

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	<del>D. Scamano</del> 	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

	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV32 - Relazione di calcolo pile	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>Armatura // asse longitudinale dell'impalcato</i> .....						52
12.3.1.2	<i>Armatura // 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 <sup>2</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]	[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.

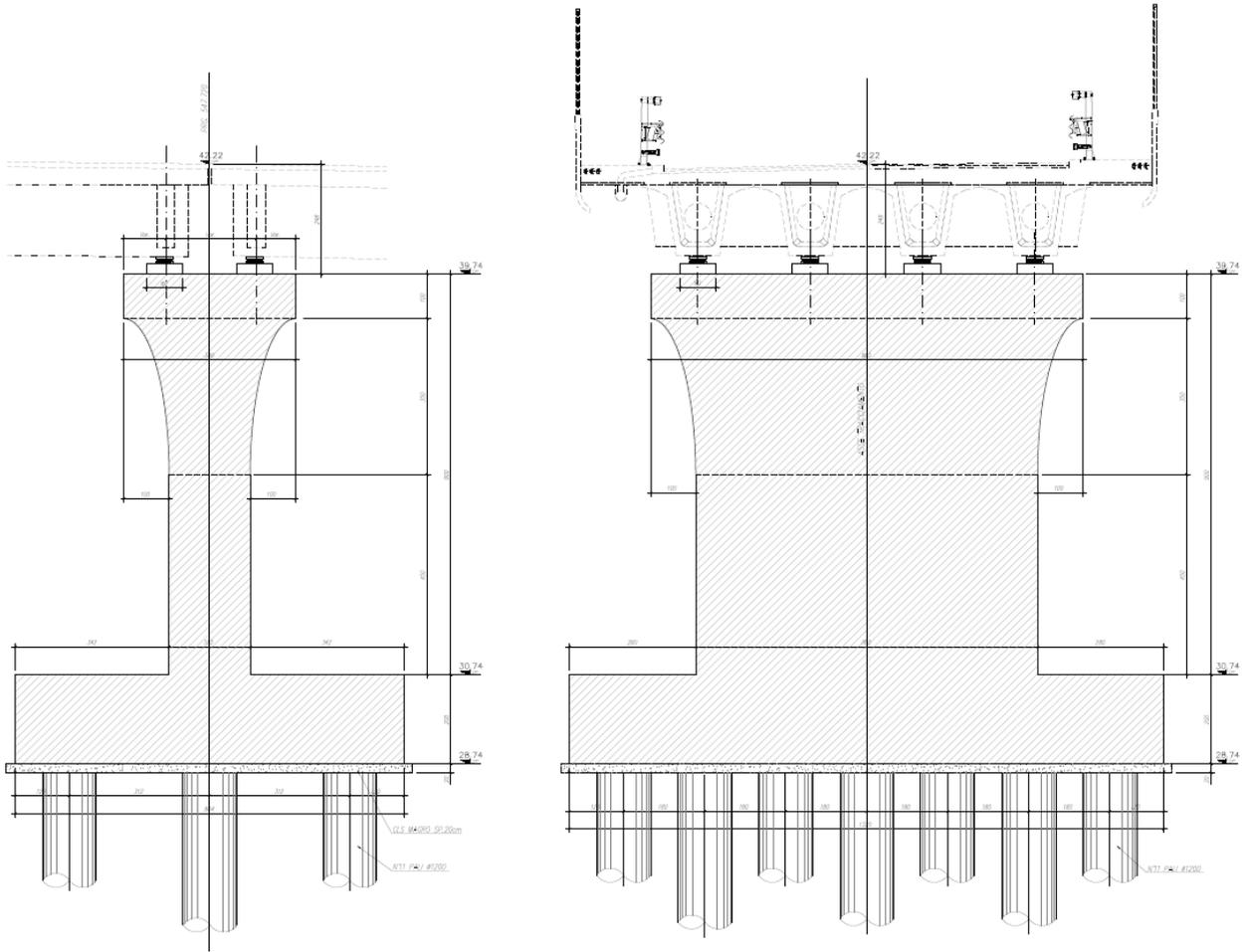
Il sistema di fondazione è di tipo indiretto: plinti di spessore pari a 2m e dimensioni in pianta 8.60x13.20m, su n.11 pali di diametro  $\phi$ 1200, di lunghezza pari a 26m.

TIPOLOGIA PLINTO (per geometria)		GEOMETRIA PLINTO			RICOPRIMENTO	PALI	
Sigla	Descrizione	$B_L$	$B_T$	s	$s_{terr}$	n	$\phi$
		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

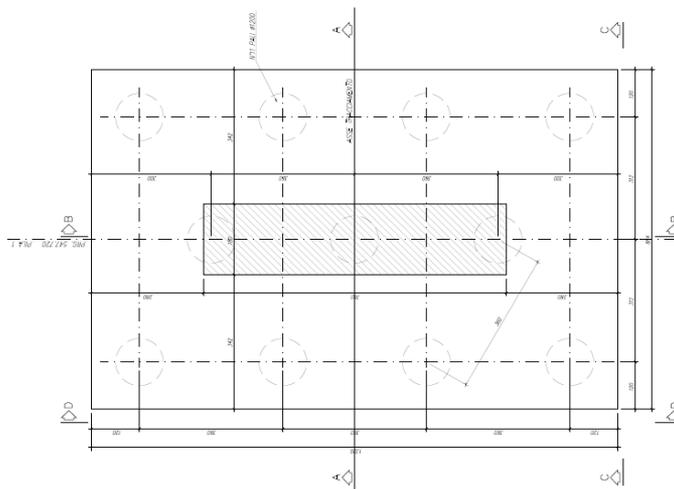
La tipologia di impalcati afferenti il gruppo di pile in esame è individuata nel prospetto di seguito:

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 pile*



*Figura 2 Pianta delle fondazioni pile*

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

###### 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	$R_{ck}$	<b>30</b>	$N/mm^2$
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,  $\sigma_s$  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	$\gamma_n$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	19.0	19.0	19.0
	$\phi'$	[°]	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									
-	-	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*

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$
 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  $V_R$*

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

*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

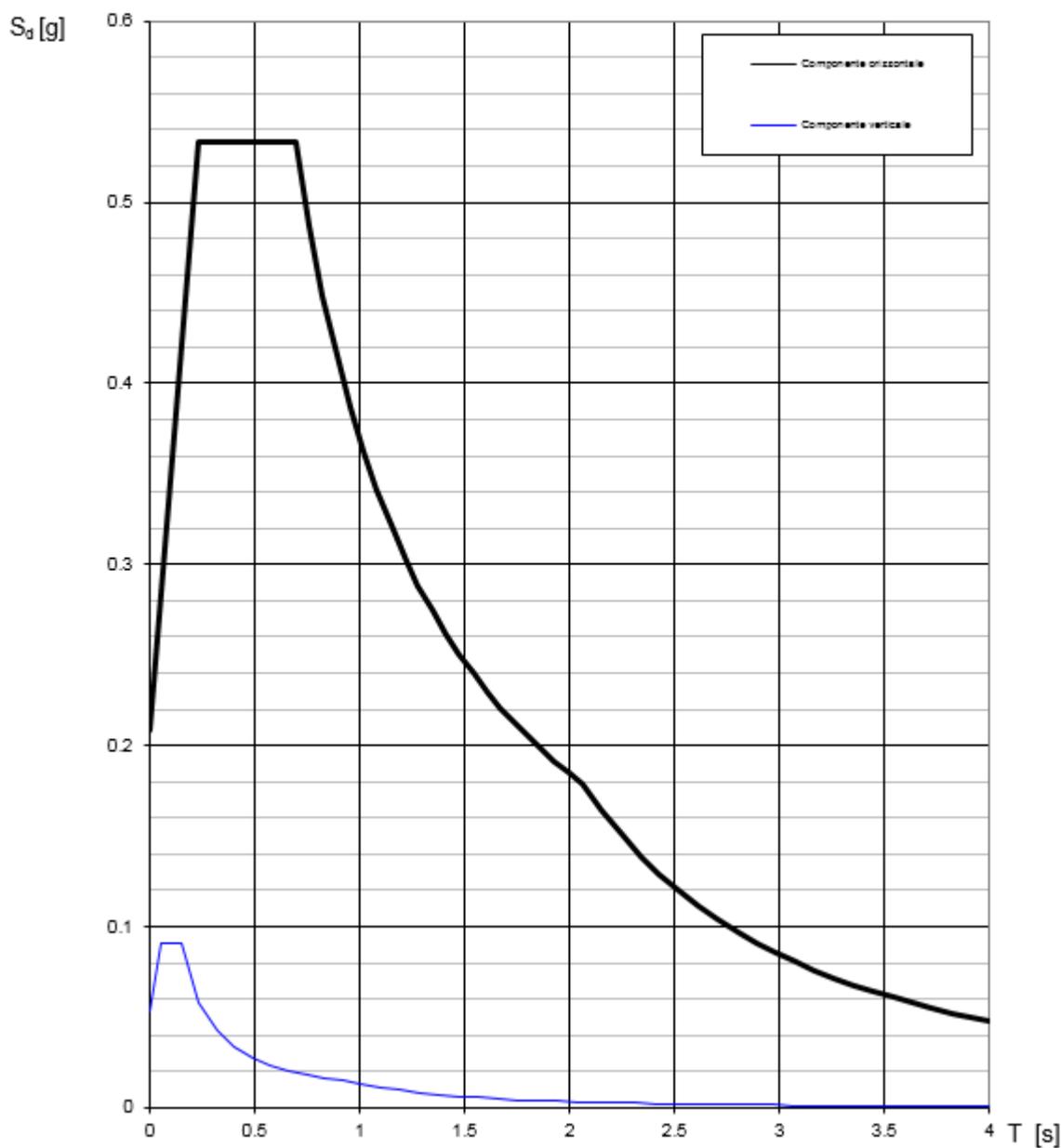


Figure 1 Spettro di progetto: grafico

### 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
$\eta$	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)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendo  $\eta$  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  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  e quelli dei coefficienti di combinazione  $\Psi_{ij}$  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  $\Psi_{2j}$  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 <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}$ , $\gamma_{e3}$ , $\gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

<sup>(2)</sup> 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.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 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 $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (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  $\Delta_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

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

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  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  $\sigma_c$ , 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  $\sigma_s$  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  $\theta$  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;

$\theta$  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 ( $f'_{cd}=0.5f_{cd}$ );

$\alpha$  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  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II. della NTC-2018, di seguito riportata:

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	$\gamma_R$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>Ⓞ</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>Ⓞ</sup> 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

$R_{cd}$  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  $\xi$  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  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	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;

$\Delta H_i$  = 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  $\varphi$  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  $\sigma_v$  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).

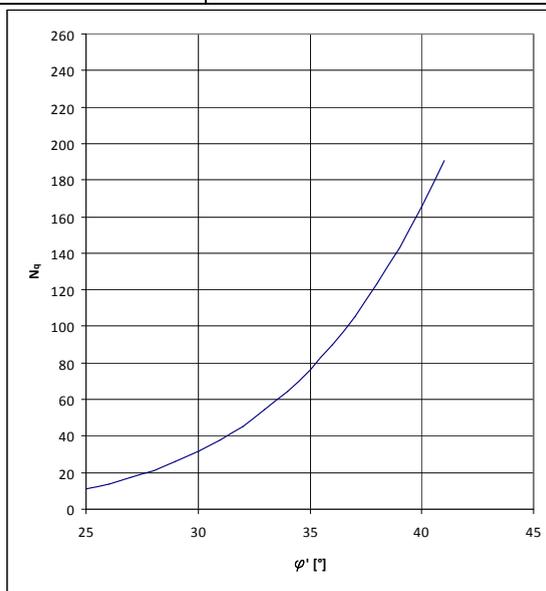


Figura 6- Valori di  $N_q$  secondo Berezantzev (1961)

### 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	● $\leq 25$	● $c_u$	● 120
		● 25÷50	● 0.85 $c_u$	
		● 50÷75	● 0.65 $c_u$	
		● $\geq 75$	● 0.50 $c_u$	
	● ACCIAIO	● $\leq 25$	● $c_u$	● 100
		● 25÷50	● 0.80 $c_u$	
		● 50÷75	● 0.65 $c_u$	
		● $\geq 75$	● 0.50 $c_u$	
● CLS	● $\leq 25$	● 0.90 $c_u$	● 100	
	● 25÷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  $\mu$  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  $\mu$  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 ininfluenta, 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”).

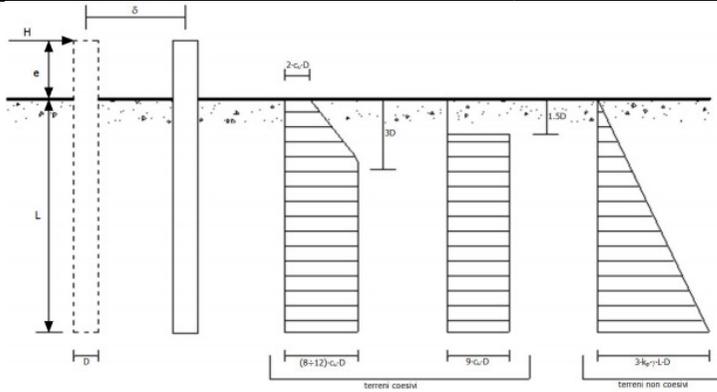


Figura 7- Diagramma di distribuzione della resistenza trasversale p.

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).

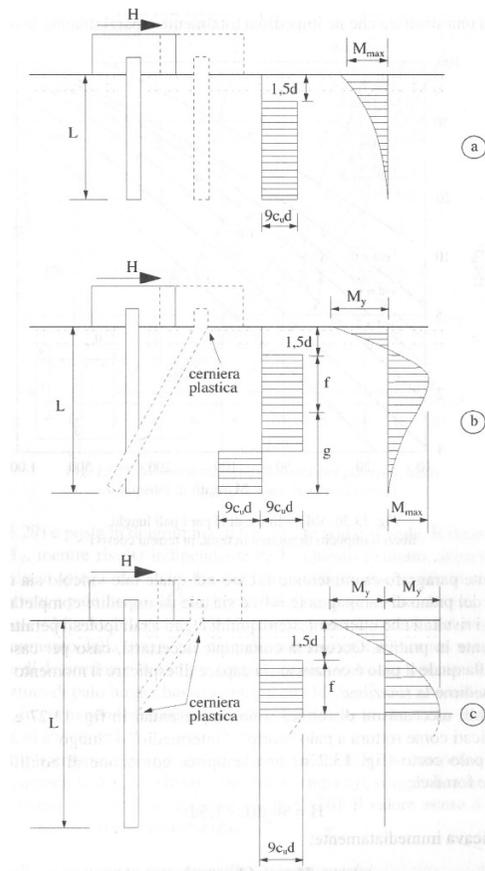


Figura 8- Rottura non drenata: possibili meccanismi di rottura.

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”).

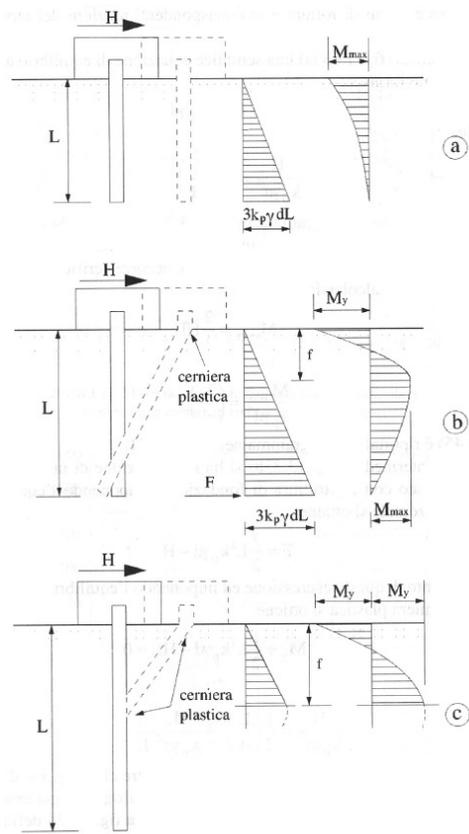


Figura 9– Rottura drenata: possibili meccanismi di rottura.

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”

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

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  $\xi$  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  $\gamma_T$  riportati nella Tab. 6.4. VI della NTC-2018.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  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

$\beta$  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  $\beta$  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.

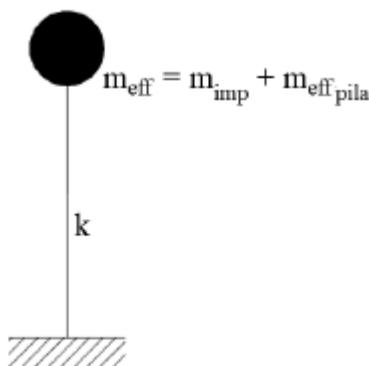


Figura 10: Modello della pila ad oscillatore semplice

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.

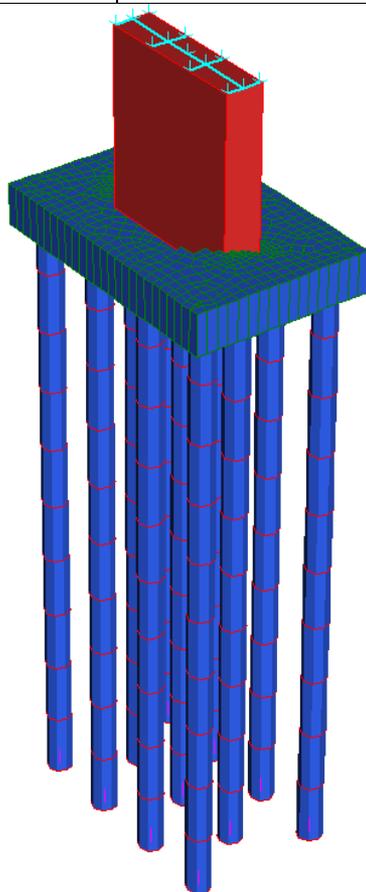
Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti descritto, schematizzato nelle Figure seguenti.

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.

	<b>IV. 32</b>	-	WBS viadotto
	<b>P 1</b>	-	Numero pila
Sigla geometria	A		Codice pila per tipologia geometria
H <sub>p</sub>	8.40	m	Altezza pila

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

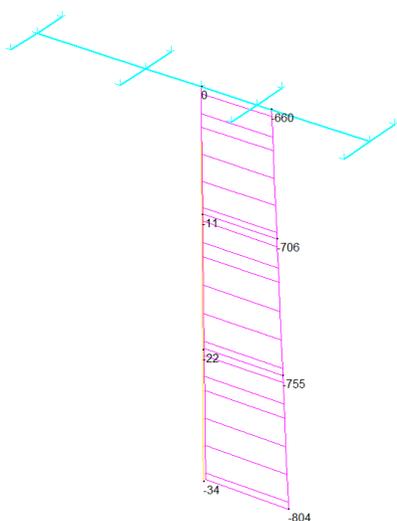


Figura 12 Diagrammi di taglio ENV SLU

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

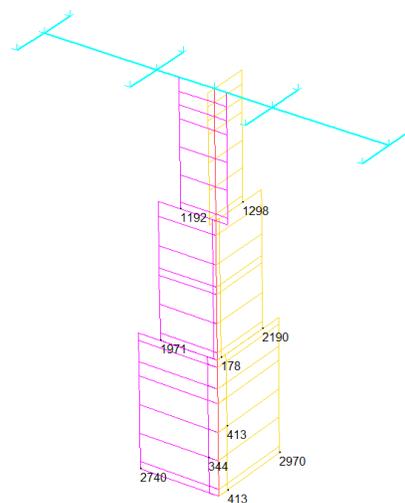


Figura 13 Diagrammi di taglio ENV SLV

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

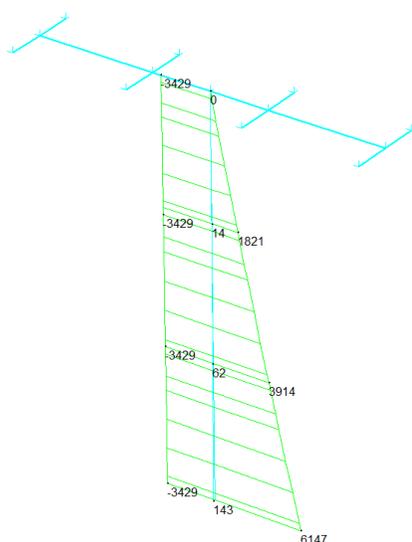


Figura 14 Diagrammi di momento ENV SLU

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

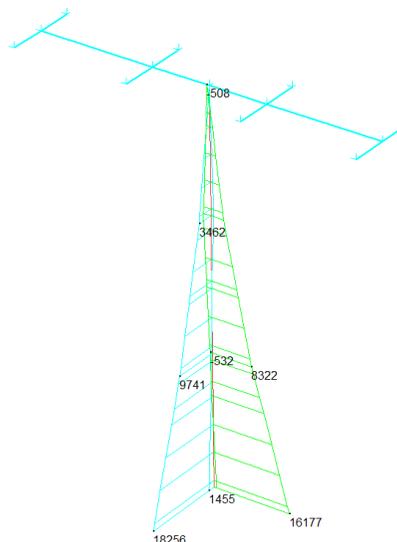


Figura 15 Diagrammi di momento ENV SLV

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]

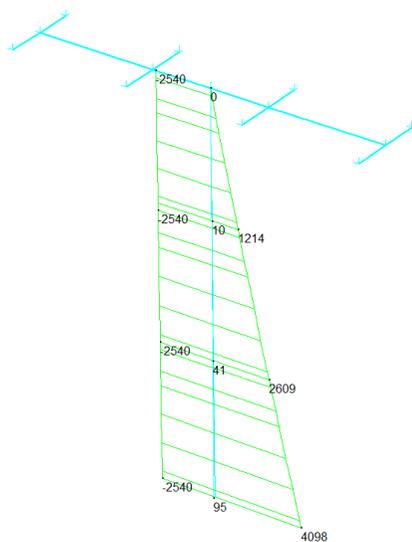


Figura 16 Diagrammi di momento ENV SLE

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

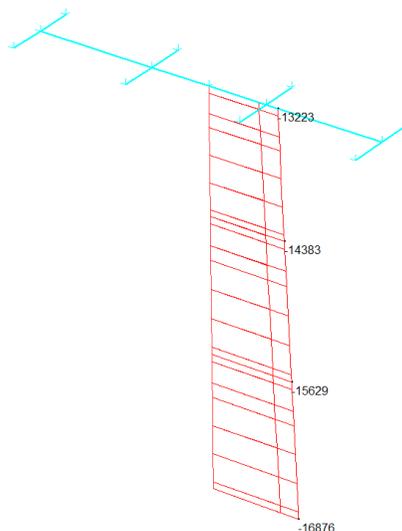


Figura 17 Diagrammi di sforzo normale ENV SLU

## 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 <sub>ext</sub> (cm)	n°tot	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> /A <sub>cls</sub> (%)	A <sub>min</sub> /A <sub>cls</sub> (%)
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<sub>x</sub>: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto

V<sub>y</sub>: 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 <sup>2</sup>
	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  
 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 [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.46	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  $f_{ctm}$   
 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 Coprifero [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 cm<sup>2</sup> / 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  
 $\varnothing s_2$  = 0  
 braccia = 0  
 passo = 15 cm  
 (Asw / s) = 40.212 cm<sup>2</sup> / 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	<b>1925</b>	kN
Dimensione appoggio	a	<b>0.37</b>	m
Dimensione baggiolo	d	<b>0.80</b>	m
Area caricata	A <sub>car</sub>	<b>0.14</b>	m <sup>2</sup>
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cls}$	<b>14.06</b>	MPa

<	<b>0.45f<sub>ck</sub> =</b>	<b>14.9</b>	MPa	<b>Ok. Verificato</b>
---	-----------------------------	-------------	-----	-----------------------

### 11.2 Verifica armatura a tranciamento

L'armatura longitudinale si dimensiona a tranciamento.

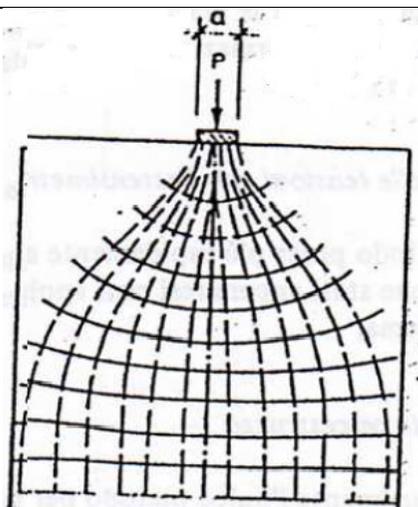
Si riporta di seguito la verifica.

DIMENSIONAMENTO ARMATURA A TRANCIAMENTO (LONGITUDINALE)			
Massimo taglio agente	T	<b>141</b>	kN
Tensione snervamento acciaio	f <sub>d</sub>	391.30	MPa
Area minima	A	6.26	cm <sup>2</sup>
Numero di bracci	n	19	-
Diametro	φ	16	mm
Area resistente	A <sub>R</sub>	38.98624	cm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>F<sub>s</sub></b>	<b>6.23</b>	-

### 11.3 Verifica armatura trasversale

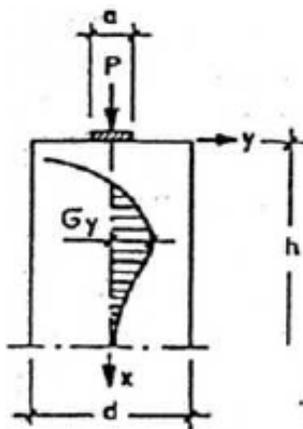
L'armatura trasversale si dimensiona in base alla forza di fenditura.

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  $\sigma_y$  risulta essere quella riportata nella Figura di seguito.



*Figura 19: Curva delle tensioni di trazione trasversale  $\sigma_y$*

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

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

## 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	<b>F1</b>	-	Tipologia plinto per geometria
g	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume
f <sub>ck</sub>	25	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
B <sub>T</sub>	13.20	m	Dimensione plinto in pianta
B <sub>L</sub>	8.60	m	Dimensione plinto in pianta
s	2.0	m	Spessore del plinto
S <sub>terr</sub>	1.0	m	Spessore medio ricoprimento

### PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE PALI DI FONDAZIONE

g	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume
f <sub>ck</sub>	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  $\nu_t$  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  $\omega$  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

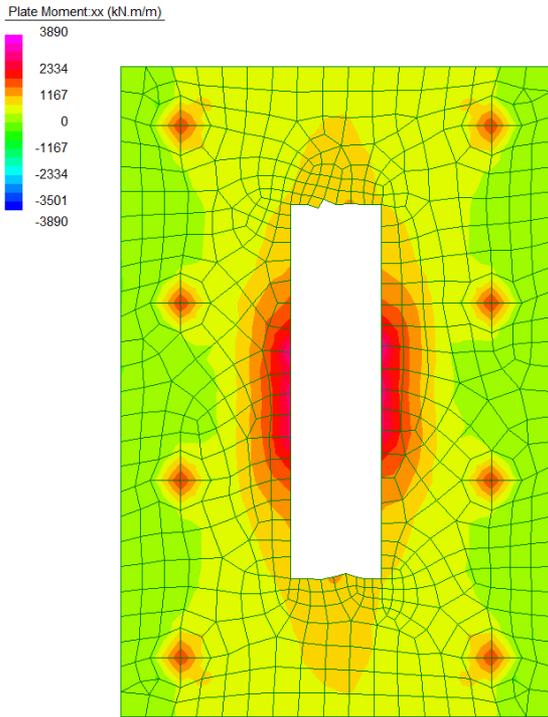


Figura 20 Momenti in direzione longitudinale ENV SLU/SLV

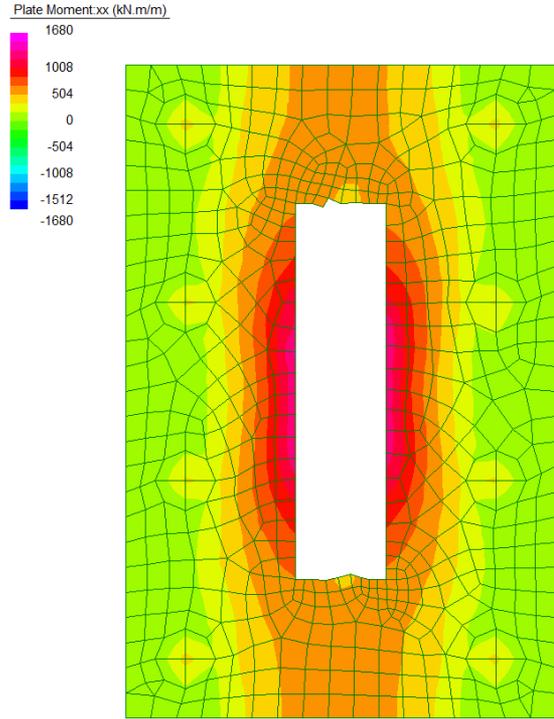


Figura 21 Momenti in direzione longitudinale ENV SLE

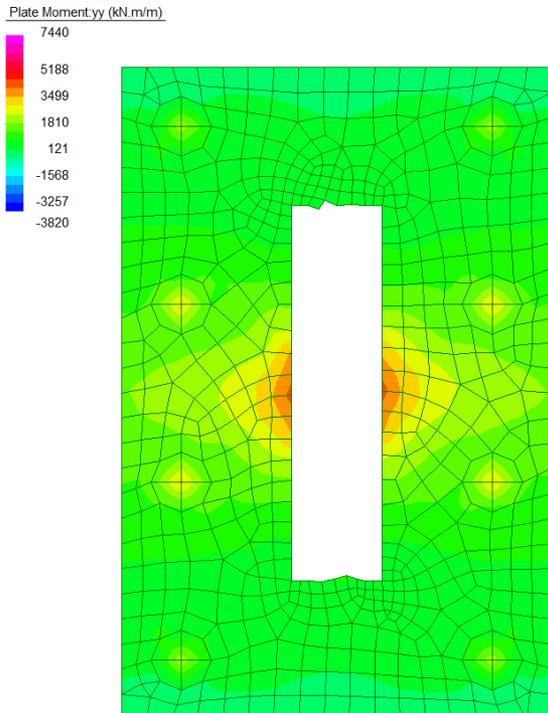


Figura 22 Momenti in direzione trasversale ENV SLU/SLV

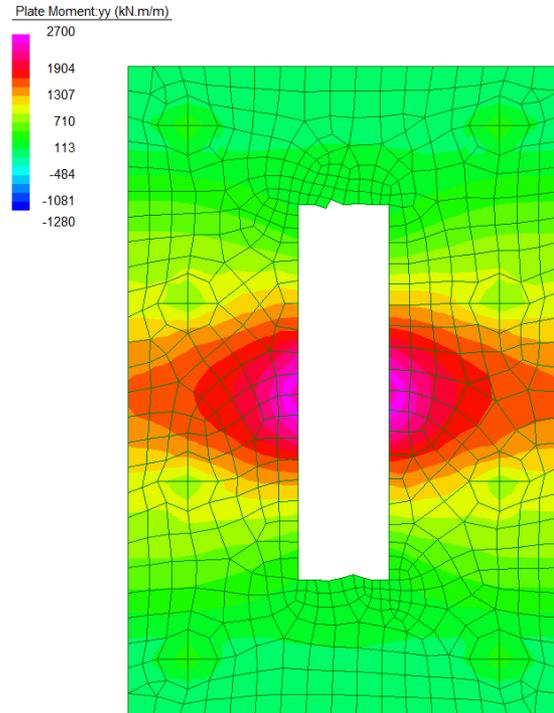


Figura 23 Momenti in direzione trasversale ENV SLE

Plate Force: xz (kN/m)

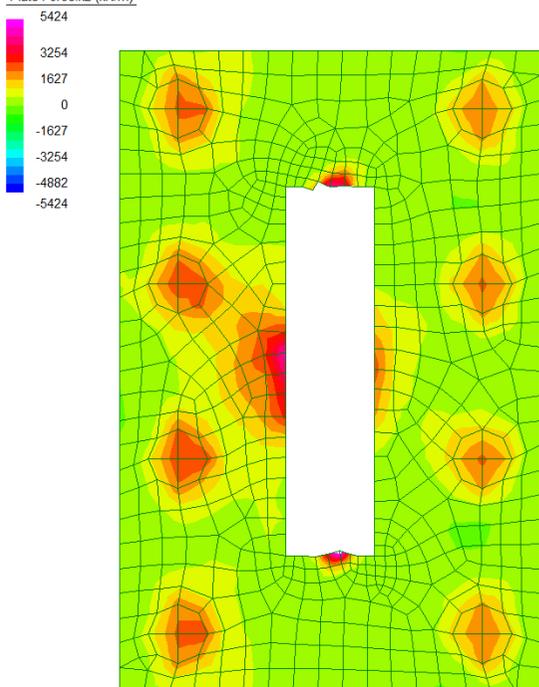


Figura 24 Taglio in direzione yz ENV SLU/SLV

Plate Force: yz (kN/m)

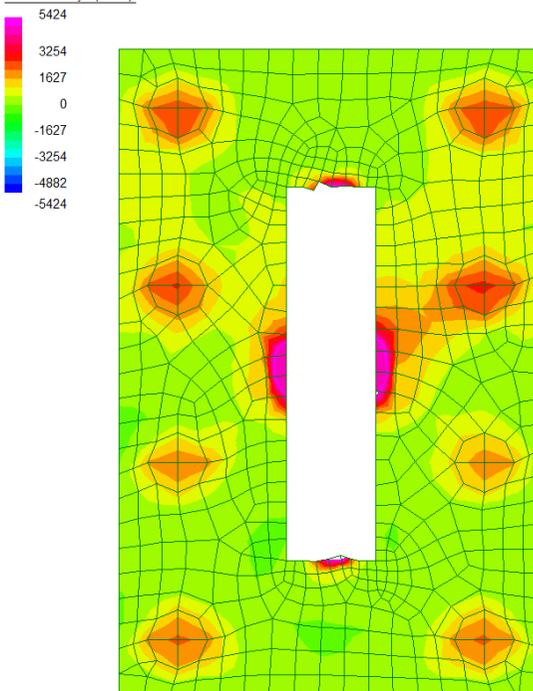


Figura 25 Taglio in direzione xz ENV SLU/SLV

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 <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	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 [cm<sup>2</sup>] 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 <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] 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 <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup> ] 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	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

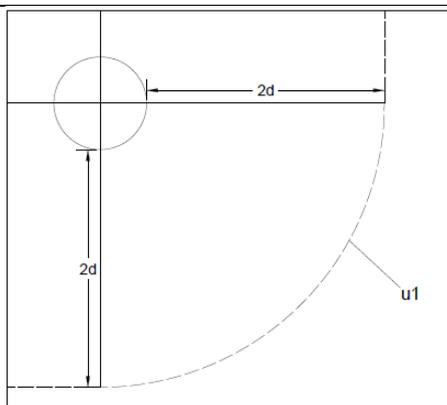


Figura 26: Perimetro di verifica di base per punzonamento nel caso di palo d'angolo

**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
$\beta$	=	1.5

**MATERIALI**

$f_{ywd}$	=	391.30	MPa	acciaio	
$R_{ck}$	=	30	MPa	cls	
$\gamma_c$	=	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
$f_{ctd}$	=	$f_{ctk} / \gamma_c$	=	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
$A_{s1x}$	=	5309.29	mm <sup>2</sup> /m	area barre X a ml
leff <sub>y</sub>	=	12.71	m	larghezza efficace dir Y
$A_{s1x}$	=	67470.48	mm <sup>2</sup>	acciaio X nella largh. efficace
$\varnothing_{ly}$	=	26	mm	diametro barre Y
Numero arm y	=	10	1/m	numero barre Y a ml
$A_{s1y}$	=	5309.29	mm <sup>2</sup> /m	area barre Ya ml
leff <sub>x</sub>	=	12.71	mm	larghezza efficace dir X
$A_{s1y}$	=	67470.48	mm <sup>2</sup>	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 <sub>dc</sub>	=	0.12	
k	=	1.32	
v <sub>min</sub>	=	0.266	
$\rho_{lx}$	=	0.0028	percentuale armatura tesa X
$\rho_{ly}$	=	0.0028	percentuale armatura tesa Y
$\rho_l$	=	0.0028	percentuale media geometrica
$\sigma_{cp}$	=	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		
<b>Esito verifica</b>	=	<b>OK. Verifica a punzonamento soddisfatta</b>				
<b>Fattore di sicurezza FS =</b>	$V_{Rd,c} / V_{Ed}$	<b>5.34</b>				

**VERIFICA A RIDOSSO DELLA COLONNA**

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

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 <sup>2</sup> )	$A_s/A_{cls}$ (%)	$A_{min}/A_{cls}$ (%)
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 <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup>
	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 [cm<sup>2</sup>]. [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.[cm<sup>2</sup>/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.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	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 [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] 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]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 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  $15 \text{ kN/m}^3$ , 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

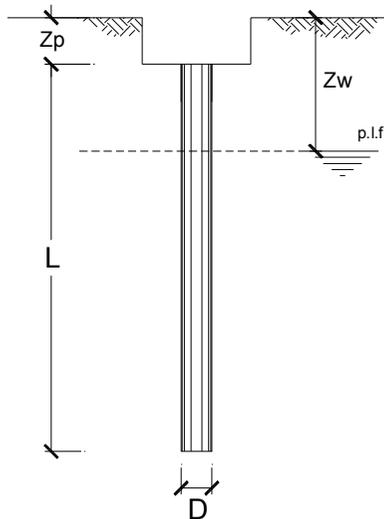
CANTIERE: -

OPERA:

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo ( $A_p$ ):	1.131	( $\text{m}^2$ )
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	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
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	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	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			
			$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$c'_{\text{med}}$ (kPa)	$\phi'_{\text{med}}$ ( $^\circ$ )	$c_{u \text{ med}}$ (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	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
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			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\Phi'_{min}$ (°)	$C_{u\ min}$ (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	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
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**

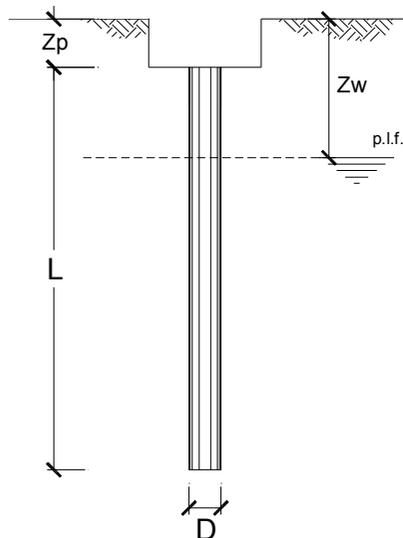
CANTIERE: -

OPERA:

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (Ap):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	4.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	4082	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L <sub>palo</sub> =	26.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> 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 <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	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 <sup>3</sup> )	C <sub>med</sub> (kPa)	Φ <sub>med</sub> (°)	C <sub>u med</sub> (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			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$C_{u\ min}$ (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	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
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**

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

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

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

$$F_s = 1.22$$

### 12.4.2 Verifiche del carico limite orizzontale

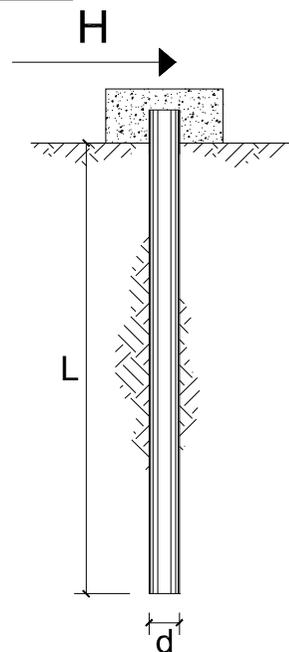
Si riportano entrambe le verifiche in condizioni drenate e non drenate per il carico trasversale totale ottenuto dal modello FEM e riportato in tabella al paragrafo 12.2. In funzione delle condizioni locali del terreno si considera l'effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo  $\eta$  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	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
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	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\gamma_r$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\gamma_s$	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

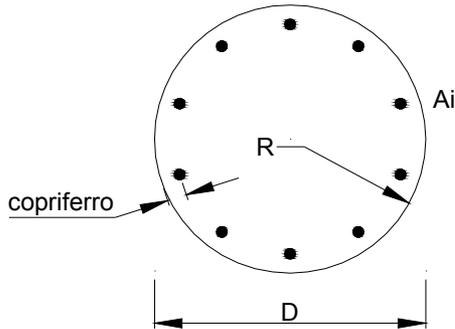
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

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



**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 450 (Mpa)

$\gamma_s$  = 1.15

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

$E_s$  = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.190%

$\epsilon_{uk}$  = 10.000%

**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
32	$\phi$ 32	25736	88
	$\phi$ 0	0	80
0	$\phi$ 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

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

$H_d = H_k/\gamma_T =$  1117.51 (kN)

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

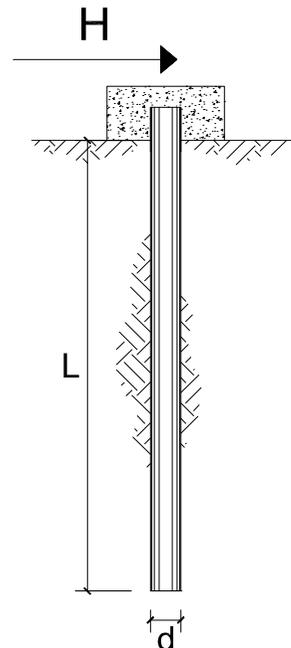
$FS = H_d / F_d =$  1.34

**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	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
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	1.25	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_s$	○	●	○	○	○	○	○	○	○
$\xi_t$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
	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: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{ \left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2 }$$



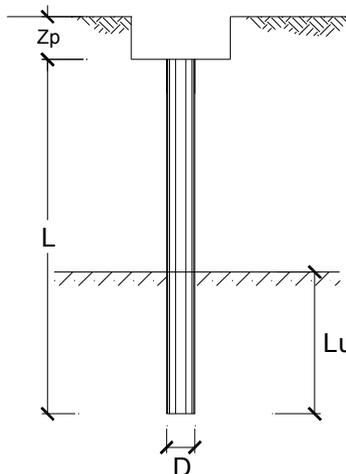
### 12.4.3 Valutazione dei cedimenti

#### 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:**

$$\delta = \beta * P / E * Lutile$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(Lutile / D): 1.68 (-)$$

Cedimento del palo

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

**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

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

### 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 <sup>3</sup> ]
		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 <sup>3</sup> ]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Sommano [kg]	Incidenza di progetto [kg/m <sup>3</sup> ]
		Diametro [mm]	Passo [cm]	N°	Peso [kg/m <sup>3</sup> ]	N°	Diametro [mm]	Passo [cm]	Peso [kg/m <sup>3</sup> ]		
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 <sup>3</sup> ]
		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		