti				
[-]	Luce [m]	Tipo [-]	Luce [m]	Tipo [-]
P1	30	Cassoncini cls precompressi	30	Cassoncini cls precompressi
P2	30	Cassoncini cls precompressi	30	Cassoncini cls precompressi

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

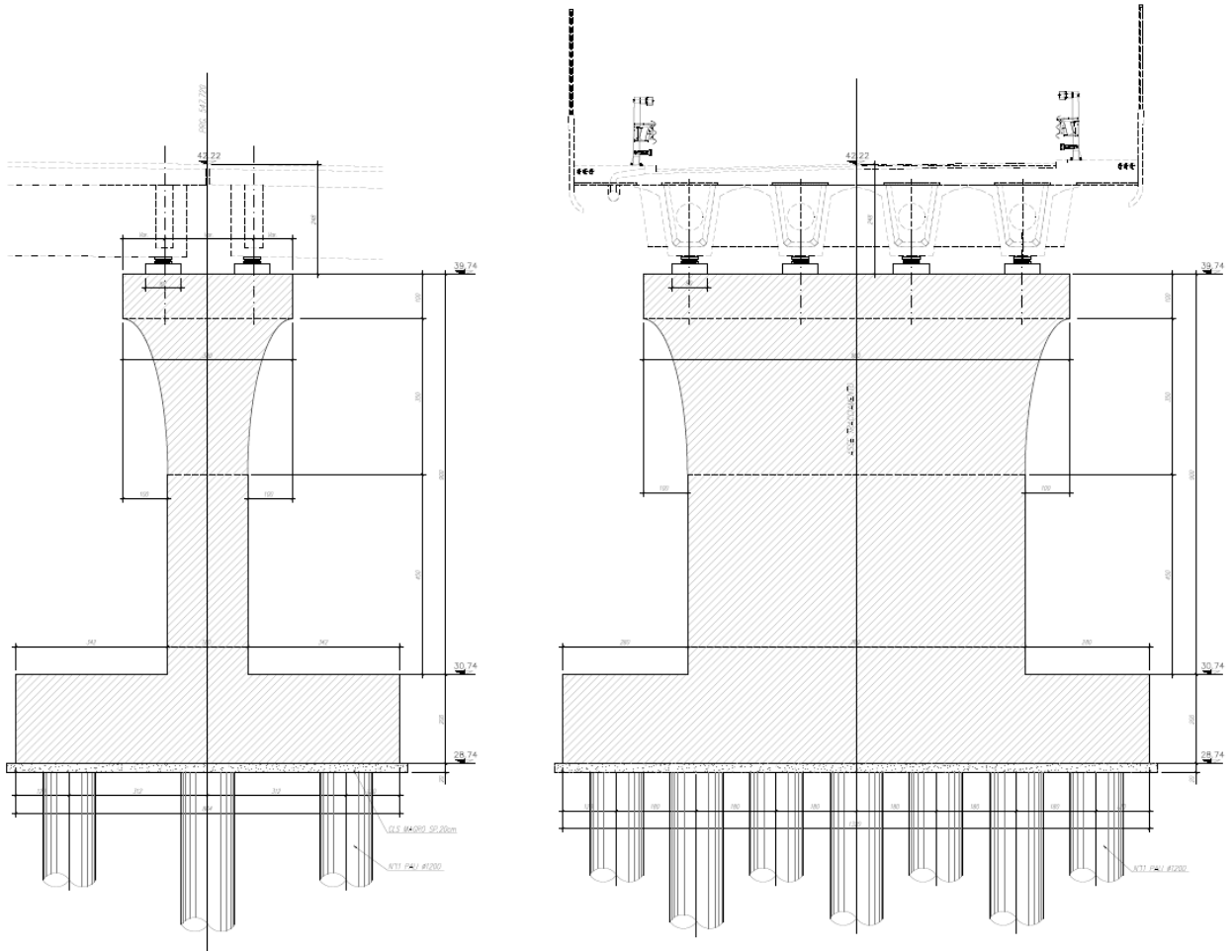


Figura 1 Sezione longitudinale e trasversale pila

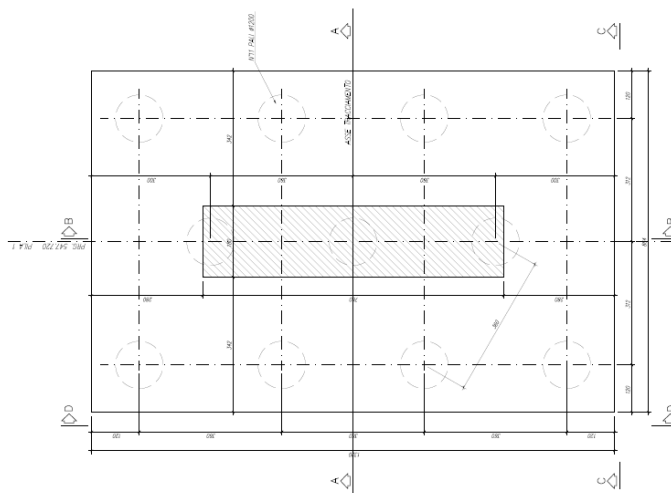


Figura 2 Pianta delle fondazioni pila

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Legge 5-1-1971 n° 1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- Calcestruzzo Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1 UNI 11104/2016;
- RFI DTC SI MA IFS 001 C – Dicembre 2018: Manuale di progettazione delle opere civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili – RFI;
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18/11/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione Europea;
- 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.

3.1 Documenti di riferimento

Relazione geotecnica generale	1:50	N	M	2	5	0	3	D	2	6	G	E	G	E	0	0	0	6	0	0	1	A
-------------------------------	------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Strutture in elevazione

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

Classe d'esposizione: XC4

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

Classe minima di consistenza: S4

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

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

4.1.2 Strutture di fondazione

Per il getto delle fondazioni e dei pali si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC2

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

Classe minima di consistenza: S4

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	10 di 79

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

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

4.2 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 N/mm^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 N/mm^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 N/mm^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 N/mm^2$.

Tensioni di progetto dell'acciaio allo S.L.E.

 Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2018, la tensione massima, σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente: $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 N/mm^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio.

4.3 Copriferrini minimi

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

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

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le caratteristiche geotecniche del terreno in situ, in accordo con Relazione Geotecnica sono di seguito riportati:

UNITA'		Wa1	Ws1	WRa2	Rs2	
Stratigrafia	DA	[m P.C.]	0.0	1.5	3.5	11.0
	A	[m P.C.]	1.5	3.5	11.0	35.0
Parametri di resistenza	γ_n	[kN/m ³]	19.0	19.0	19.0	19.0
	ϕ'	[°]	25.0	34.0	25.0	34.0
	c'	[kPa]	0	0	0	0
	c_u	[kPa]	30	-	65	-
Parametri di deformabilità	G_0	[MPa]	35.0	60.0	60.0	100-120
	E_{op2}	[MPa]	17.5	30.0	30.0	50-60
	OCR	[-]	3.0	-	2.000	-
	CR	[-]	0.180	-	0.160	-
	RR	[-]	0.036	-	0.032	-
	C_{ae}	[%]	0.120	-	0.150	-
	k_v (*)	[m/s]	5.00E-08	2.00E-07	1.00E-08	1.00E-06

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

I parametri geotecnici impiegati per il rilevato stradale sono:

$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0.00 \text{ kPa}$	coesione drenata

Si individua la presenza di falda a quota 4.0m da p.c.

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

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

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

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

6.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

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

6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si

CASI DI CARICO		ISOLATORI 1			ISOLATORI 2			ISOLATORI 3			ISOLATORI 4		
Sigla	Tipologia	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI	N	Ht	HI
-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
G1	Carichi permanenti strutturali	760	0	0	496	0	0	496	0	0	760	0	0
G2	Carichi permanenti non strutturali	139	0	0	139	0	0	139	0	0	139	0	0
Q1	Carichi mobili	1220	0	0	1116	0	0	806	0	0	494	0	0
Q3	Frenamento	0	0	55	0	0	55	0	0	55	0	0	55
Q5	Vento	0	28	0	0	28	0	0	28	0	0	28	0
Q7	Azioni parassite	0	0	43	0	0	43	0	0	43	0	0	43
EX	Sisma X	0	0	82	0	0	82	0	0	82	0	0	82
EY	Sisma Y	0	82	0	0	82	0	0	82	0	0	82	0

Tabella 2 Scarichi impalcato L=30m

6.3 Azione del vento sulla pila Q5

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 BL x BT.

Si assume cautelativamente una pressione di progetto pari a $1,5\text{kN/m}^2$.

Risulta pertanto sui due lati del fusto della pila:

$q_{T,vento} = 1,5\text{kN/m}^2 \times BL = 11.40 \text{ kN/m}$ - Carico unitario in direzione trasversale all'asse del viadotto

$q_{L,vento} = 1,5\text{kN/m}^2 \times BT = 2.70 \text{ kN/m}$ - Carico unitario in direzione parallela all'asse del viadotto

6.4 Azione Sismica (Q6)

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al 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.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_o e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.4.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame viene assunta una vita nominale $V_N = 50$.

6.4.2 Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione

delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel presente progetto si considera una **classe d’uso tipo IV** con coefficiente d’uso $C_U=2$.

6.4.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.4.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l’uno in funzione dell’altro, mediante l’espressione:

	STATO LIMITE	P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})} \text{ da cui si ottiene la seguente tabella:}$$

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	60
	SLD	101
SLU	SLV	949
	SLC	1950

Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	15 di 79

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 949$ anni.

6.4.5 Caratterizzazione sismica del terreno

6.4.5.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria D**.

6.4.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Classificazione topografie superfici

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

6.4.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	<ul style="list-style-type: none"> $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$ 	<ul style="list-style-type: none"> $1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	<ul style="list-style-type: none"> $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$ 	<ul style="list-style-type: none"> $1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	<ul style="list-style-type: none"> $0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$ 	<ul style="list-style-type: none"> $1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	<ul style="list-style-type: none"> $1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$ 	<ul style="list-style-type: none"> $1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella delle espressioni per S_s e C_c

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 3: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,80$ e $C_c = 2,27$

6.4.6 Parametri sismici di calcolo

Si assumono i parametri sismici corrispondenti al tratto A3, individuato dalla “Relazione geotecnica generale” dal km 82+000 al km 89+731 con il punto P4:

latitudine = 45.159632;

longitudine = 10.784886;

a_g = 0.118 g;

F_0 = 2.559;

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	17 di 79

$$T^*c = 0.304 \text{ s.}$$

$$S = 1.80$$

$$a_{\max} = 2,081 \text{ m/s}^2.$$

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

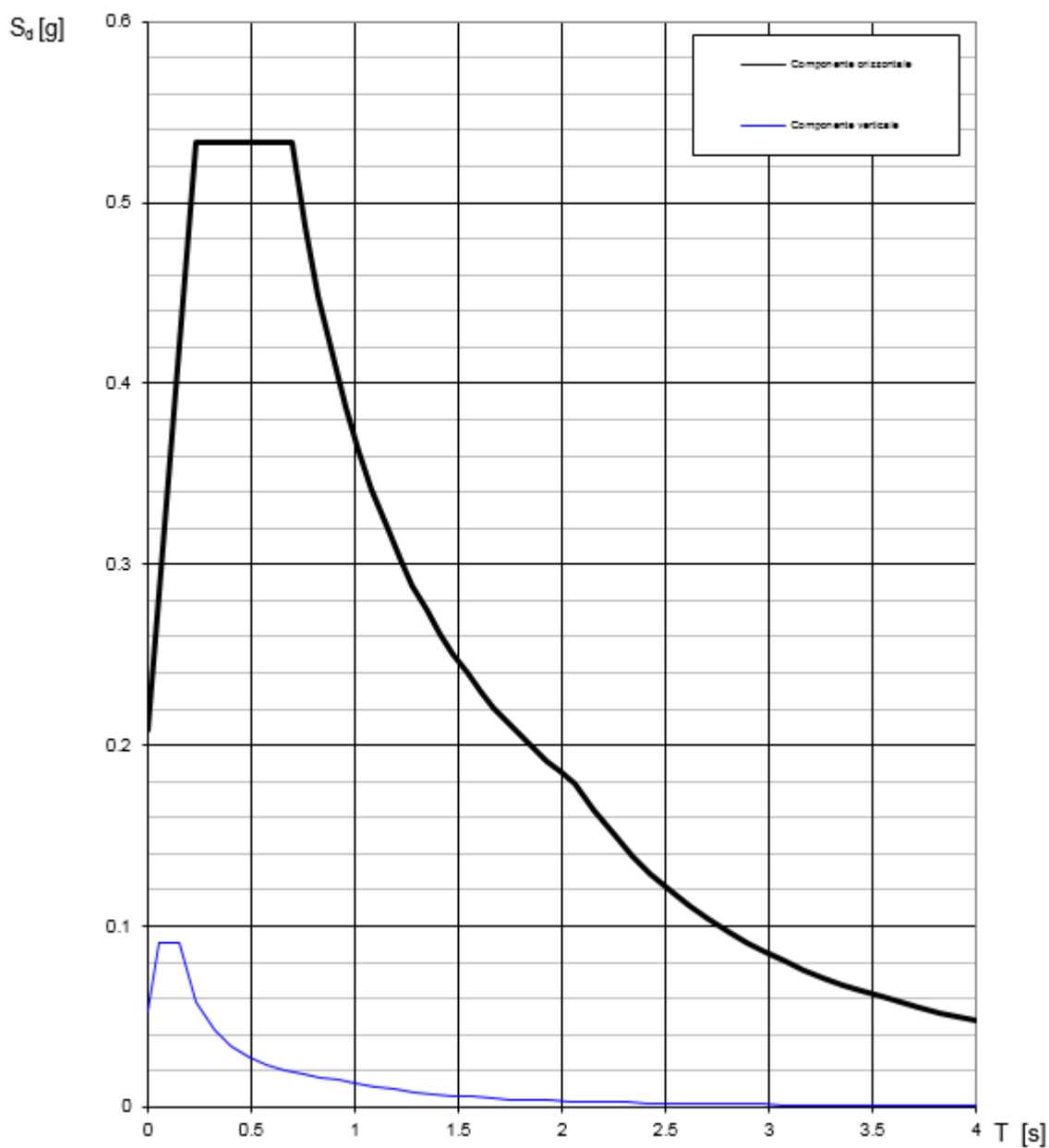


Figure 1 Spettro di progetto: grafico

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.116 g
F_2	2.565
T_c	0.306 s
S_s	1.800
C_c	2.259
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.231 s
T_c	0.692 s
T_D	2.062 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$$

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

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

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	0.208
T_B ←	0.231	0.533
T_c ←	0.692	0.533
	0.757	0.487
	0.822	0.449
	0.888	0.416
	0.953	0.387
	1.018	0.362
	1.083	0.341
	1.149	0.321
	1.214	0.304
	1.279	0.289
	1.344	0.275
	1.410	0.262
	1.475	0.250
	1.540	0.240
	1.605	0.230
	1.671	0.221
	1.736	0.213
	1.801	0.205
	1.866	0.198
	1.932	0.191
	1.997	0.185
T_D ←	2.062	0.179
	2.154	0.164
	2.247	0.151
	2.339	0.139
	2.431	0.129
	2.524	0.119
	2.616	0.111
	2.708	0.104
	2.800	0.097
	2.893	0.091
	2.985	0.085
	3.077	0.080
	3.169	0.076
	3.262	0.072
	3.354	0.068
	3.446	0.064
	3.539	0.061
	3.631	0.058
	3.723	0.055
	3.815	0.052
	3.908	0.050
	4.000	0.048

Spettro di progetto: valori

6.4.7 Applicazione del sisma

La modellazione dell'azione sismica è stata effettuata mediante un'analisi lineare dinamica.

In tal modo è stata eseguita un'analisi modale finalizzata alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione.

Gli effetti del sisma, rappresentato dallo spettro di risposta di progetto, sono stati determinati per ciascuno dei modi di vibrare considerato.

Per la definizione dello spettro di progetto è stato assunto un fattore di struttura $q=1$.

È stato considerato un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante totale è superiore all'85%.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata effettuata mediante una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

La massa sismica è calcolata secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} .$$

Per i carichi dovuti ai carichi mobili si assumerà $\psi_2 = 0.2$.

6.5 Azioni eccezionali (Q8)

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

- per $5m < d \leq 15m$
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Dove d è la distanza degli elementi esposti dall'asse del binario.

7 **COMBINAZIONI DI CARICO**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	21 di 79

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

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

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

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 3: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.1.V del DM 17.1.2018

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 4: Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.1.IV del DM 17.1.2018

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	22 di 79

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

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

Tabella 1: Combinazioni di carico SLU

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

Tabella 2: Combinazioni di carico ECC e SLV

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

Tabella 3: Combinazioni di carico SLE_RARA

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

Tabella 4: Combinazioni di carico SLE_OPERM e SLE_FREQ

8 CRITERI DI VERIFICA

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

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

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

8.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

8.1.1 Verifica a fessurazione

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

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

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

Figura 5: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018

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

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

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

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

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

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

$$w_d = 1,7 w_m$$

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

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

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

8.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

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

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

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

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

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

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

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

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

8.2 Verifiche agli stati limite ultimi

8.2.1 Sollecitazioni flettenti

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

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

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateaux ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	25 di 79

- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

8.2.2 Sollecitazioni taglianti

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

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

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

con:

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

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

e dove:

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

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

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

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

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

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

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

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

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

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

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

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

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

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

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

S è interasse tra due armature trasversali consecutive;

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

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

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

8.3 Verifiche geotecniche

Secondo le "Nuove Norme Tecniche Sulle Costruzioni – DM 17 Gennaio 2018", le verifiche di capacità portante dei pali, per quanto riguarda la combinazione sismica e statica, vengono svolte con il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II. della NTC-2018, di seguito riportata:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ_R	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.

Pertanto si ha:

$$A_{cd} \leq R_{cd}$$

dove:

A_{cd} carico assiale di compressione di progetto allo stato limite ultimo statico

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 32 05 001	REV. A	FOGLIO 27 di 79
------------------	------------------	----------------	---------------------------	-----------	--------------------

R_{cd} capacità portante di progetto allo stato limite ultimo definita riducendo il valore caratteristico $R_{c,k}$ con coefficienti che valgono 1.35 per la resistenza alla punta e 1.15 e per quella laterale.

$R_{c,k}$ valore caratteristico della capacità portante.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo è stata dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV della NTC-2018, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

8.3.1 Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro

La portata limite (Q_{LIM}) di un palo trivellato viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \tau \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot q_{s,i}$$

dove:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;

q_b = portata unitaria di base;

A_B = area di base;

D_i = diametro del concio imo di palo;

ΔH_i = altezza del concio imo di palo;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio imo di palo.

Per pali a sezione circolare, l'espressione di q_b cui si perviene è la seguente

$$q_b = N_c c + N_q q_L \quad (1)$$

dove c è la coesione e q_L il particolare valore della pressione sul piano orizzontale passante per la punta del palo; in pratica si assume $q_L = \gamma L$ con L lunghezza del palo; N_c e N_q sono fattori adimensionali, funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D . Tra N_c e N_q esiste la relazione

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi \quad (2)$$

con φ angolo d'attrito del terreno.

La resistenza laterale q_s alla generica profondità z viene valutata con l'espressione

$$q_s = q_a + \mu \cdot k \cdot \sigma_v \quad (3)$$

dove q_a è un termine di adesione indipendente dalla tensione normale, $\mu = \operatorname{tg} \delta$ è un coefficiente d'attrito terreno-palo, k è un coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale σ_v alla stessa profondità.

Nella pratica progettuale il calcolo del carico limite viene condotto in maniera diversa per terreni incoerenti e per terreni coesivi saturi.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sui risultati di prove penetrometriche standard SPT o sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

8.3.1.1 Portata unitaria di base

Terreni coesivi

In argille e limi saturi, in condizioni non drenate, il carico limite viene usualmente calcolato in termini di tensioni totali.

Per N_c è comunemente adottato il valore 9; per $\varphi_u=0$ $N_q=1$.

La resistenza alla punta vale quindi

$$q_b = 9 \cdot c_u + \gamma \cdot L$$

Terreni granulari

Per la valutazione della resistenza alla punta Q_b di pali di medio diametro si fa riferimento allo schema di mezzo omogeneo ed isotropo e a meccanismi di rottura del terreno molto diversi tra loro. A seconda del meccanismo di rottura assunto, i valori di N_q per un dato valore dell'angolo d'attrito variano in un intervallo molto ampio. Per pali infissi di medio diametro, specie in terreni mediamente addensati ($\varphi' \leq 35^\circ$) è prevalso l'uso dei valori di N_q forniti dalla teoria di Berezantzev (1961).

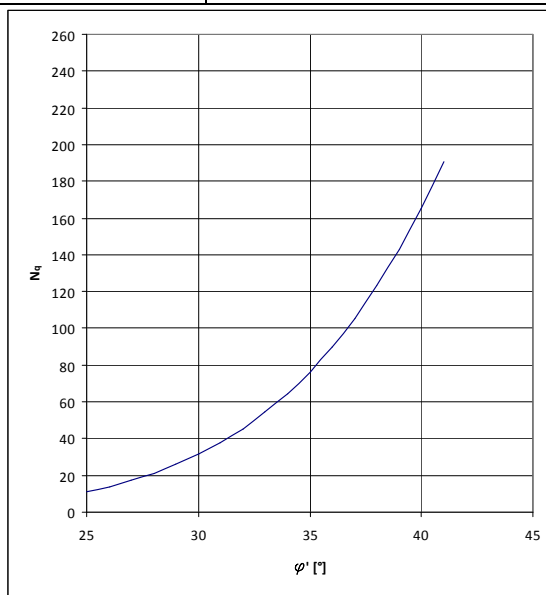


Figura 6- Valori di N_q secondo Berezantzev (1961)

8.3.1.2 Attrito laterale

Terreni coesivi

La resistenza laterale si calcola supponendo nullo il coefficiente d'attrito palo-terreno; si ottiene così l'espressione

$$q_s = q_a$$

L'adesione può essere valutata mediante i coefficienti riportati in tabella, in funzione della coesione non drenata c_u .

● MATERIALE		● c_u (kPa)	● q_a (kPa)	● q_a max (kPa)
● PALI INFISSI	● CLS	● ≤ 25	● c_u	● 120
		● $25 \div 50$	● $0.85 c_u$	
		● $50 \div 75$	● $0.65 c_u$	
		● ≥ 75	● $0.50 c_u$	
	● ACCIAIO	● ≤ 25	● c_u	● 100
		● $25 \div 50$	● $0.80 c_u$	
		● $50 \div 75$	● $0.65 c_u$	
		● ≥ 75	● $0.50 c_u$	
● IV32	● CLS	● ≤ 25	● $0.90 c_u$	● 100
		● $25 \div 50$	● $0.80 c_u$	

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	30 di 79

- | | |
|---------|-----------|
| • 50÷75 | • 0.60 cu |
| • ≥ 75 | • 0.40 cu |

Tabella 4- Valori indicativi dell'adesione q_a per pali in terreni coesivi

Terreni granulari

Per il calcolo della resistenza laterale q_s si assume $q_a = 0$.

I valori di k variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive.

In linea orientativa si è fatto riferimento ai valori empirici di k e μ riportati in tabella:

TIPO DI PALO		• Valori di k	• Valori di m
BATTUTO	Acciaio	• 0.5÷1	• $\text{tg } 20^\circ$
	Calcestruzzo prefabbricato	• 1÷2	• $\text{tg } (3/4 \phi')$
	Calcestruzzo gettato in opera	• 1÷3	• $\text{tg } \phi$
TRIVELLATO		• 0.4÷0.7 *	• $\text{tg } \phi'$

Tabella 5- Valori indicativi di k e μ per terreni incoerenti

* Decrescente con la profondità

8.3.2 *Capacità portante per carichi trasversali*

Le analisi svolte per valutare le interazioni fra il palo sollecitato da azioni laterali ed il terreno è stata utilizzata la teoria sviluppata da Broms (1964), che si basa sulle seguenti ipotesi:

- palo immerso in un terreno omogeneo
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido perfettamente plastico;
- forma della sezione trasversale del palo ininfluenza, è importante solo da dimensione d della sezione del palo.

comportamento flessione del palo di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinga il valore M_y di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una "cerniera plastica", perciò la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Si è considerata la testa del palo impedita di ruotare.

Nel caso di rottura non drenata, la resistenza viene espressa in termini di tensioni totali.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato in figura ("terreni coesivi").

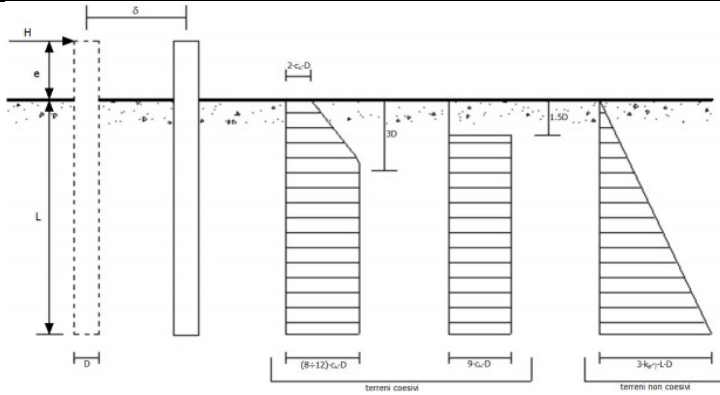


Figura 7- Diagramma di distribuzione della resistenza trasversale p.

I possibili meccanismi di rottura sono presentati in figura e possono essere indicati come rottura a palo “corto” (non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y in nessuna sezione del palo), “intermedio” (si raggiunge M_y all’attacco palo-fondazione) e “lungo” (M_y raggiunto anche in una sezione lungo il fusto).

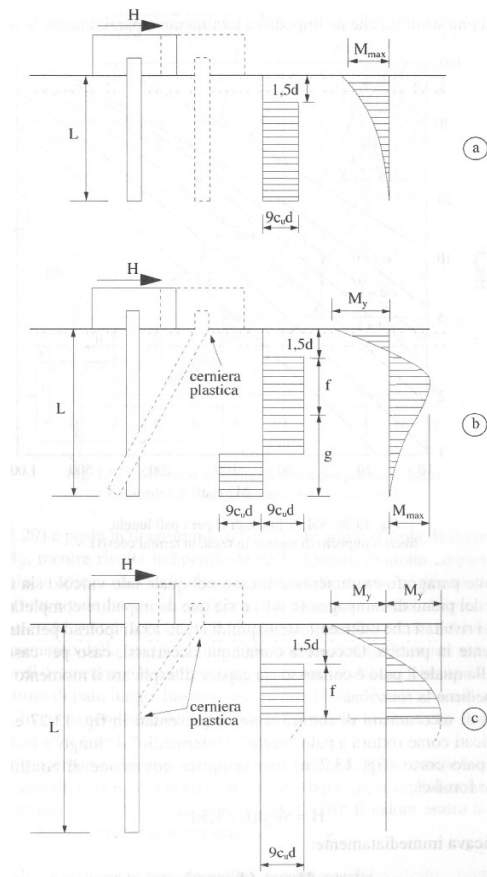


Figura 8- Rottura non drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le equazioni risolventi per il carico limite nei tre casi vengono di seguito riportate.

palo “corto”
$$\frac{H}{c_u d^2} = 9\left(\frac{L}{d} - 1.5\right);$$

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

palo “lungo”
$$\frac{H}{c_u d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36\frac{M_y}{c_u d^3}}.$$

Nel caso di rottura drenata, la resistenza viene espressa in termini di tensioni efficaci.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato ancora in Figura V (“terreni incoerenti”).

I possibili meccanismi di rottura sono presentati nella figura seguente (palo “corto”, “intermedio” e “lungo”).

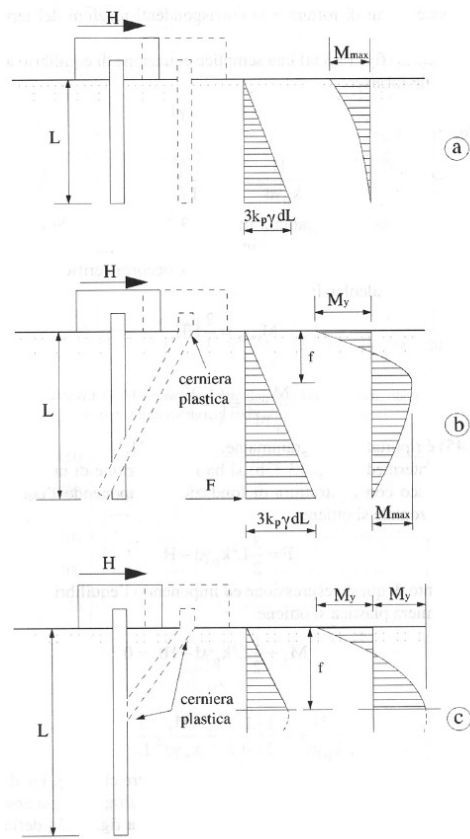


Figura 9– Rottura drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le equazioni risolventi per il carico limite drenato nei tre casi vengono di seguito riportate.

palo “corto”
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1.5\left(\frac{L}{d}\right)^2;$$

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	33 di 79

palo “intermedio”

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L};$$

- palo “lungo”

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

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo è stata dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l’utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV della NTC-2018, in funzione del numero n di verticali di indagine come nel caso del calcolo delle resistenze per pali soggetti a carichi assiali. Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali a carichi trasversali si applicano i coefficienti parziali γ_T riportati nella Tab. 6.4. VI della NTC-2018.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1,3$$

8.3.3 Calcolo dei cedimenti

Il cedimento del singolo palo è valutato come:

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

in cui

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

F_{ck} è il carico caratteristico agente

E è il modulo elastico del terreno

L è la lunghezza del palo

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

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

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

9 CRITERI DI MODELLAZIONE

9.1 Modello strutturale di analisi

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

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

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

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

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

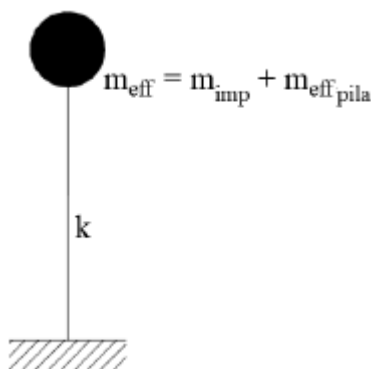


Figura 10: Modello della pila ad oscillatore semplice

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	35 di 79

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

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

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

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

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

9.2 Modellazione FEM

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

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

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

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

Gli assi di riferimento adottati sono:

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	36 di 79

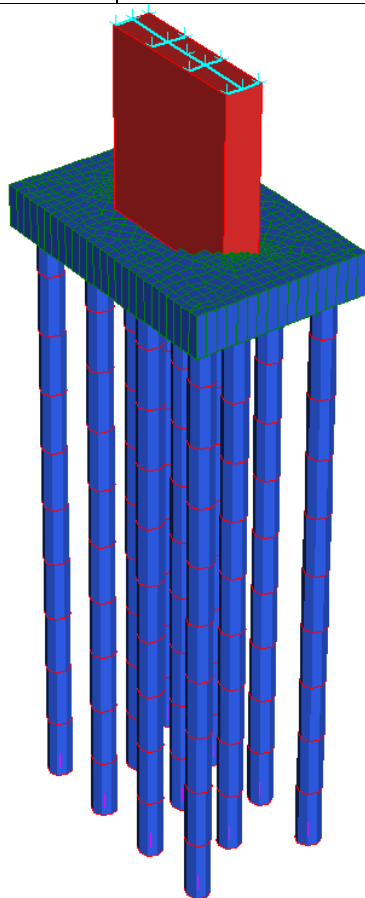


Figura 11: Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti

10 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL FUSTO

Nei paragrafi successivi si esibiscono in forma grafica le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative al fusto della pila caratterizzata dall'altezza massima fra quelle del tipo in esame che prevedono la medesima tipologia di armatura. I dati identificativi della pila di cui si mostrano le verifiche strutturali, sono sintetizzati nel prospetto di seguito.

	IV. 32	-	WBS viadotto
	P 1	-	Numero pila
Sigla geometria	A		Codice pila per tipologia geometria
H _p	8.40	m	Altezza pila

	MIN	MAX
SF1(kN)	-34	0
	[Bm.112]	[Bm.12]
SF2(kN)	-804	0
	[Bm.112]	[Bm.12]

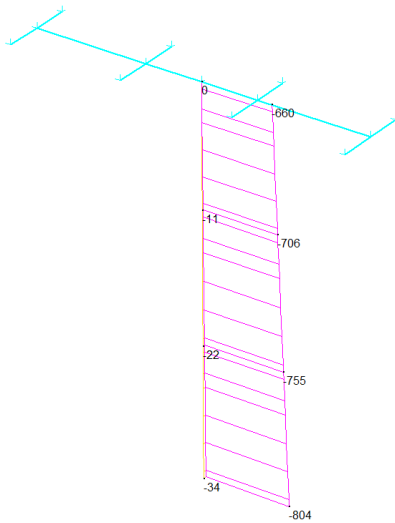


Figura 12 Diagrammi di taglio ENV SLU

	MIN	MAX
SF1(kN)	-302	2970
	[Bm.12]	[Bm.112]
SF2(kN)	-408	2740
	[Bm.12]	[Bm.112]

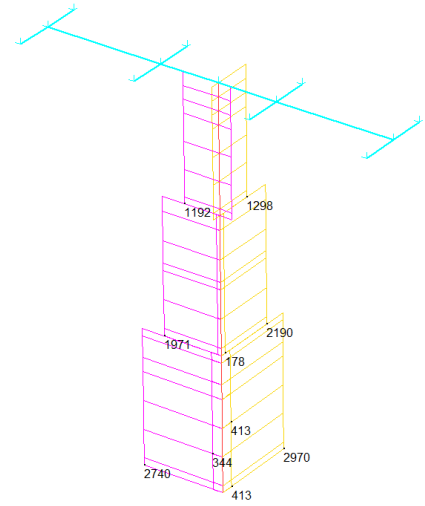


Figura 13 Diagrammi di taglio ENV SLV

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	0	143
	[Bm.12]	[Bm.112]
BM2(kN.m)	-3429	6147
	[Bm.12]	[Bm.112]

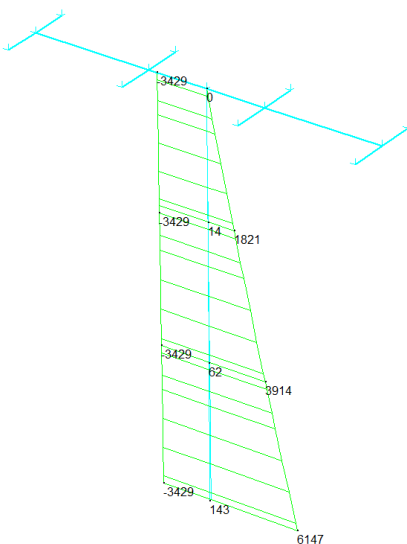


Figura 14 Diagrammi di momento ENV SLU

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-804	18256
	[Bm.113]	[Bm.112]
BM2(kN.m)	-1596	16177
	[Bm.12]	[Bm.112]

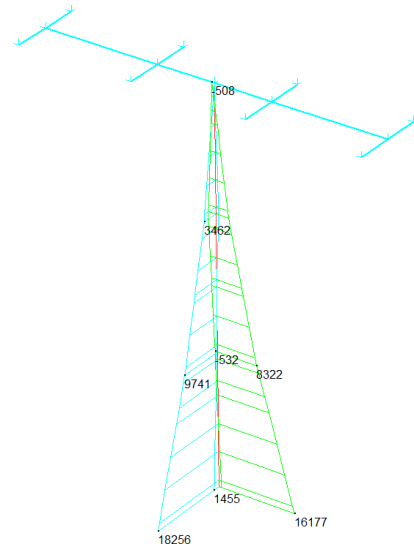


Figura 15 Diagrammi di momento ENV SLV

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	38 di 79

MIN	MAX
BM1(kN.m)	0 95
[Bm.12]	[Bm.112]
BM2(kN.m)	-2540 4098
[Bm.12]	[Bm.112]

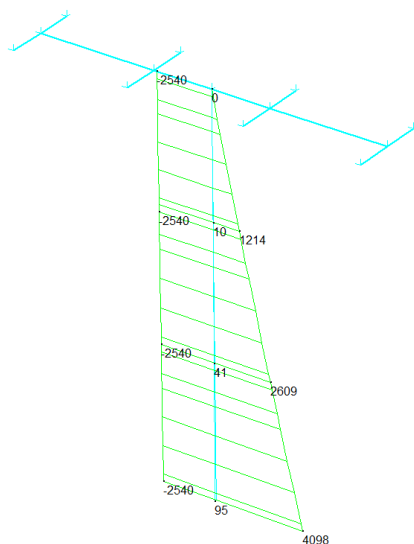


Figura 16 Diagrammi di momento ENV SLE

MIN	MAX
Force(kN)	-16876 -9600
[Bm.112]	[Bm.12]

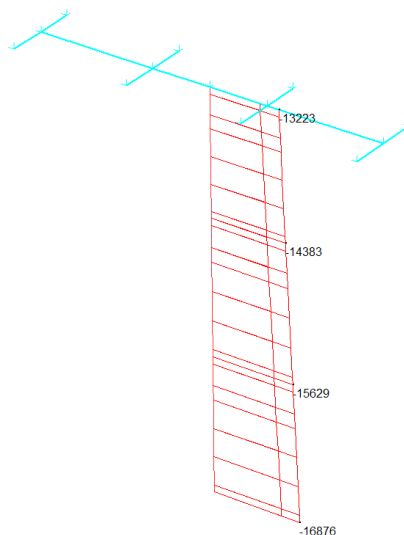


Figura 17 Diagrammi di sforzo normale ENV SLU

10.1 Verifiche del fusto

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

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

L'armatura longitudinale del fusto della pila prevede ferri distribuiti lungo il perimetro.

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

ARMATURA LONGITUDINALE FUSTO

n°strati	c (cm)	f (mm)	s_{ext} (cm)	n°tot	A_s (cm ²)	A_s/A_{cls} (%)	A_{min}/A_{cls} (%)
1	7.9	26	10	180	955.2	0.70	0.6

Armatura taglio longitudinale			Armatura taglio trasversale		
Ø	n° braccia	passo	Ø	n° braccia	passo
16	8	15	16	2	15

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

N: Sforzo normale (positivo, se di compressione)

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

V_y: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	39 di 79

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

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

Di seguito si riportano i momenti e i tagli resistenti della sezione, verificando che i valori agenti, riportati precedentemente in forma grafica, risultano inferiori. La sezione risulta pertanto verificata:

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50		
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	180.0
3	760.0	180.0
4	760.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	7.9	7.9	26
2	7.9	172.1	26
3	752.1	172.1	26
4	752.1	7.9	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	40 di 79

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	73	26
2	2	3	73	26
3	1	2	15	26
4	3	4	15	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	31100.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	129200.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	11200.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	31100.00	0.00	0.00	31117.83	0.00	1.00955.7(410.4)	
2	S	0.00	0.00	129200.00	0.00	0.00	129244.93	1.00955.7(410.4)	

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	41 di 79

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	180.0	0.00108	7.9	172.1	-0.04924	7.9	7.9
2	0.00350	760.0	180.0	0.00319	752.1	172.1	-0.02641	7.9	7.9

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000306446	-0.051660357		
2	0.000039764	0.000000000	-0.026720988		

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.46	760.0	180.0	-159.1	28.0	7.9	17860	408.8

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

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	42 di 79

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00084	0	0.500	26.0	66	0.00048 (0.00048)	417	0.199 (0.20)	15657.66	0.00

VERIFICA A TAGLIO IN DIREZIONE X (// ASSE LONGITUDINALE IMPALCATO)

SEZIONE

bw = 760 cm
h = 180 cm
c = 7.9 cm
d = h-c = 172.1 cm

MATERIALI

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

ARMATURE A TAGLIO

øst = 16
braccia = 8
øst2 = 0
braccia = 0
passo = 15 cm
(Asw / s) = 107.233 cm² / m
a = 90 ° (90° staffe verticali)

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

cot(θ) = 4.00

θ = 14.02 °

IPOTESI: 1 <= cot θ <= 2.5 Rottura bilanciata VRsd=VRcd

VRsd = 26027.66 (KN)

VRcd = 26027.66 (KN)

VRd = 26028 (KN) min(VRsd, VRcd)

VERIFICA A TAGLIO IN DIREZIONE Y (// ASSE TRASVERSALE IMPALCATO)

SEZIONE

bw = 180 cm
h = 760 cm
c = 7.9 cm
d = h-c = 752.1 cm

MATERIALI

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

ARMATURE A TAGLIO

øst = 16

IV32 - Relazione di calcolo pile	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	43 di 79

braccia = 3
 ϕ_{st2} = 0
 braccia = 0
 passo = 15 cm
 (Asw / s) = 40.212 cm² / m
 a = 90 ° (90° staffe verticali)

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

cot(q) = 3.12

q = 17.75 °

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

VRsd = 33275.87 (KN)

VRcd = 33275.87 (KN)

VRd = 33276 (KN) min(VRsd, VRcd)

11 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEI BAGGIOLI

Nei paragrafi successivi si esibiscono le sollecitazioni e le verifiche strutturali relative ai baggioli

Il dimensionamento e la verifica dell'armatura a tranciamento e di quella trasversale a fenditura dei baggioli, è stato eseguito in funzione delle massime azioni registrate sugli apparecchi di appoggio allo Stato Limite Ultimo (condizioni statiche) e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) da spettro elastico (condizioni sismiche).

11.1 Verifica pressione nel calcestruzzo

Si riporta di seguito la verifica.

VERIFICA A PRESSIONE NEL CALCESTRUZZO			
Reazione verticale dell'appoggio	P	1925	kN
Dimensione appoggio	a	0.37	m
Dimensione baggiolo	d	0.80	m
Area caricata	A _{car}	0.14	m ²
Tensione nel calcestruzzo	σ_{cls}	14.06	MPa

<	0.45f_{ck} =	14.9	MPa	Ok. Verificato
---	-----------------------------	-------------	-----	-----------------------

11.2 Verifica armatura a tranciamento

L'armatura longitudinale si dimensiona a tranciamento.

Si riporta di seguito la verifica.

DIMENSIONAMENTO ARMATURA A TRANCIAMENTO (LONGITUDINALE)			
Massimo taglio agente	T	141	kN
Tensione snervamento acciaio	f _d	391.30	MPa
Area minima	A	6.26	cm ²
Numero di bracci	n	19	-
Diametro	φ	16	mm
Area resistente	A _R	38.98624	cm ²
Fattore di sicurezza	F_s	6.23	-

11.3 Verifica armatura trasversale

L'armatura trasversale si dimensiona in base alla forza di fenditura.

Il baggiolo di dimensione d su cui è poggiato l'apparecchio di appoggio di dimensione a soggetto ad una forza P avrà un andamento delle isostatiche di compressione di questo tipo:

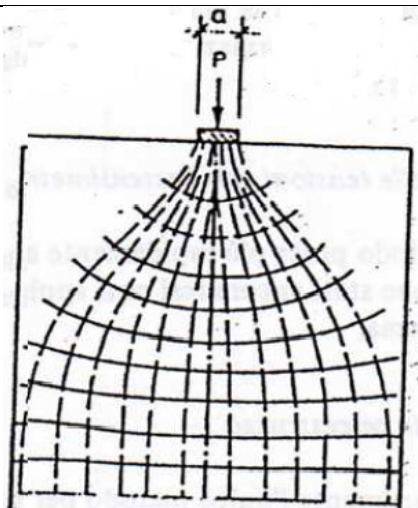


Figura 18: Andamento delle isostatiche di compressione

La curva delle tensioni di trazione trasversale σ_y risulta essere quella riportata nella Figura di seguito.

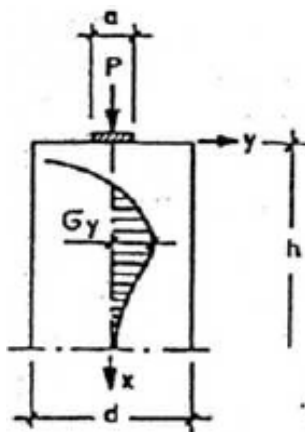


Figura 19: Curva delle tensioni di trazione trasversale σ_y

Con l'area delle tensioni di trazione si ottiene la forza di fenditura $T = \int \sigma_y dx$ con la quale si deve dimensionare l'armatura. Tale forza è pari a:

$$T = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right)$$

Di seguito si esibisce la verifica dell'armatura resistente alla massima forza di fenditura.

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	46 di 79

DIMENSIONAMENTO ARMATURA TRASVERSALE			
Massima forza di fenditura	F_{fend}	259	kN
Tensione snervamento acciaio	f_d	391.30	MPa
Area minima	A	6.61	cm ²
Diametro	ϕ	16	mm
Altezza utile di disposizione dell'armatura	h	15	cm
Passo	s	10.0	cm
Area resistente	A_R	8.04	cm ²
Dimensione baggiolo	d	0.80	m
Dimensione appoggio	a	0.37	m
Rapporto d/a	d/a	2.16	-
Altezza baggiolo	x	0.25	m
Rapporto x/d	x/d	0.31	-
Fattore di sicurezza	Fs	1.22	-

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

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

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

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PLINTO DI FONDAZIONE

Sigla plinto	F1	-	Tipologia plinto per geometria
g	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f _{ck}	25	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
B _T	13.20	m	Dimensione plinto in pianta
B _L	8.60	m	Dimensione plinto in pianta
s	2.0	m	Spessore del plinto
S _{terr}	1.0	m	Spessore medio ricoprimento

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PALI DI FONDAZIONE

g	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
f _{ck}	25	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
n	11	-	Numero pali
f	1200	mm	Diametro pali

12.1 Criteri di calcolo

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

In condizione sismica, invece, secondo quanto prescritto nel par.7.2.5 del DM 17.1.2018, per le strutture progettate in CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B".

Nel caso in esame si assume l'ipotesi di comportamento non dissipativo e si assumono le relative sollecitazioni trasmesse dagli elementi soprastanti in campo elastico.

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	48 di 79

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).

Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

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

La valutazione degli spostamenti e delle sollecitazioni del palo è stata condotta mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti "Sap2000" della Computer and Structures Inc., considerando il palo immerso nel terreno e soggetto all'azione dei carichi orizzontali e verticali derivanti dalla struttura in elevazione.

Il terreno è stato schematizzato mediante una distribuzione di molle di diversa rigidezza a seconda del tipo di terreno che il palo attraversa. In particolare, il palo è stato modellato con elementi di tipo "frame"; su ciascuna asta è stata applicata una di distribuzione lineare di molle con comportamento elastico lineare, con pari rigidezza nelle due direzioni ortogonali.

Per maggiori dettagli riguardanti l'individuazione della rigidezza orizzontale delle molle utilizzate nella modellazione agli elementi finiti, si rimanda a quanto esposto nel paragrafo successivo. In particolare, il valore della rigidezza delle molle, nel caso di comportamento coesivo dei terreni, è costante con la profondità, mentre per terreni granulari è considerata variabile con la profondità.

12.1.1 Calcolo del modulo di reazione orizzontale del terreno

Per terreni granulari i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), sono stati valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \quad [\text{kPa}]$$

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella tabella seguente (cfr. Reese et al., 1974 e Elson, 1984)

z = profondità dal piano campagna originario.

Nel caso in esame, è possibile determinare tale parametro tramite la teoria di Vesic, esprimendo il modulo di sottofondo k_h in funzione dei parametri elastici della massa E_t e ν_t con la relazione seguente:

$$k_h = \left(\frac{E_t}{D_p} \right) \times 12 \sqrt{\frac{E_t \times D^4}{E_p J_p}} \times \left(\frac{0.65}{1 - \nu_t^2} \right) \quad \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$$

Nel caso di pali di fondazione posizionati in cresta ad una scarpata naturale o artificiale, i moduli di reazione orizzontali saranno ridotti di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un piano di campagna con inclinazione pari alla pendenza della scarpata e lo stesso parametro calcolato per un piano di campagna orizzontale.

In particolare, noto il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna orizzontale dalla formula:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)}$$

e calcolando il coefficiente di spinta passiva nel caso di piano campagna con inclinazione ω nel modo seguente:

$$K_{p-w} = \frac{\cos(\omega) + \sqrt{\cos(\omega)^2 - \cos(\varphi)^2}}{\cos(\omega) - \sqrt{\cos(\omega)^2 - \cos(\varphi)^2}}$$

si ricava il coefficiente di riduzione delle molle orizzontali per la presenza della scarpata dal rapporto dei due coefficienti di spinta passiva appena descritti:

$$\eta = \frac{K_{p-w}}{K_p}$$

Tale coefficiente di riduzione viene applicato fino ad una quota di 5 m dal piano di posa della fondazione. Per profondità superiori l'inclinazione della scarpata viene considerata ininfluenza ai fini del calcolo della rigidità delle molle orizzontali del terreno.

Nel caso di comportamento granulare del terreno, il valore della rigidità K_{orizz} della molla orizzontale alla generica profondità z risulterà pari a

$$K_{orizz}(z) = \eta \cdot E(z) \cdot d = \eta \cdot k_{hi} \cdot z \cdot d \quad \left[\frac{kN}{m} \right]$$

dove d è il diametro del palo di fondazione.

Nel caso di comportamento coesivo dei terreni, il modulo elastico del terreno viene calcolato con la seguente formula:

$$E_{coesivo} = 400 \cdot c_u \quad [kPa]$$

dove c_u rappresenta la coesione non drenata minima del terreno considerato. In questo caso il valore della rigidità della molla è costante con la profondità ed è soggetto anch'esso alla riduzione dovuta all'eventuale inclinazione della scarpata.

In questo caso il valore della rigidità della molla risulterà pari a

$$K_{orizz_coesivo} = \eta \cdot E_{coesivo} \cdot d \quad \left[\frac{kN}{m} \right]$$

12.2 Sollecitazioni agenti

Plate Moment:xx (kN.m/m)

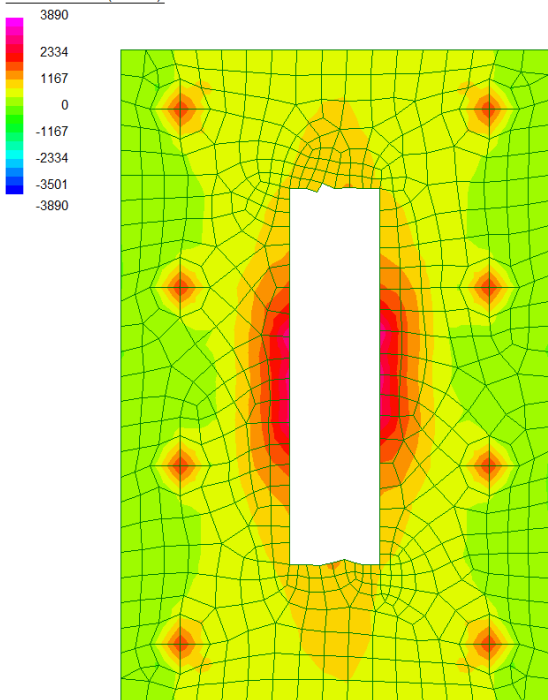


Figura 20 Momenti in direzione longitudinale ENV SLU/SLV

Plate Moment:xx (kN.m/m)

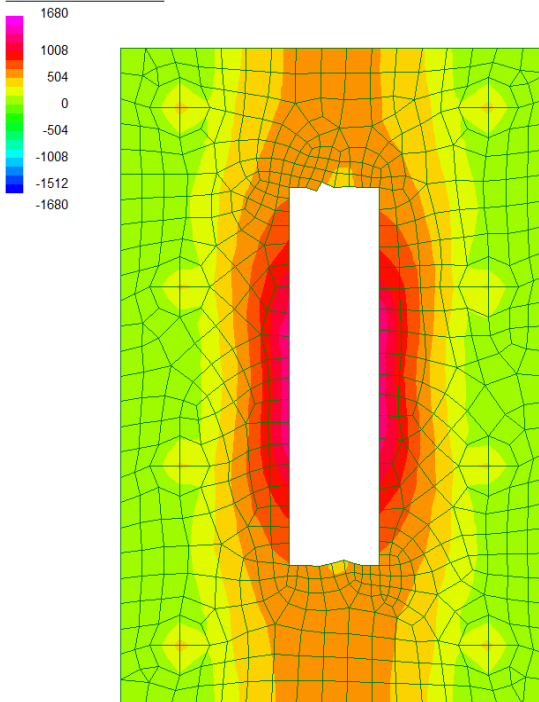


Figura 21 Momenti in direzione longitudinale ENV SLE

Plate Moment:yy (kN.m/m)

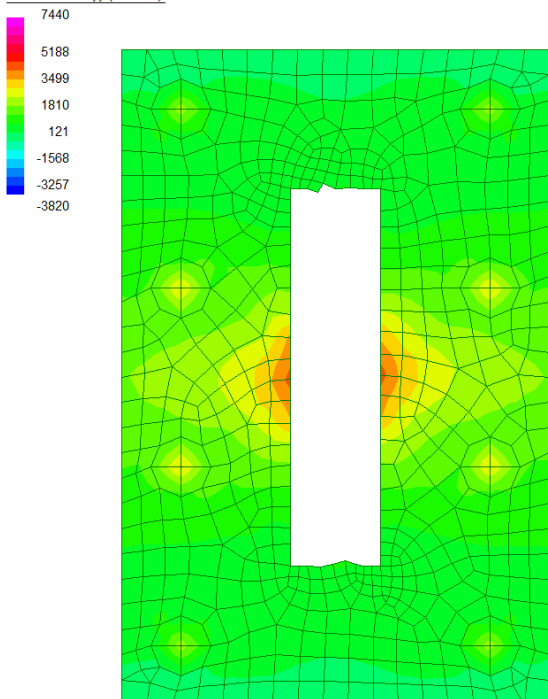


Figura 22 Momenti in direzione trasversale ENV SLU/SLV

Plate Moment:yy (kN.m/m)

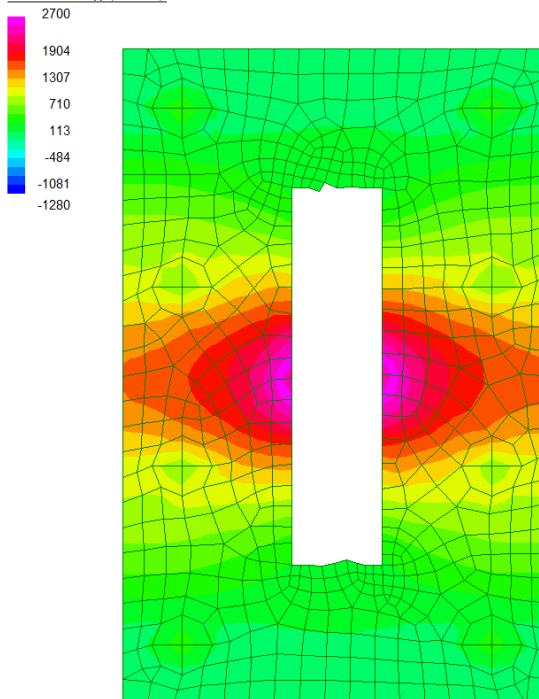


Figura 23 Momenti in direzione trasversale ENV SLE

Plate Force: xz (kN/m)

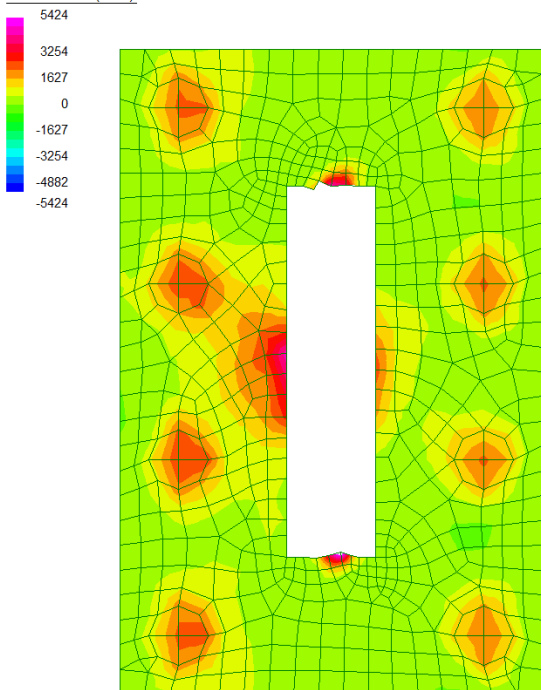


Figura 24 Taglio in direzione yz ENV SLU/SLV

Plate Force: yz (kN/m)

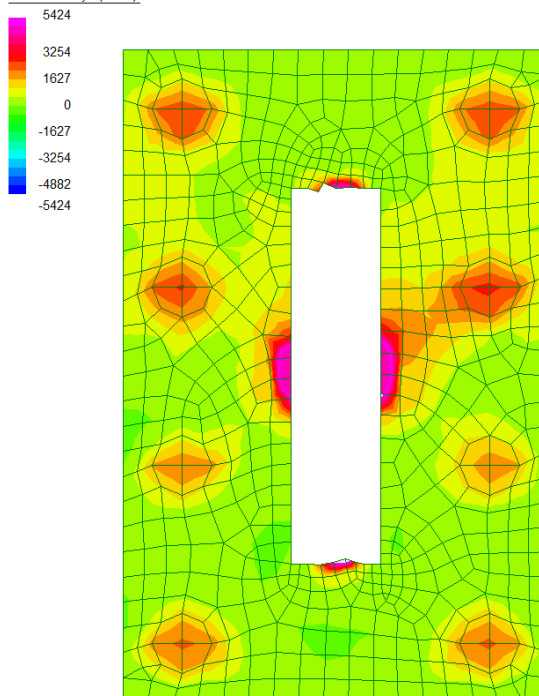


Figura 25 Taglio in direzione xz ENV SLU/SLV

Pali di fondazione		N_{min}	N_{max}	M	T
D=1.2m		[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
SLU/SLV	SLU	3141	3262	198	74
	SLV	2108	4082	1897	694
SLE	RARA	2295	2384	133	-
	FREQ	2143	2302	27	-
	QPERM	2040	2073	2	-

12.3 Verifiche strutturali

12.3.1 Plinto di fondazione

Una sintesi delle caratteristiche dell'armatura longitudinale e a taglio previste è esibita nei prospetti di seguito. Il numero totale dei ferri fa riferimento ad una sezione di larghezza pari a 1m.

ARMATURA		
Armatura // asse longitudinale	Armatura // asse trasversale	Armatura taglio
Arm. tesa	Arm. tesa	Ø16/20x20
10Ø26	10Ø26+10Ø26	
Arm. Compresa	Arm. Compresa	
10Ø26	10Ø26	

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	52 di 79

Di seguito si riportano i momenti e i tagli resistenti della sezione, verificando che i valori agenti, riportati precedentemente in forma grafica, risultano inferiori. La sezione risulta pertanto verificata.

12.3.1.1 Armatura // asse longitudinale dell'impalcato

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.110	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31447.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	136.95	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

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

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C25/30

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

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.1	6.9	26
2	-43.1	193.1	26
3	43.1	193.1	26
4	43.1	6.9	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	53 di 79

N°Barre
Ø Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Diametro in mm delle barre della generazione

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

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	3890.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-3890.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	1680.00	0.00
2	0.00	-1680.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	1680.00 (2060.09)	0.00 (0.00)
2	0.00	1680.00 (2060.09)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	54 di 79

1	0.00	1500.00 (2060.09)	0.00 (0.00)
2	0.00	-1500.00 (-2060.09)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	3890.00	0.00	0.00	3900.36	0.00	1.00	53.1(28.6)
2	S	0.00	-3890.00	0.00	0.00	-3900.36	0.00	1.00	53.1(28.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00348	0.049	-50.0	200.0	0.00094	-43.1	193.1	-0.06750	-43.1	6.9
2	0.00348	0.049	-50.0	0.0	0.00094	-43.1	6.9	-0.06750	-43.1	193.1

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000367563	-0.070036185	0.049	0.700
2	0.000000000	-0.000367563	0.003476437	0.049	0.700

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	55 di 79

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.32	-50.0	200.0	-175.2	33.5	6.9	1700	53.1
2	S	3.32	-50.0	0.0	-175.2	33.5	193.1	1750	53.1

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00092	0	0.500	26.0	56	0.00058 (0.00053)	332	0.193 (0.20)	2060.09	0.00
2	S	-0.00092	0	0.500	26.0	56	0.00057 (0.00053)	336	0.193 (0.20)	-2060.09	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.32	-50.0	200.0	-175.2	33.5	6.9	1700	53.1
2	S	3.32	-50.0	200.0	-175.2	33.5	6.9	1700	53.1

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00092	0	0.500	26.0	56	0.00058 (0.00053)	332	0.193 (0.20)	2060.09	0.00
2	S	-0.00092	0	0.500	26.0	56	0.00058 (0.00053)	332	0.193 (0.20)	2060.09	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.96	-50.0	200.0	-156.4	4.8	6.9	1700	53.1
2	S	2.96	-50.0	0.0	-156.4	33.5	193.1	1750	53.1

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00082	0	0.500	26.0	56	0.00059 (0.00047)	332	0.194 (0.20)	2060.09	0.00

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	56 di 79

2	S	-0.00082	0	0.500	26.0	56	0.00058 (0.00047)	336	0.195 (0.20)	-2060.09	0.00
---	---	----------	---	-------	------	----	-------------------	-----	--------------	----------	------

12.3.1.2 Armatura // asse trasversale dell'impalcato

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -

Classe:	C25/30
Resis. compr. di progetto fcd:	14.110 MPa
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
Def.unit. ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	31447.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	136.95 daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -

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

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C25/30

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

DATI BARRE ISOLATE

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	57 di 79

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

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

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-3820.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	7440.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-1280.00	0.00
2	0.00	2700.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-1280.00 (-2119.39)	0.00 (0.00)
2	0.00	2700.00 (2252.02)	0.00 (0.00)

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	58 di 79

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-1200.00 (-2119.39)	0.00 (0.00)
2	0.00	2300.00 (2252.02)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-3820.00	0.00	0.00	-3844.32	0.00	1.01	53.1(28.2)
2	S	0.00	7440.00	0.00	0.00	7442.48	0.00	1.00	106.2(28.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.069	-50.0	0.0	0.00097	-40.5	9.5	-0.04731	-40.5	190.5
2	0.00350	0.103	-50.0	200.0	0.00180	-40.5	190.5	-0.03051	-40.5	9.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000266732	0.003500000	0.069	0.700

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	59 di 79

2	0.000000000	0.000178538	-0.032207653	0.103	0.700
---	-------------	-------------	--------------	-------	-------

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.35	50.0	0.0	-135.6	31.5	190.5	2400	53.1
2	S	4.44	-50.0	200.0	-152.2	-13.5	9.5	3050	106.2

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00072	0	0.500	26.0	82	0.00041 (0.00041)	479	0.195 (0.20)	-2119.39	0.00
2	S	-0.00082	0	0.500	26.0	82	0.00049 (0.00046)	406	0.199 (0.20)	2252.02	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.35	50.0	0.0	-135.6	31.5	190.5	2400	53.1
2	S	4.44	-50.0	200.0	-152.2	-13.5	9.5	3050	106.2

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00072	0	0.500	26.0	82	0.00041 (0.00041)	479	0.195 (0.20)	-2119.39	0.00
2	S	-0.00082	0	0.500	26.0	82	0.00049 (0.00046)	406	0.199 (0.20)	2252.02	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.20	50.0	0.0	-127.1	31.5	190.5	2350	53.1
2	S	3.78	-50.0	200.0	-129.6	4.5	9.5	3000	106.2

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	60 di 79

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00068	0	0.500	26.0	82	0.00038 (0.00038)	474	0.181 (0.20)	-2119.39	0.00
2	S	-0.00069	0	0.500	26.0	82	0.00047 (0.00039)	404	0.190 (0.20)	2252.02	0.00

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	61 di 79

12.3.1.3 Verifica a taglio e punzonamento

SEZIONE

$bw = 100 \text{ cm}$
 $h = 200 \text{ cm}$
 $c = 9.5 \text{ cm}$
 $d = h - c = 190.5 \text{ cm}$

MATERIALI

$f_{ywd} = 391.30 \text{ MPa}$
 $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 $g_c = 1.5$
 $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.9 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / g_c = 14.11 \text{ MPa}$

ARMATURE A TAGLIO

$\varnothing_{st} = 16$
 $braccia = 5$
 $\varnothing_{st2} = 0$
 $braccia = 0$
 $passo = 20 \text{ cm}$
 $(A_{sw} / s) = 50.265 \text{ cm}^2 / m$
 $a = 90^\circ \text{ (} 90^\circ \text{ staffe verticali)}$

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot q$

$\cot(q) = 1.61$

$q = 31.87^\circ$

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

$V_{Rsd} = 5423.84 \text{ (KN)}$

$V_{Rcd} = 5423.84 \text{ (KN)}$

$V_{Rd} = 5424 \text{ (KN)}$

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

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	62 di 79

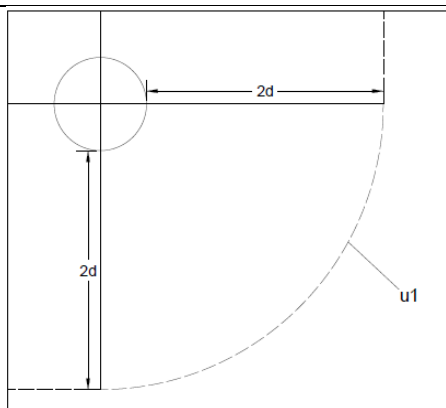


Figura 26: Perimetro di verifica di base per punzonamento nel caso di palo d'angolo

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

D	=	1200	mm		
Hp (piastra)	=	2000	mm		
cx (copriferro asse)	=	69	mm		
cy (copriferro asse)	=	95	mm		
dx	=	Hp-cx	=	1931	mm
dy	=	Hp-cy	=	1905	mm
deff (altezza utile media)	=	(dx+dy)/2	=	1918	mm
d1x (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
d1y (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
u1 (perimetro di verifica)	=	$((2\pi((D/2)+2deff))/4)+d1x+d1y$	=	9364.5	mm

TIPOLOGIA COLONNA

UBICAZIONE		A
β	=	1.5

MATERIALI

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

ARMATURE LONGITUDINALI PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	63 di 79

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO

SFORZO NORMALE PALO	$V_{Ed} =$	677	(KN)
MOMENTO FLETTENTE RISULTANTE	$M_{yEd} =$	0	(KNm)
SFORZO NORMALE PIASTRA	$N_{ed} =$	0	(KN)

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

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

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

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

□

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

$V_{Rd,c}$	=	0.30	(MPa)	$V_{min+0.15\sigma_{cp}} =$	0.27	(MPa)
$V_{Rd,c}$	=	0.30	(MPa)	resistenza a taglio cls non armato		
Esito verifica	=	OK. Verifica a punzonamento soddisfatta				
Fattore di sicurezza FS =	$V_{Rd,c} / V_{Ed}$	5.34				

VERIFICA A RIDOSSO DELLA COLONNA

u ₀	=	3770	mm	perimetro di verifica
v _{0ed}	=	0.14	Mpa	tensione tang. a ridosso colonna
ν	=	0.54		coeff.di riduz. resist. cls fessurato
v _{rdmax}	=	3.81	Mpa	
Esito verifica	=	Verifica positiva		
Fattore di sicurezza FS =	$V_{Rd,max} / V_{0Ed}$	27.13		

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	64 di 79

12.3.2 Pali

I pali saranno armati con uno strato di 32 Ø32 e con una spirale Ø12/10, necessari per soddisfare la verifica del carico limite orizzontale. Tale armatura costituisce la prima gabbia e si estende per 15 metri. La successiva gabbia sarà realizzata con un'armatura costituita da 20Ø32, fino a 26m dalla testa del palo, superiore al limite normativo del 1% dell'area di calcestruzzo per uno sviluppo di almeno 10 diametri.

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

Si riassume di seguito l'armatura adottata.

ARMATURA LONGITUDINALE PALI							
D (m)	n°strati	c (cm)	n°	f (mm)	A_s (cm ²)	A_s/A_{cls} (%)	A_{min}/A_{cls} (%)
1.2	1	8.8	32	32	257.4	2.3	1.0

ARMATURA TRASVERSALE PALI (SPIRALE)			
nb	f (mm)	s (cm)	$A_{v,st}/s$ (cm ² /m)
2	12	10	22.61

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	65 di 79

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

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	51.2	32	32

ARMATURE A TAGLIO

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

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2108.00	1897.00	0.00	694.00	0.00
2	3141.00	198.00	0.00	74.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	2295.00	133.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	66 di 79

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2108.00	1897.00	0.00	2107.95	3955.78	0.00	2.09	212.1(33.9)
2	S	3141.00	198.00	0.00	3141.01	4128.61	0.00	20.85	212.1(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00280	0.0	51.3	-0.00548	0.0	-51.3
2	0.00350	0.0	60.0	0.00286	0.0	51.3	-0.00465	0.0	-51.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.00000000	0.000080640	-0.001338423	----	----
2	0.00000000	0.000073193	-0.000891587	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezi. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	67 di 79

A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proiettata sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	694.00	2415.58	1770.40	93.7 80.0	109.3	2.500	1.132	8.9	22.6(0.0)
2	S	74.00	2503.66	1728.28	93.4 78.1	109.8	2.500	1.196	1.0	22.6(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.15	0.0	0.0	16.8	0.0	-51.3	----	----

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

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

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

12.4 Verifiche geotecniche

12.4.1 Verifiche di capacità portante

Si considerano i carichi verticali agenti in testa al singolo palo, compreso il peso proprio del palo stesso, considerando un peso specifico del CLS pari a 15 kN/m^3 , dovuto alla presenza di falda già apiano campagna.

Si riportano entrambe le verifiche in condizioni drenate e non drenate per il carico assiale totale ottenuto dal modello FEM e riportato in tabella al paragrafo 12.2.

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

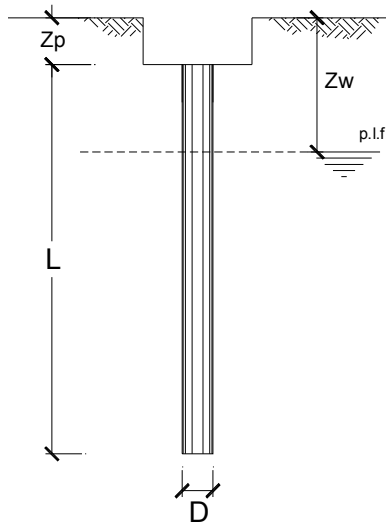
CANTIERE: -

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A_p):	1.131	(m^2)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z_w):	4.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	4082	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		Lpalo =	26.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
		γ_G	γ_Q			
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 (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m^3)	c'_{med} (kPa)	ϕ'_{med} ($^\circ$)	$c_{u \text{ med}}$ (kPa)
1	0.50	WA1/WS1	19.00			30.0
2	7.50	WRA2	19.00			65.0
3	18.00	RS2	19.00	0.0	34.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.60
0.44	0.67		

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NM25 03 D 26 CL IV 32 05 001 A 69 di 79

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	Φ'_{min} (°)	$C_{u min}$ (kPa)
1	0.50	WA1/WS1	19.00			30.0
2	7.50	WRA2	19.00			65.0
3	18.00	RS2	19.00	0.0	34.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.60
0.44	0.67		

RISULTATI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	0.50	WA1/WS1	45.2					45.2				
2	7.50	WRA2	1102.7					1102.7				
3	18.00	RS2	4438.8	14.40	0.00	4334.7	4902.4	4438.8	14.40	0.00	4334.7	4902.4

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 4082.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal med} = 4902.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal med} = 5586.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal med} = 10489.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;cal min} = 4902.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal min} = 5586.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal min} = 10489.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;cal med}/\xi_3 ; R_{b;cal min}/\xi_4) = 2971.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;cal med}/\xi_3 ; R_{s;cal min}/\xi_4) = 3385.9 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 6357.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 5145.1 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.26$$

IV32 - Relazione di calcolo pile

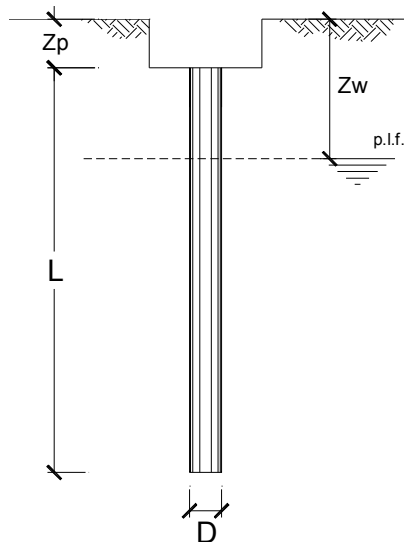
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	70 di 79

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO
CANTIERE: -

OPERA:
DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A _p):	1.131	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	4.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	4082	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L _{palo} =	26.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz	
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	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 (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	C _{u med} (kPa)
1	0.50	WA1/WS1	19.00	0.0	25.0	
2	7.50	WRA2	19.00	0.0	25.0	
3	18.00	RS2	19.00	0.0	34.0	

Coefficienti di Calcolo

k	μ	a	α
0.58	0.47		
0.58	0.47		
0.44	0.67		

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NM25 03 D 26 CL IV 32 05 001 A 71 di 79

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	ϕ'_{min} (°)	$C_{u min}$ (kPa)
1	0.50	WA1/WS1	19.00	0.0	25.0	
2	7.50	WRA2	19.00	0.0	25.0	
3	18.00	RS2	19.00	0.0	34.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.58	0.47		
0.58	0.47		
0.44	0.67		

RISULTATI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
1	0.50	WA1/WS1	31.3					31.3					
2	7.50	WRA2	799.9					799.9					
3	18.00	RS2	4438.8	14.40	0.00	4334.7	4902.4	4438.8	14.40	0.00	4334.7	4902.4	

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 4082.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal med} = 4902.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal med} = 5270.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal med} = 10172.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;cal min} = 4902.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal min} = 5270.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal min} = 10172.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;cal med}/\xi_3; R_{b;cal min}/\xi_4) = 2971.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;cal med}/\xi_3; R_{s;cal min}/\xi_4) = 3194.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 6165.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 4978.2 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.22$$

12.4.2 Verifiche del carico limite orizzontale

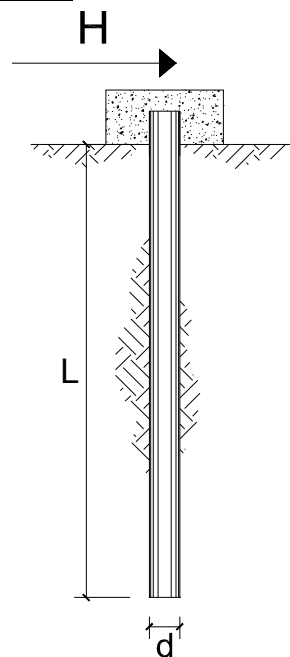
Si riportano entrambe le verifiche in condizioni drenate e non drenate per il carico trasversale totale ottenuto dal modello FEM e riportato in tabella al paragrafo 12.2. In funzione delle condizioni locali del terreno si considera l'effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo η della capacità portante pari a 0.80.

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

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.40	1.00

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

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

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)

Raggio = 600 (mm)

Sforzo Normale = 440.7 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

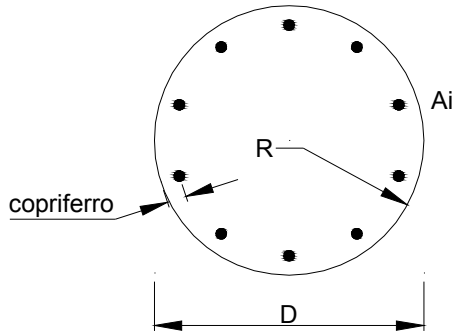
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

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



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

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

E_s = 206000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
32	ϕ 32	25736	88
	ϕ 0	0	80
0	ϕ 0	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 4203.6$ (kN m)

Inserisci

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	74 di 79

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	26.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	4203.61	(kN m)		
Coesione non drenata	C _{u med} =	65.00	(kPa)	C _{u min} =	65.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	C _{u med,d} =	65.00	(kPa)	C _{u min,d} =	65.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	834	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

H1 _{med} =	16988.40	(kN)	H1 _{min} =	16988.40	(kN)
---------------------	----------	------	---------------------	----------	------

Palo intermedio:

H2 _{med} =	6585.51	(kN)	H2 _{min} =	6585.51	(kN)
---------------------	---------	------	---------------------	---------	------

Palo lungo:

H3 _{med} =	2397.06	(kN)	H3 _{min} =	2397.06	(kN)
---------------------	---------	------	---------------------	---------	------

H _{med} =	2397.06	(kN)	palo lungo	H _{min} =	2397.06	(kN)	palo lungo
--------------------	---------	------	------------	--------------------	---------	------	------------

$$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4) = 1452.76 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 1117.51 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 834.00 \text{ (kN)}$$

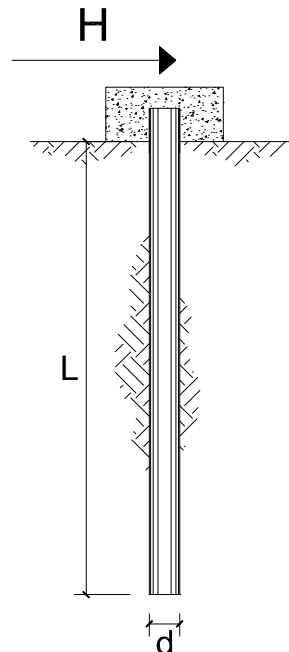
$$FS = H_d / F_d = 1.34$$

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

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T	
			γ_G	γ_Q			
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	
definiti dal progettista			○	1.30	1.50	1.25	1.00

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

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

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

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

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	76 di 79

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	26.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	4203.61	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	29.50	(°)	φ'_{min} =	25.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	29.50	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	25.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi')/(1-\sin\varphi')$)	$k_{p_{med}}$ =	2.94	(-)	$k_{p_{min}}$ =	2.46 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	9.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	834	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 32199.74 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 26982.80 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 10894.92 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 9155.94 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 1964.58 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 1852.17 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 1964.58 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 1852.17 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1190.66 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 915.89 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 834.00 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.10$$

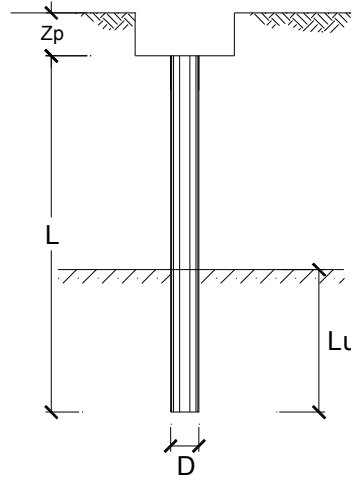
12.4.3 Valutazione dei cedimenti

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: 0

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)
 Carico sul palo (P): 2834.0 (kN)
 Lunghezza del Palo (L): 26.00 (m)
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 18.00 (m)
 Modulo di Deformazione (E): 60.00 (MPa)
 Numero di pali della Palificata (n): 11 (-)
 Spaziatura dei pali (s): 3.6 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

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

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D) = 1.68 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 4.40 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

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

Coefficiente di Gruppo

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

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1.234$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 11 * 0.49 * 4.40 = 23.73 \quad (\text{mm})$$

13 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PER AZIONI ECCEZIONALI

Nei prospetti riportati di seguito si fornisce una sintesi del calcolo delle sollecitazioni indotte sulla pila dalle azioni eccezionali dovute all'urto da traffico ferroviario sulle sottostrutture.

La valutazione è stata effettuata in corrispondenza della sezione di spicco della pila (quota estradosso plinto). I calcoli esibiti sono relativi alle pile di riferimento, di cui si sono mostrate in precedenza le verifiche strutturali.

Combinazioni di carico	SOLLECITAZIONI BASE PILA P1-P4				
	N	Ht	HI	Mt	MI
-	kN	kN	kN	kNm	kNm
ECC_1	-9697	0	-750	0	-1350
ECC_2	-9697	-2000	0	-3600	0

Le due combinazioni non risultano dimensionanti per la sezione di spicco della pila, in quanto le sollecitazioni risultano inferiori a quelle indotte dal sisma.

Di conseguenza anche gli effetti delle azioni eccezionali sul sistema di fondazione risultano meno gravosi di quelli prodotti dalle combinazioni statiche e sismiche verificate in precedenza.

IV32 - Relazione di calcolo pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 32 05 001	A	79 di 79

14 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Elemento	Spessore [m]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Spilli				Sommano [kg]	Incidenza di progetto [kg/m ³]
		Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]	Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]	Diametro [mm]	Maglia [cmxcm]	N°	Peso [kg/m]		
Fondazione	2.00	Lato teso	26	10	83.36	Lato teso	26	20	125.04	16	20x20	25	39.45	331.21	200
		Lato compr.	26	10	41.68	Lato compr.	26	10	41.68						

Elemento	Volume [m ³]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Sommano [kg]	Incidenza di progetto [kg/m ³]
		Diametro [mm]	Passo [cm]	N°	Peso [kg/m ³]	N°	Diametro [mm]	Passo [cm]	Peso [kg/m ³]		
Fusto	13.68	26	10	180	750.24	8	16	15	168.32	1076.36	100
						3	16	15	157.8		

Elemento	Diametro [m]	Armatura verticale				Armatura a taglio			Incidenza di progetto [kg/m ³]
		Gabbia	Diametro [mm]	N°	L [m]	Diametro [mm]	Passo [m]	Peso [kg]	
Pali	1.2	Gabbia 1	32	32	15	12	0.10	4584.98	190
		Gabbia 2	32	20	11	12	0.20		