

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E
TANGENZIALE DI BOLOGNA
INTERVENTI DI COMPLETAMENTO DELLA RETE VIARIA DI ADDUZIONE
INTERMEDIA DI PIANURA

PROGETTO DEFINITIVO

CORPO STRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI NUOVO PONTE FIUME RENO

RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N. A20155

Responsabile Geotecnica all'aperto

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE


Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Piero Bongio
Ord. Ingg. Sondrio N. A538

T.A. - Geologia e Geotecnica

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE 00 SCALA -
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111443	0001	PD	RQ	V01	00000	00000	R	APE	0009	-0	

	ENGINEER COORDINATOR:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
	Arch. Flavio Camboni Ing. Raffaele Rinaldesi				n.	data
					0	DICEMBRE 2021
REDATTO:		VERIFICATO:				

	VISTO DEL COMMITTENTE	VISTO DEL CONCEDEnte
		
	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	Ministero delle Infrastrutture e della mobilità sostenibili DIPARTIMENTO PER LA PROGRAMMAZIONE, LE INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO A RETE E I SISTEMI INFORMATIVI

INDICE

1.	PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.1	Inquadramento territoriale	4
1.2	Inquadramento delle opere	4
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Normative e raccomandazioni	7
2.1	Bibliografia	8
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1	Calcestruzzo	9
3.2	Acciaio per cemento armato	13
4.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	14
4.1	Premessa	14
4.2	Indagini e prove di laboratorio di riferimento	14
4.3	Falda di progetto assunta nei calcoli	14
4.4	Scalzamento	14
4.5	Caratterizzazione Geotecnica	15
4.6	Categoria di suolo e topografica	15
5.	CRITERI DI CALCOLO	16
5.1	Definizione dell'azione sismica	16
5.1.1	Parametri sismici	16
5.1.2	Spettri di progetto	20
5.2	Combinazioni di carico	21
5.3	Analisi dei risultati	22
5.3.1	Premessa	22
5.3.2	Sintesi dei risultati	24
6.	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI	28
6.1	SLU – Presso-Tenso flessione	28
6.2	SLU - Taglio	28
6.3	SLE - Fessurazione	30
6.4	SLE – Tensionale	33
7.	CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICI	34
7.1	Capacità portante carichi verticali	34
7.1.1	Parametri che influiscono sulla portanza dei pali	35
7.1.2	Portanza laterale	36

7.1.3	Portanza di base	38
7.1.4	Riduzione capacità portante verticale dei pali in palificata	41
7.1.5	Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU-GEO)	46
7.1.6	Peso del palo	48
7.2	Capacità portante carichi laterali e relativa efficienza	50
7.3	Effetti di attrito negativo sui pali della spalla	53
7.3.1	Curva Carico cedimento in assenza di attrito negativo	53
7.3.2	Curva carico-cedimento in presenza di attrito negativo	57
7.3.3	Verifiche in presenza di attrito negativo	60
8.	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	62
8.1	Premessa	62
8.2	Pali di fondazione delle spalle A e B	63
8.2.1	Caratteristiche geometriche	63
8.2.2	Verifiche strutturali	63
8.2.3	Verifica della capacità portante verticale	64
8.2.4	Verifica della capacità portante orizzontale	67
8.2.5	Verifica del cedimento	69
8.1	Pali di fondazione tipologia n.2 – Pile 1 e 7	70
8.1.1	Caratteristiche geometriche	70
8.1.2	Verifiche strutturali	70
8.1.3	Verifica della capacità portante verticale	71
8.1.4	Verifica della capacità portante orizzontale	74
8.1.5	Verifica del cedimento	76
8.1	Pali di fondazione tipologia in alveo – Pile da 2 a 6	77
8.1.1	Caratteristiche geometriche	77
8.1.2	Inquadramento e sintesi	78
8.1.3	Verifiche strutturali	79
8.1.4	Verifica della capacità portante verticale	80
8.1.5	Verifica della capacità portante orizzontale	83
8.1.6	Verifica del cedimento	85
	APPENDICE	86
8.2	Verifiche strutturali pali di fondazione	86
8.2.1	Spalle A e B	86
8.2.1	Pile 1 e 7	90
8.2.1	Pile da 2 a 6	93

1. PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

1.1 Inquadramento territoriale

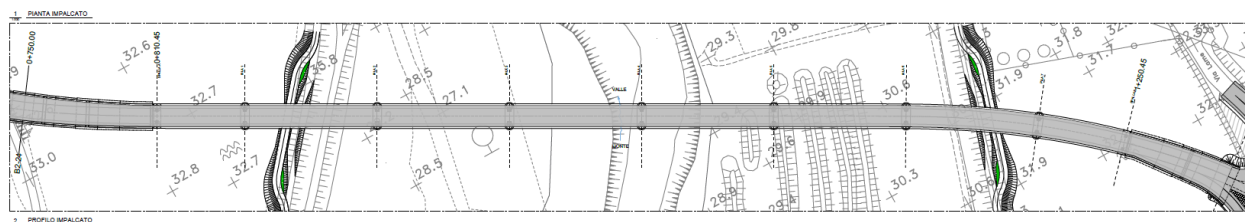
Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva dell'intervento di collegamento della rete di adduzione (Intermedia di Pianura) nell'ambito del potenziamento del sistema Autostradale e Tangenziale di Bologna.

Tale elaborato definisce la relazione di calcolo riguardante i pali di fondazione del nuovo ponte sul fiume Reno. In questa relazione vengono riportate le analisi di calcolo e le principali verifiche strutturali e geotecniche in accordo agli Stati Limite per la caratterizzazione geotecnica si rimanda per eventuali dettagli in merito.

1.2 Inquadramento delle opere

L'oggetto di questa relazione sono i pali della pila e delle spalle per il ponte sul fiume Reno previsto nell'ambito del progetto del collegamento della rete viaria di adduzione per l'Intermedio di pianura. I pali hanno diametro pari a 3000mm e sono previsti in doppia configurazione (doppio palo-pila).

Si riportano nel seguito stralci planimetrici di insieme e la sezione tipologia su pila e su spalla.



Si evidenzia che è previsto un lamierino metallico da -5.00 m o da testa palo o da piano scalzamento rispettivamente per i [pali spalla/pali pila (1 e 7)] per i pali in alveo [pali pila 2-3-4-5-6]

Essendo i rapporti spaziatura palo/diametro palo (i/D), la capacità portante è stata opportunamente ridotta in accordo a quanto dichiarato al paragrafo 7.1.4.

Per maggiore dettaglio, di seguito si riporta una tabella con le caratteristiche geometriche principali.

		SPALLA	PILA	PILA	PILA	PILA	PILA	PILA	PILA	SPALLA
DESCRIZIONE	U.M.	A	n.1	n.2	n.3	n.4	n.5	n.6	n.7	B
Diametro pila	m	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
Numero delle pile	-	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Interasse delle pile	m	7.0	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4	7.0
Rapporto i/D	-	2.33	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.33
Quote p.c. T.P.	mslm	30.76	32.70	28.9	28.26	21.65	29.34	30.49	32.12	30.14
Scalzamento	-	-	-	si	si	si	si	si	-	-
Lunghezza pali da TP	m	35.0	41.0	50.0	50.0	43.5	51.5	52.5	41.0	35.0

Tabella 1 – Riepilogo informazioni pali

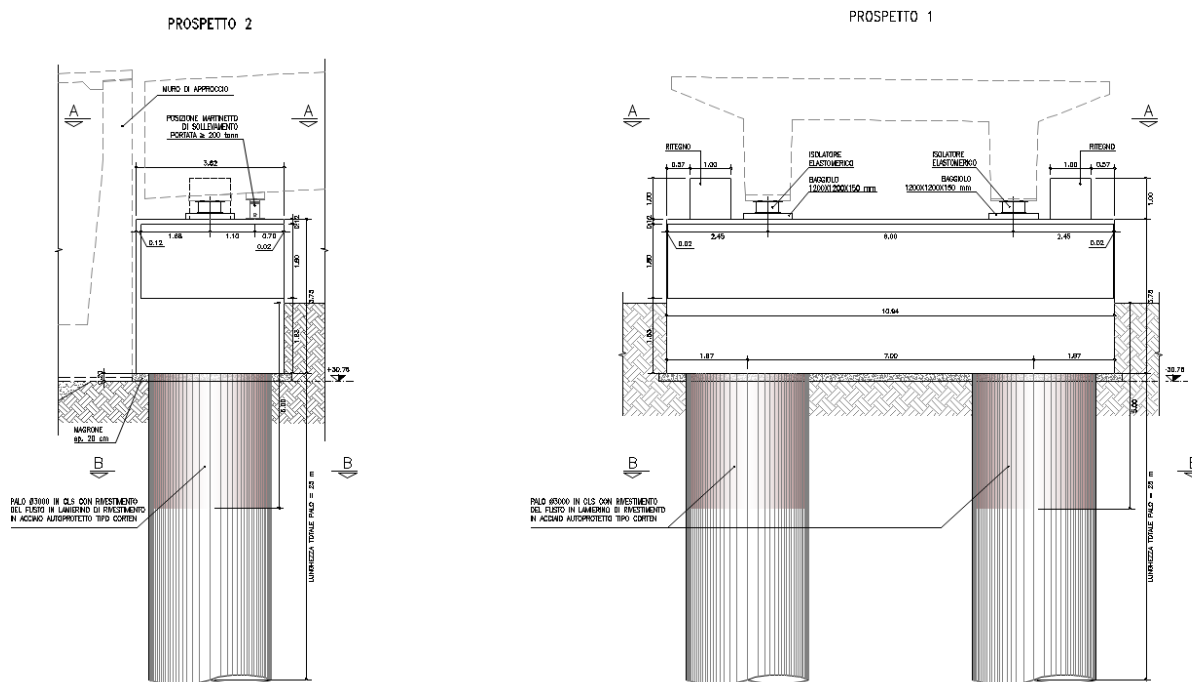


Figura 1- 3: Sezione trasversale su spalla A e B

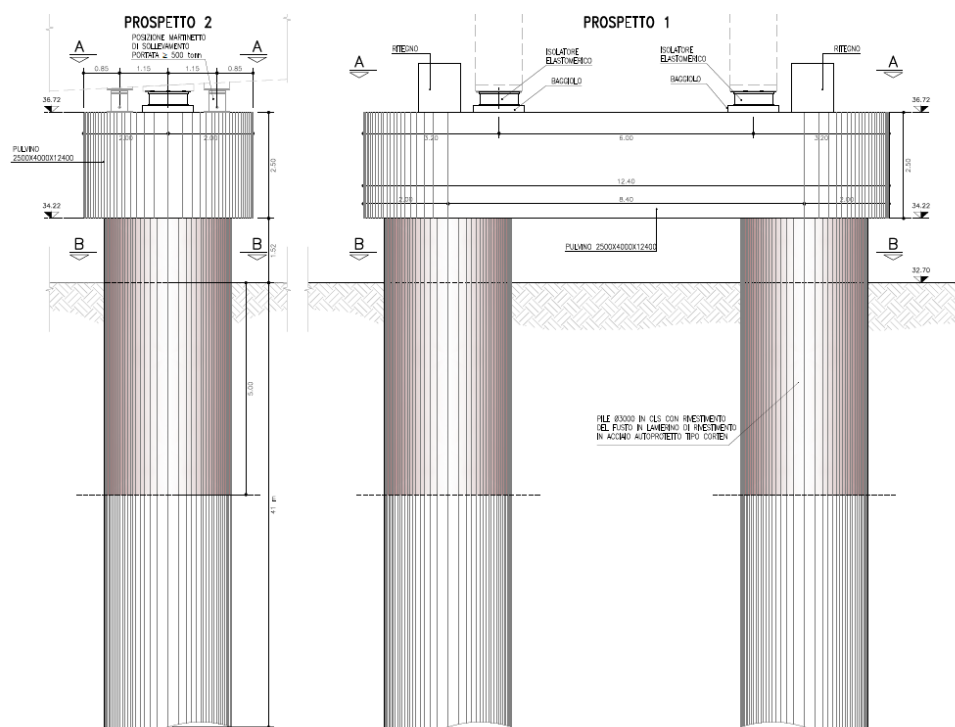


Figura 1- 4: Sezione trasversale tipo su pila (1 e 7)

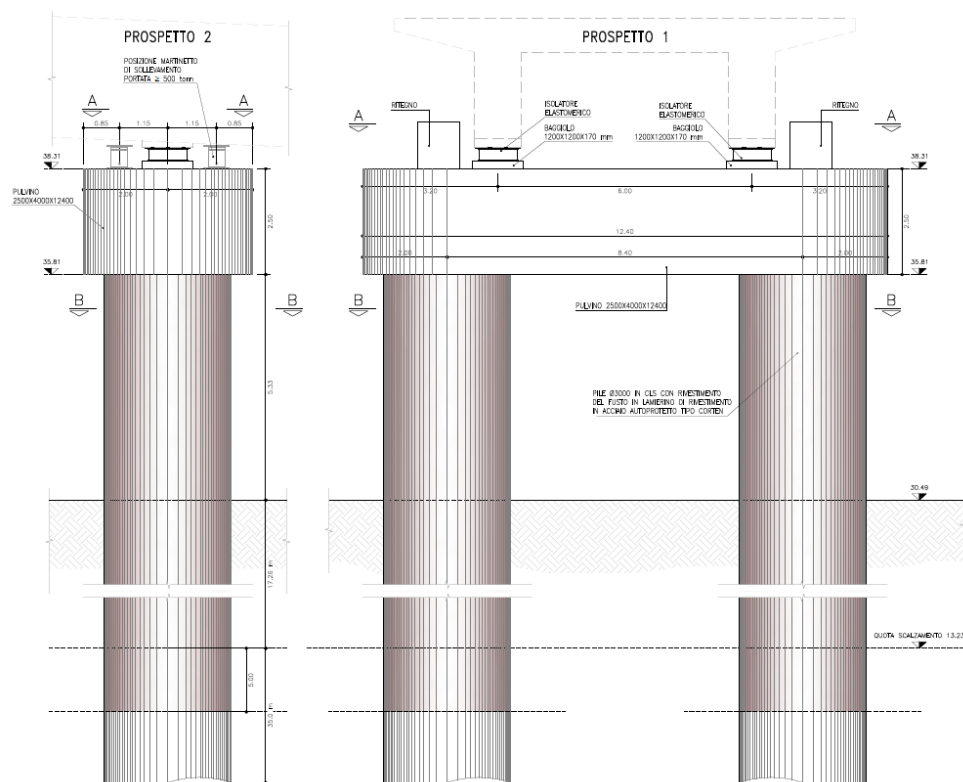


Figura 1- 5: Sezione trasversale tipo su pila (2 - 6)

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella stesura della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

2.1 Normative e raccomandazioni

- D.M. 17.01.2018, "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circ. Esplicativa el 21.01.2019 n.7 C.S.L.L.P del DM2018, "Norme tecniche per le costruzioni";
- Legge n.1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n.64 del 02/02/1974: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008): "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive".
- CNR-DT 207/2008: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";
- UNI EN 197-1: "Cemento - Composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni.
- UNI EN 206-1: "Calcestruzzo - Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità".
- UNI 11104/2004: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
- UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: "Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti";
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio";
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti".

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.
- Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edito dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016
- Attività specialistica di supporto per definizione requisiti di resistenza strutturale delle barriere di sicurezza integrate ASPI - Sistema integrato integautos 2.0 relazione di calcolo revisione c – 19.05.2020 - FOA_ASPI_STR203c_INTEGAUTOS 2
- Criteri per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 2 – Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti

2.1 Bibliografia

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- Berardi R., Lancellotta R., “Stiffness of Granular Soils from Field Performance”; (1991), Geotechnique.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

3.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle:

- *Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016;*
- *NTC2018 con relativa circolare esplicativa 2019;*
- *EN 1992 – 1 – 1 parte 2 : §4.4.1 Copriferro.*

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento Δc_{dev} . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$.

La tolleranza di posizionamento delle armature " Δc_{dev} ", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari a 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri (si può far utile riferimento l'approvazione degli annessi nazionali degli eurocodici 4.4.1.3 – 4.3N ove si riporta la sua variabilità $10mm > \Delta c_{dev} > 5mm$)

Dall'allegato 20.15 del CSA e dalla tabella materiali condivisa si estrapolano le classi di esposizione ed i minimi di classe di calcestruzzo per tutti gli elementi caratterizzanti il progetto. Si riportano dunque all'interno della seguente tabella riepilogativa anche i minimi normativi e se ne evidenzia la classe di calcestruzzo scelta.

	CSA		NTC18	CSA	TM 10-ott	SCELTO		
Elemento	Esp.	Condizioni ambientale NTC2018 - Tab 4.1.III	Classe min**	Classe min	classe	Classe scelta	A/C max	Min. cement o
							-	kg/mc
Pali di fondazione****	XA2	Aggressive	C30/37	C32/40	C25/30	C32/40	0.50	340
Magrone	XC0	-	C12/15	C12/15	C12/15	C12/15	-	-

Tabella 3.1 – Classi di esposizione e di calcestruzzo

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Tabella 3.2 – Condizioni ambientali NTC2018

Si passa alla determinazione dei copriferri considerando la condizione più limitante tra quanto calcolato dalle NTC2018 §4.1.6.1.3 “Copriferro ed interferro” e dalle UNI EN 1992-1-1 § 4.4.1 “Copriferro” avendo come base il CSA. Per quanto attiene il calcolo del copriferro minimo secondo le NTC2018 si riporta la tabella.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C _{min}	C ₀	ambiente	C ₀	C _{min} < C ₀	C ₀	C _{min} < C ₀	C ₀	C _{min} < C ₀	C ₀	C _{min} < C ₀
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 3.3 – Copriferri minimi NTC2018

Per quanto riguarda invece il calcolo del copriferro minimo secondo EN 1992-1-1 si segue il procedimento richiesto utilizzando le tabelle qui riportate e le annotazioni sul copriferro nominale nel caso di struttura a diretto contatto con superfici irregolari e con il terreno §4.4.1.3(4) relativamente C_{nom} = k1 = 40mm e C_{nom} = k2 = 75mm.

- (5) Con un calcestruzzo di peso normale, il copriferro minimo delle armature, in accordo con la EN 10080 e che tenga conto delle classi di esposizione e delle classi strutturali è dato da $c_{min,dur}$.

Nota La classificazione strutturale e i valori di $c_{min,dur}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. La Classe Strutturale raccomandata (vita utile di progetto di 50 anni) è S4 per le resistenze indicative del calcestruzzo date nell'appendice E e le modifiche raccomandate alle classi strutturali sono date nel prospetto 4.3N. La Classe Strutturale minima raccomandata è S1. I valori raccomandati di $c_{min,dur}$ sono dati nel prospetto 4.4N (acciai da armatura ordinaria) e nel prospetto 4.5N (acciai da precompressione).

prospetto 4.3N Classificazione strutturale raccomandata

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

- (4) Per calcestruzzo messo in opera a contatto con superfici irregolari, si raccomanda che il copriferro minimo sia generalmente aumentato per tener conto dei maggiori scostamenti nel progetto. Si raccomanda che tale aumento sia in relazione con la differenza provocata dalle irregolarità e il copriferro minimo sia almeno pari a k_1 mm per calcestruzzo messo in opera contro terreni trattati (incluso calcestruzzo di spianatura) e k_2 mm per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno. Si raccomanda di aumentare il copriferro anche nei casi in cui siano presenti irregolarità superficiali, quali per esempio finiture striate o aggregati a vista, in modo da tener conto dell'irregolarità superficiale [vedere punto 4.4.1.2 (11)].

Nota I valori di k_1 e k_2 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 40 mm e 75 mm.

Tabelle 3.4 – EN1992-1-1 §4.4.1

Si ricorda che la Vita nominale è pari a 50 anni. Si riporta dunque il calcolo del copriferro minimo.

Elemento	Esp.	Esposizione equivalente secondo tabella 4.4N	CLASSE S	Classe scelta	C _{min,dur} mm	C _{min,dur} * mm	Tabella 4.3 N					NUOVA CLASSE S VN 50ANNI	C _{min,dur} mm
			VN 50ANNI				VN > 100anni	C > C'?	Piastra?	Qualità di posa	n° riduzioni		
Pali di fondazione***	XA2	XD1 / XS1 (XF2,3 -	4	C32/40	35	75	-	-	-	-	0	4	75
Magrone	XC0	XC0	4	C12/15	10	-	-	-	-	-	0	4	10

Tabella 3.5 – Copriferri minimi EN1992-1-1

Se ne riepiloga in tabella le precedenti valutazioni per chiarezza.

Elemento	CSA	SCELTO	CSA	NTC18 - C4.1.6.1.3				UNI EN 1992 - 1.1 - §4.4.1			NTC-EN2	SCELTO
	Esp.	Classe scelta	C _{min}	Piastra?	C _{min}	Δ _{dev} *	C _{nom}	C _{min}	Δ _{dev} *	C _{nom}	C _{nom,MAX}	C _{nom}
			mm	-	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pali di fondazione****	XA2	C32/40	60	-	60	5	65	75	5	80	80	80
Magrone	XC0	C12/15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 3.6 – Copriferri di progetto

In conformità a quanto descritto in precedenza, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C32/40
Resistenza caratteristica a compressione	f _{ck}	N/mm ²	32,00
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd}	N/mm ²	18,13
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	N/mm ²	2,12
Tensione di aderenza cls-armatura	f _{bd}	N/mm ²	3,18
Tensione massima di compressione (comb. rara)	σ _c	N/mm ²	19,20
Tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ _c	N/mm ²	14,40
Modulo elastico medio istantaneo	E _m	N/mm ²	33346

Tabella 3.7 – Proprietà meccaniche dei calcestruzzi adottati

3.2 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

Tabella 3.8 – Proprietà meccaniche

4. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

4.1 Premessa

Si riporta di seguito la sintesi della caratterizzazione geotecnica per l'area in esame.

4.2 Indagini e prove di laboratorio di riferimento

Per maggiore dettaglio si rinvia alla relazione APE001.

Il numero delle verticali di indagine considerato per la caratterizzazione è pari a n.4 sino a -7.00 m.s.l.m. pertanto verrà considerato il relativo valore dei coefficienti di correlazione

N° verticali		4.00	1.00
Media	ξ_{a3}	1.55	1.70
Minima	ξ_{a4}	1.42	1.70

Si evidenzia la presenza di solfati su campioni di acqua sotterranea, per maggiore dettaglio si rimanda alla relazione geotecnica (APE001).

4.3 Falda di progetto assunta nei calcoli

La quota della falda per i calcoli è stata assunta alla quota testa palo.

4.4 Scalzamento

A fronte di quanto descritto all'interno della relazione idraulica (IDR001) si evince che i pali di fondazione in alveo (Pile 2,3,4,5 e 6) risentono del fenomeno dello scalzamento: le verifiche geotecniche saranno condotte dalla quota di scalzamento che è assunta per tutti pari a circa +13.20 m s.l.m.

Per tali pile, il lamierino metallico (a perdere) è previsto fino alla quota +8.20 m slm.

4.5 Caratterizzazione Geotecnica

Si riportano per ciascuna tipologia di palo la stratigrafia utilizzata a partire dalla quota di calcolo.

NOME	LIVELLI LITOLOGICI	TIPO DI TERRENO	γ_{min}	φ_{min}	Cu_{min}	$N_{spt_{min}}$	γ_{medio}	φ_{medio}	Cu_{media}	$N_{spt_{ME}}$	q_{in}	q_{fin}	H
			kN/mc	°	kPA	-	kN/mc	°	kPA	DIO	m - abs	m - abs	m - abs
1a	1	GRANULARE	18.0	32.0	0.0	7.0	19.0	33.0	0.0	7.0	30.70	29.40	1.30
1	2	COESIVO	18.8	20.0	40.0	8.0	19.0	22.5	50.0	11.0	29.40	26.70	2.70
1a	3	GRANULARE	18.0	32.0	0.0	7.0	19.0	33.0	0.0	7.0	26.70	26.20	0.50
1	4	COESIVO	18.8	20.0	40.0	8.0	19.0	22.5	50.0	11.0	26.20	21.40	4.80
2	5	COESIVO	19.5	20.0	80.0	13.0	20.0	22.5	100.0	17.0	21.40	11.00	10.40
2b	6	GRANULARE	19.5	38.0	0.0	34.0	20.5	39.0	0.0	60.0	11.00	0.40	10.60
2	7	COESIVO	19.5	20.0	80.0	13.0	20.0	22.5	100.0	17.0	0.40	-0.80	1.20
2b	8	GRANULARE	19.5	38.0	0.0	34.0	20.5	39.0	0.0	60.0	-0.80	-4.10	3.30
2	9	COESIVO	19.5	20.0	80.0	0.0	20.0	22.5	100.0	0.0	-4.10	-4.60	0.50
2b	10	GRANULARE	19.5	38.0	0.0	60.0	20.5	39.0	0.0	80.0	-4.60	-68.20	63.60

Tabella 9 – Stratigrafia per i pali della spalla A e B

NOME	LIVELLI LITOLOGICI	TIPO DI TERRENO	γ_{min}	φ_{min}	Cu_{min}	$N_{spt_{min}}$	γ_{medio}	φ_{medio}	Cu_{media}	$N_{spt_{ME}}$	q_{in}	q_{fin}	H
			kN/mc	°	kPA	-	kN/mc	°	kPA	DIO	m - abs	m - abs	m - abs
1a	1	GRANULARE	18.0	32.0	0.0	7.0	19.0	33.0	0.0	7.0	31.50	29.40	2.10
1	2	COESIVO	18.8	20.0	40.0	8.0	19.0	22.5	50.0	11.0	29.40	26.70	2.70
1a	3	GRANULARE	18.0	32.0	0.0	7.0	19.0	33.0	0.0	7.0	26.70	26.20	0.50
1	4	COESIVO	18.8	20.0	40.0	8.0	19.0	22.5	50.0	11.0	26.20	21.40	4.80
2	5	COESIVO	19.5	20.0	80.0	13.0	20.0	22.5	100.0	17.0	21.40	11.00	10.40
2b	6	GRANULARE	19.5	38.0	0.0	34.0	20.5	39.0	0.0	60.0	11.00	0.40	10.60
2	7	COESIVO	19.5	20.0	80.0	13.0	20.0	22.5	100.0	17.0	0.40	-0.80	1.20
2b	8	GRANULARE	19.5	38.0	0.0	34.0	20.5	39.0	0.0	60.0	-0.80	-4.10	3.30
2	9	COESIVO	19.5	20.0	80.0	0.0	20.0	22.5	100.0	0.0	-4.10	-4.60	0.50
2b	10	GRANULARE	19.5	38.0	0.0	60.0	20.5	39.0	0.0	80.0	-4.60	-67.40	62.80

Tabella 10 – Stratigrafia per i pali 1 e 7

NOME	LIVELLI LITOLOGICI	TIPO DI TERRENO	γ_{min}	φ_{min}	Cu_{min}	$N_{spt_{min}}$	γ_{medio}	φ_{medio}	Cu_{media}	$N_{spt_{ME}}$	q_{in}	q_{fin}	H
			kN/mc	°	kPA	-	kN/mc	°	kPA	DIO	m - abs	m - abs	m - abs
2	1	COESIVO	19.5	20.0	80.0	13.0	20.0	22.5	100.0	17.0	13.20	11.00	2.20
2b	2	GRANULARE	19.5	38.0	0.0	34.0	20.5	39.0	0.0	60.0	11.00	0.40	10.60
2	3	COESIVO	19.5	20.0	80.0	13.0	20.0	22.5	100.0	17.0	0.40	-0.80	1.20
2b	4	GRANULARE	19.5	38.0	0.0	34.0	20.5	39.0	0.0	60.0	-0.80	-4.10	3.30
2	5	COESIVO	19.5	20.0	80.0	0.0	20.0	22.5	100.0	0.0	-4.10	-4.60	0.50
2b	6	GRANULARE	19.5	38.0	0.0	60.0	20.5	39.0	0.0	80.0	-4.60	-85.70	81.10

Tabella 11 – Stratigrafia per i pali in alveo (da 2 a 6)

4.6 Categoria di suolo e topografica

La categoria di suolo è C, per maggiore dettaglio si rimanda alle APE001.

5. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. 2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

5.1 Definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli Stati Limite di Esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno (SLD);
- nei confronti degli Stati Limite Ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di Esercizio sia Ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

5.1.1 Parametri sismici

Per tutte le opere d'arte in oggetto della presente vengono utilizzati i seguenti parametri per la definizione dell'azione sismica:

- | | |
|----------------------------|---------|
| ▪ Classe d'uso: | IV |
| ▪ Coefficiente d'uso C_u | 2.0 |
| ▪ Vita nominale V_N : | 50 anni |
| ▪ Categoria di suolo: | C |

- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura $q = 1.00$

Si riportano i valori dei parametri sismici a_g , F_0 , T^*_c ricavati mediante il programma “Spettri NTC ver.1.0.3.xls”, disponibile sul sito <http://www.cslp.it/cslp/>, inserendo le coordinate geografiche delle due spalle.

The image shows two side-by-side screenshots from a web application. The left screenshot is titled 'Convertitore' and provides instructions for converting coordinates. It contains four sections for different coordinate systems: Monte Mario / Gauss Boaga zona 1 (EPSG:3003), ED50 / UTM Zone 32N (EPSG:23032), ED50 (EPSG:4230), and WGS84 (EPSG:4326). Each section has input fields for Easting (Est), Northing (Nord), Longitude (Lon), and Latitude (Lat). The WGS84 section has pre-filled values: Lon: 11.305054 and Lat: 44.561401. There are 'Pulisci' and 'Converti' buttons at the bottom. The right screenshot is titled 'Posizione' and shows a map of the area around Longara and Trebbio di Reno. A blue location pin is placed on the map near the town of Longara. The map includes labels for various roads and landmarks.

Tabella 3 - 1: Individuazione della posizione scelta per la tratta B

Nel seguente prospetto si riassumono i valori delle variabili dipendenti dai parametri appena individuati, utilizzati allo scopo di definire gli spettri di risposta.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
 11.30605

LATITUDINE
 44.56234

☐ Ricerca per comune

REGIONE
 Emilia-Romagna

PROVINCIA
 Bologna

COMUNE
 Calderara di Reno

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo
 ☐ Interpolazione su 3 nodi
 ☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Tabella 3 - 2: Individuazione della pericolosità del sito

18/96

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Tabella 3 - 3: Periodo di ritorno

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_S = 1.500$ $C_C = 1.591$ info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1/q = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Tabella 3 - 4: Parametri spettro SLD

5.1.2 Spettri di progetto

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

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
a_g	0.084 g
F_a	2.502
T_c	0.284 s
S_a	1.500
C_c	1.591
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T_B	0.151 s
T_C	0.452 s
T_D	1.935 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{0.0(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.126
0.151	0.315
0.452	0.315
0.522	0.272
0.593	0.240
0.664	0.214
0.734	0.194
0.805	0.177
0.876	0.162
0.946	0.150
1.017	0.140
1.088	0.131
1.158	0.123
1.229	0.116
1.299	0.109
1.370	0.104
1.441	0.099
1.511	0.094
1.582	0.090
1.653	0.086
1.723	0.082
1.794	0.079
1.865	0.076
1.935	0.073
2.034	0.067
2.132	0.061
2.230	0.055
2.329	0.051
2.427	0.047
2.525	0.043
2.624	0.040
2.722	0.037
2.820	0.035
2.918	0.032
3.017	0.030
3.115	0.028
3.213	0.027
3.312	0.025
3.410	0.024
3.508	0.022
3.607	0.021
3.705	0.020
3.803	0.019
3.902	0.018
4.000	0.017

Punti spettro SLD

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

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.216 g
F_a	2.428
T_c	0.293 s
S_a	1.385
C_c	1.575
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.385
η	1.000
T_B	0.154 s
T_C	0.461 s
T_D	2.465 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{0.0(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.300
0.154	0.727
0.461	0.727
0.557	0.602
0.652	0.514
0.748	0.449
0.843	0.398
0.938	0.357
1.034	0.324
1.129	0.297
1.225	0.274
1.320	0.254
1.415	0.237
1.511	0.222
1.606	0.209
1.702	0.197
1.797	0.187
1.892	0.177
1.988	0.169
2.083	0.161
2.179	0.154
2.274	0.147
2.370	0.142
2.465	0.136
2.538	0.128
2.611	0.121
2.684	0.115
2.757	0.109
2.830	0.103
2.904	0.098
2.977	0.093
3.050	0.089
3.123	0.085
3.196	0.081
3.269	0.077
3.342	0.074
3.415	0.071
3.488	0.068
3.561	0.065
3.635	0.063
3.708	0.060
3.781	0.058
3.854	0.056
3.927	0.054
4.000	0.052

Punti spettro SLV

Tabella 3 - 5: Spettri di progetto

Tali valori sono necessari per la determinazione delle sollecitazioni nelle spalle e per i pali di Fondazione.

5.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC.

Di seguito si riporta lo specchietto riassuntivo delle combinazioni di carico previste dalla norma:

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

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE-CH**) irreversibili e valutazione degli stati tensionali:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE-FR**) reversibili utilizzata nella verifica a fessurazione e per controllo stati tensionali:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE-QP**) a lungo termine utilizzata nella verifica a fessurazione e per controllo stati tensionali;

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica **E**:

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto **A_d** che sono le condizioni di urto dei veicoli:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si adoperano le sole combinazioni di carico rara conservativamente (CH).

Si fa notare che, cautelativamente, data la corrente fase progettuale, la condizione SLV è stata valutata in presenza di scalzamento.

5.3 Analisi dei risultati

5.3.1 Premessa

Nelle seguenti tabelle sono dichiarate le sollecitazioni a testa palo fissata a piano campagna per le spalle A e B e per le pile 1 e 7 mentre a piano scalzamento per le pile 2,3,4,5 e 6 (pali in alveo)

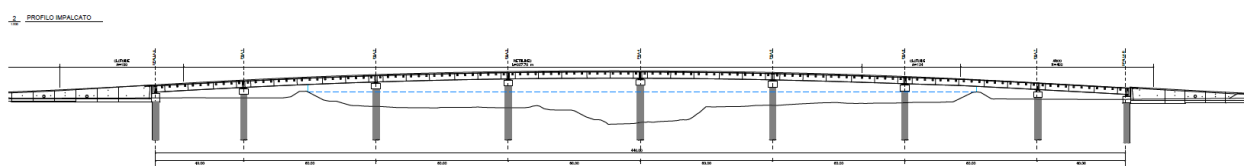


Figura 1- 6: Sviluppo del viadotto

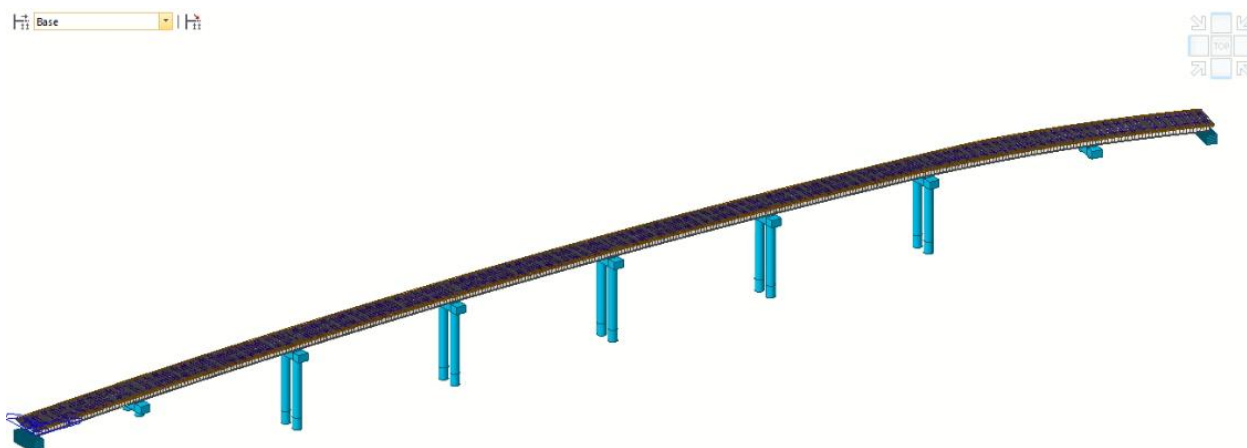


Figura 1- 7: Stralcio modello di calcolo FEM

Per la **verifica geotecnica** dei pali di fondazione:

1. si sono estrapolate le reazioni vincolari del modello FEM strutturale avente in corrispondenza della testa dei pali un vincolo fisso verticale, le molle orizzontali nel piano e le molle rotazionali nel piano xz yz tarate con una modellazione geotecnica mediante il software LPILE;
2. Note le reazioni vincolari, sono state filtrate quelle massime dimensionati per le rispettive verifiche di capacità portante verticale ed orizzontale tenendo da conto della mutua efficienza.

Per la **verifica strutturale** dei pali di fondazione:

1. si sono estrapolate le reazioni vincolari dal modello FEM strutturale a base incastrata;

2. filtrando sulle reazioni dimensionanti, sono state inserite le stesse come sollecitazioni all'interno del software LPILE ad intersezione del piano di scalzamento/campagna con il palo stesso;
3. Dal modello geotecnico sono state estrapolate le sollecitazioni risultanti (intese come radice quadrata di somma dei quadrati di sollecitazione) lungo il fusto del palo di fondazione;
4. Si è condotta la verifica strutturale del palo di fondazione nel rispetto delle specifiche delle NTC18 C§7.2.5 ottenendo dunque il momento di plasticizzazione (utilizzato nella verifica della capacità portante);
5. Si sono verificati i cedimenti verticali delle strutture per i pali della spalla e della pila più sollecitata assialmente.

5.3.2 Sintesi dei risultati

Si riportano i valori in testa singolo palo per i modelli di calcolo adottati (reazioni vincolari).

5.3.2.1 Chiave di lettura delle reazioni

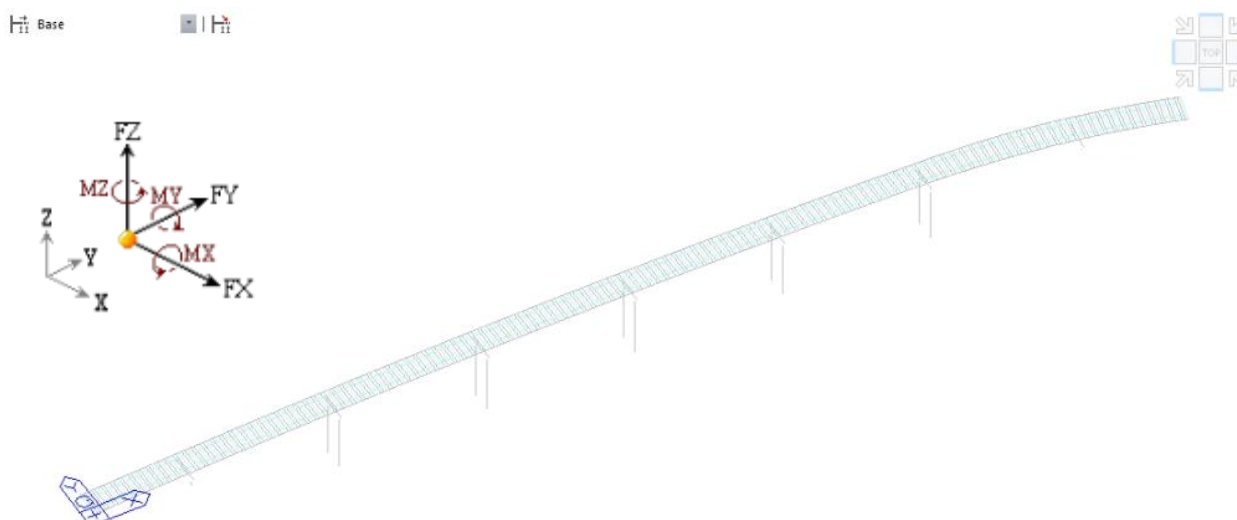
Si descrivono le unità di misura adottate:

▪ Lunghezze	m
▪ Carichi	kN, kN/m, kN/m ²
▪ Peso per unità di volume	kN/m ³
▪ Momenti flettenti	kNm
▪ Sforzo assiali al metro di lunghezza	kN
▪ Azioni taglianti al metro di lunghezza	kN
▪ Massa	ton kN/g

Chiave di lettura dell'output

Nei modelli ad elementi finiti si farà ricorso alle seguenti convenzioni:

Le lettere maiuscole X, Y, Z identificano i tre assi del sistema di riferimento globale, mentre le lettere minuscole x, y, z identificano i tre assi del sistema di riferimento locale.



5.3.2.2 Tipo 0 – Spalla A e B

SLU

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FY_min	2198_SLU24(max)	4451	0	0	-187	0	187	0
FZ_max	2204_SLU1(max)	6786	0	0	-97	0	97	0
FZ_min	2199_SLU24(min)	2709	0	0	-122	0	122	0

SLV

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FY_min	2198_SLV18(max)	3819	0	2069	-1303	1104	1708	2070
FZ_max	2204_SLV28(max)	4011	0	2069	-1166	1104	1606	2070
FZ_min	2198_SLV25(min)	2507	0	2069	-1048	1104	1523	2070

SLE_RARA

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FY_min	2198_CH24(max)	3543	0	0	-129	0	129	0
FZ_max	2204_CH1(max)	4919	0	0	-66	0	67	0
FZ_min	2199_CH17(min)	2279	0	0	-40	0	40	0

SLD

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FY_min	2198_SLD18(max)	3429	0	966	-608	515	797	966

Tabella 12 – Sollecitazioni STR

*La combinazione rara riportata non contempla l'attrito negativo

SLU

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FY_min	2198_SLU24(max)	4450	0	0	-186	0	186	0
FZ_max	2204_SLU1(max)	6785	0	0	-96	0	97	0

SLV

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
		FZ	MY	MZ	FX	FY	FY	FY
FY_min	2198_SLV19(max)	3637	0	2069	-1305	1106	1711	2070
FZ_max	2204_SLV28(max)	4016	0	2069	-1165	1111	1610	2070

Tabella 13 – Sollecitazioni GEO

5.3.2.3 Tipo 1 – Pali in alveo (pile da 2 a 6)

SLU

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2186_SLU9(max)	17729	-7938	16017	-784	617	998	17877
FY_min	2182_SLU3(max)	20344	-13975	768	-1220	28	1221	13996
FZ_max	2182_SLU16(max)	20711	-8916	867	-854	32	855	8959

SLV

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2193_SLV6(min)	12510	8765	-36451	-845	1727	1923	37490
FY_min	2183_SLV15(min)	18122	33075	8633	-2758	431	2792	34184
FZ_max	2182_SLV20(max)	19555	-33084	-8649	-2757	431	2791	34197

SLE_RARA

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2186_CH9(max)	12841	-5380	10471	-537	404	672	11773
FY_min	2182_CH18(max)	16022	-9325	720	-850	26	851	9353
FZ_max	2182_CH18(max)	16022	-9325	720	-850	26	851	9353

SLD

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2193_SLD6(min)	11150	4471	-17147	-471	801	930	17721
FY_min	2182_SLD20(max)	14637	-14858	-3460	-1263	175	1276	15256
FZ_max	2182_SLD20(max)	14637	-14858	-3460	-1263	175	1276	15256

Tabella 14 – Sollecitazioni STR

SLU

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2186_SLU9(max)	17920	-6340	14712	-731	567	925	16020
FY_min	2182_SLU3(max)	20722	-11735	719	-1175	26	1176	11757
FZ_max	2182_SLU16(max)	20940	-7339	802	-804	29	805	7384

SLV

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2192_SLV3(min)	7379	5942	-30285	-621	1929	2027	30863
FY_min	2183_SLV14(min)	19931	27706	7022	-2973	561	3026	28582
FZ_max	2182_SLV20(max)	20123	-27806	-7123	-2970	542	3019	28705

Tabella 15 – Sollecitazioni GEO

5.3.2.4 Tipo 2 – Pali delle pile 1 e 7

SLU

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
		FZ	MY	MZ	FX	FY	V	M
FX_max	2191_SLU9(min)	7964	-4617	-3249	1454	1378	2004	5646
FY_min	2191_SLU28(max)	5642	-2888	-1796	493	757	904	3401
FZ_max	2194_SLU17(max)	13247	1273	-580	3011	138	3015	1400

SLV

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2191_SLV5(min)	5553	-3800	-7965	795	2776	2888	8825
FY_max	2191_SLV16(min)	7090	1068	-2259	3247	975	3390	2500
FZ_max	2194_SLV28(max)	8460	-227	1996	2127	487	2182	2009

SLE_RARA

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2191_CH9(min)	5773	-3306	-2088	1090	920	1427	3910
FY_max	2194_CH18(max)	9455	691	1860	2200	448	2246	1985
FZ_max	2194_CH17(max)	9633	960	-445	2171	106	2174	1059

SLD

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2191_SLD5(min)	5811	-3078	-3678	1071	1427	1785	4796
FY_max	2194_SLD18(max)	7333	-484	1756	2148	415	2188	1822
FY_min	2191_SLD19(max)	5691	-3869	1827	273	287	397	4279

Tabella 16 – Sollecitazioni STR

SLU

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
		FZ	MY	MZ	FX	FY	V	M
MY_max	2194_SLU9(max)	10030	2561	4803	972	1153	1508	5443
FZ_max	2194_SLU17(max)	13276	3537	-591	1181	141	1190	3586

SLV

RIC	NODO_SL_COMB	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	FY (kN)	FX (kN)	Shear ($F_x^2 + F_y^2$)	Moment ($M_x^2 + M_y^2$)
FX_max	2191_SLV5(min)	5494	-3211	-5329	86	1713	1716	6222
MY_max	2195_SLV9(max)	6292	-2247	6789	178	1548	1559	7152
FZ_max	2194_SLV28(max)	8508	1936	2594	909	743	1174	3237

Tabella 17 – Sollecitazioni GEO

6. CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI

6.1 SLU – Presso-Tenso flessione

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione “parabola-rettangolo” per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando $M_{Rd}(N_{Ed})$ con M_{Ed} come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd}	è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ,
N_{Ed}	è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,
M_{Ed}	è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Qualora le verifiche siano condotte per la combinazione eccezionale, secondo quanto descritto in §4.1.4 i coefficienti dei materiali parziali della sicurezza sono assunti unitari.

6.2 SLU - Taglio

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NT).

Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

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

dove:

V_{Rd}	è il valore di calcolo della resistenza a taglio,
V_{Ed}	è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

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

$$u_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm),
- ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02),
- σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$),
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è 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 ed i puntoni d'anima inclinati.

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

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$

La verifica di resistenza 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 (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw/s} f_{yd} \text{ctg } \vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \text{ctg } \vartheta (1 + \text{ctg}^2 \vartheta).$$

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

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

dove:

- d è l'altezza utile della sezione,
- σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),
- b_w è la larghezza minima della sezione,

- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale,
 s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,
 f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,
 α_c è il coefficiente maggiorativo funzione di σ_{cp} .

Qualora le verifiche siano condotte per la combinazione eccezionale, secondo quanto descritto in §4.1.4 i coefficienti dei materiali parziali della sicurezza sono assunti unitari.

6.3 SLE - Fessurazione

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

- Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con f_{ctm} definito nel capitolo 11 delle NT;

- Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm},$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm},$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le combinazioni di riferimento sono:

- Combinazione Quasi Permanente,
- Combinazione Frequente.

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione ("a" nell'elenco precedente) e di formazione delle fessure ("b"), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura w_d non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

dove:

w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

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

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}.$$

Per i valori di ϵ_{sm} e Δ_{sm} si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2009, si fa riferimento al seguente calcolo per w_d :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

dove:

Δ_{smax} rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre, ϵ_{sm} , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

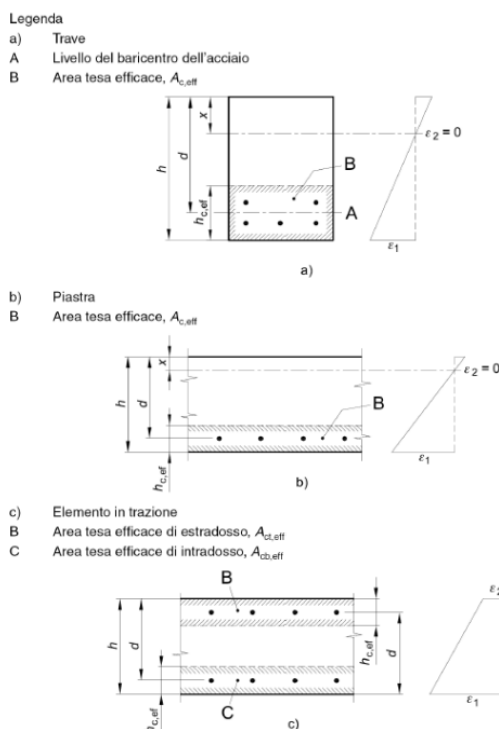
σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ,

ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ ed $h/2$ (come indicato in figura seguente); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.



Per quanto concerne la distanza massima Δ_{smax} , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \varphi/2)$, essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \varphi / \rho_{eff},$$

dove:

φ è il diametro delle barre (se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente φ_{eq}),

c è il ricoprimento delle barre di armatura,

k_1 è funzione dell'aderenza delle armature,

k_2 è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,

k_3 assume il valore fisso di 3.4,

k_4 assume il valore fisso di 0.425.

Si ricapitolano. le aperture di fessurazione:

Elemento	C SA E sp.	Condizioni ambientale NTC2018 - Tab 4.1.III	NTC18 - Tab 4.1.IV	
			CO MB.	wk lim
				mm
Pali di fondazione****	X A2	Aggressive	FR	0.30
			QP	0.20

6.4 SLE – Tensionale

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

$$\begin{aligned}\sigma_c &< 0.60 f_{ck} && \text{per combinazione caratteristica (rara),} \\ \sigma_c &< 0.45 f_{ck} && \text{per combinazione quasi permanente.}\end{aligned}$$

La tensione massima per l'acciaio σ_s deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

Nel caso in esame si ottiene pertanto:

- Per le strutture con $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$ da cui:

$$\begin{aligned}\sigma_c &< 0.60 f_{ck} = 19.2 \text{ MPa} && \text{per combinazione caratteristica (rara),} \\ \sigma_c &< 0.45 f_{ck} = 14.4 \text{ MPa} && \text{per combinazione quasi permanente.}\end{aligned}$$

La tensione dell'acciaio deve rispettare il seguente limite: $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ Mpa}$.

7. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICI

7.1 Capacità portante carichi verticali

La capacità portante del palo di fondazione è valutata come somma della portata laterale e di base.

$$R_{c,tot} = R_{c,cal-BASE} + R_{c,cal-LAT}$$

dove:

$R_{c,cal-BASE}$ = resistenza limite di base;

$R_{c,cal-LAT}$ = resistenza limite laterale.

Le resistenze limite di base e laterale sono valutate con le seguenti relazioni:

$$(R_{c,cal})_{min-BASE} = \frac{\pi \cdot \varnothing_{palo}^2}{4} \cdot q_{b,lim-min}$$

$$(R_{c,cal})_{media-BASE} = \frac{\pi \cdot \varnothing_{palo}^2}{4} \cdot q_{b,lim-media}$$

$$(R_{c,cal})_{min-LAT} = \pi \cdot \varnothing_{palo} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta L_i \cdot \tau_{i,lim-min}$$

$$(R_{c,cal})_{media-LAT} = \pi \cdot \varnothing_{palo} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta L_i \cdot \tau_{i,lim-media}$$

dove:

\varnothing_{palo} diametro del palo (m);

ΔL_i altezza del palo corrispondente allo strato i (m);

n numero totali di strati;

$q_{b,lim-min}$ pressione limite di base ottenuta considerando i parametri geotecnici minimi (kPa);

- $q_{b,lim-media}$ pressione limite di base ottenuta considerando i parametri geotecnici medi (kPa);
- $\tau_{i,lim-min}$ sforzi tangenziali limite ottenuti considerando i parametri geotecnici minimi (kPa);
- $\tau_{i,lim-media}$ sforzi tangenziali limite ottenuti considerando i parametri geotecnici medi (kPa).

7.1.1 Parametri che influiscono sulla portanza dei pali

I parametri che influiscono sulla portanza dei pali sono molteplici. Di certo il primo aspetto da affrontare è la scelta del tipo di palo che dipende dai seguenti fattori:

- natura dei terreni di fondazione;
- situazione geo-idrologica;
- considerazioni di carattere economico;
- entità dei carichi e caratteristiche strutturali dell'opera;
- condizioni ambientali (fabbricati o impianti vicini, strutture interrato, attraversamento dei battenti d'acqua, sismicità locale, ecc.);
- esperienze locali: tecnologie esecutive e di controllo disponibili.

Le modalità di realizzazione sono il fattore che più influenza le caratteristiche geotecniche del terreno nell'intorno del palo e quindi di conseguenza la capacità portante del palo e il suo comportamento deformativo sotto carico.

La scelta quindi delle modalità di installazione tecnicamente più idonea è molto importante ai fini della buona riuscita dei pali; si ritiene opportuno nel caso in esame adottare pali trivellati tradizionali. Data la natura dei terreni la stabilità delle pareti di scavo richiede l'impiego di fanghi bentonitici e/o rivestimenti provvisori con tubo forma. In funzione delle modalità esecutive, che verranno definite in seguito, si utilizzeranno degli sforzi tangenziali opportunamente ridotti come segue:

$$\tau_{i,lim,ridotto} = \chi \tau_{i,lim}$$

dove:

$$\chi = 0.67 \quad \text{per tubi forma;}$$

$$\chi = 0.92 \quad \text{per fanghi bentonitici;}$$

Nel caso specifico si assume una lunghezza del tubo forma di 5m a partire dalla testa palo di calcolo.

Nel seguito sono descritti i criteri adottati per la determinazione della portanza laterale e di base a seconda delle caratteristiche geotecniche dei terreni.

7.1.2 Portanza laterale

7.1.2.1 Strati argillosi

Ci si riferisce alle unità argillose: unità geotecnica A

$$\tau_{i,lim} = \min(\alpha \cdot c_{u,i} ; 100 \text{ kPa})$$

con:

$\tau_{i,lim}$ sforzi tangenziali limite dello strato i-esimo (kPa);

$c_{u,i}$ coesione caratteristica non drenata dello strato i-esimo (kPa);

α_i è un coefficiente empirico nello strato i-esimo funzione della $c_{u,i}$. Si assume valida la seguente legge di variazione (Raccomandazioni AGI):

$\alpha = 0.9$	$c_u \leq 25 \text{ kPa}$
$\alpha = 0.8$	$c_u = 25 \div 50 \text{ kPa}$
$\alpha = 0.6$	$c_u = 50 \div 75 \text{ kPa}$
$\alpha = 0.4$	$c_u \geq 75 \text{ kPa}$

7.1.2.2 Strati sabbiosi e ghiaiosi

Ci si riferisce alle unità sabbiose e ghiaiose: unità geotecnica B

$$\tau_{i,lim} = \min(k_i(z) \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan \varphi'_i ; \tau_{wright}(N_{spt}))$$

dove:

$\sigma'_v(z)$ pressione geostatica verticale efficace (kPa);

φ'_i angolo di resistenza al taglio del terreno naturale corrispondente allo strato i (°);

$k_i(z)$ il coefficiente k è valutato in accordo alle curve riportate nel grafico seguente, in accordo alla variabilità $0.7 \div 0.4$ indicata dalle Raccomandazioni AGI (1984), con valori decrescenti con la profondità. Di volta in volta, in funzione delle caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo verrà scelta una specifica curva $k(z/L)$.

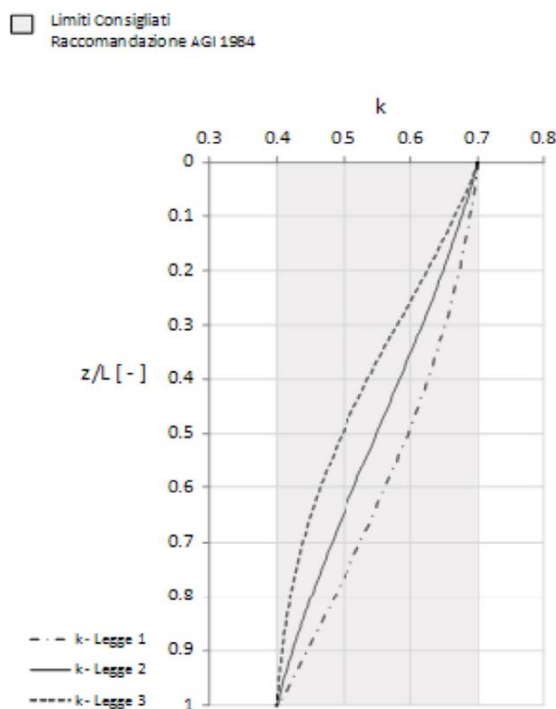


Figura 7.1- Curve di variazione di k con la profondità in accordo alla variabilità 0.7-0.4 indicata dalle Raccomandazione AGI (1984) .

$$k_i(z) = \frac{\sigma'_h(z)}{\sigma'_v(z)}$$

$$k_i(z) = a \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^4 + b \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^3 + c \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^2 + d \cdot \left(\frac{z}{L}\right) + e$$

dove:

$\sigma'_h(z)$ pressione geostatica orizzontale efficace (kPa);

z quota considerata da testa palo (m);

L lunghezza palo (m);

a, b, c, d, e parametri polinomiale, che assumono i valori indicati in tabella.

Legge variabilità K	Legge 1	Legge 3
$a =$	0.06054	-0.42714
$b =$	-0.03632	1.114648
$c =$	-0.23278	-0.71566
$d =$	-0.08914	-0.27243
$e =$	0.7	0.7

Figura 7.2- Leggi di variabilità coeff k e parametri polinomiale.

Nel caso specifico si assume le legge 1.

$\tau_{wright}(N_{spt})$ sforzi tangenziali in funzione numero di colpi (N_{spt}) registrato in prova penetrometrica

dinamica SPT (n°colpi/30cm), secondo le relazioni sotto riportate:

$$\tau_{wright} = 3 \cdot N_{spt} \text{ (kPa) se } N_{spt} \leq 53 \text{ colpi/30cm};$$

$$\tau_{wright} = 142 + 0.32 \cdot N_{spt} \text{ (kPa) se } N_{spt} > 53 \text{ colpi/30cm}.$$

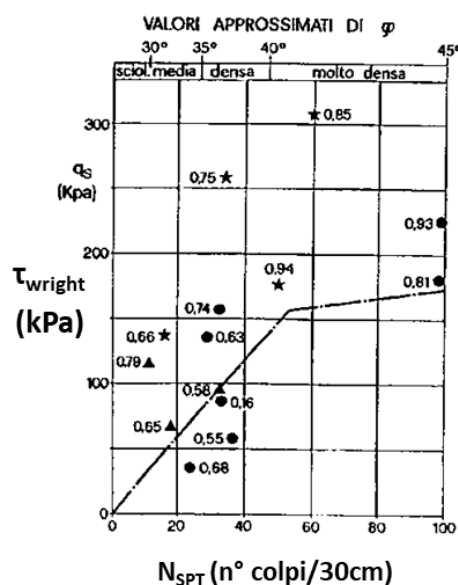


Figura 7.3- Sforzo tangenziale (Wright 1977) in funzione del numero di colpi re registrato in prova penetrometrica dinamica SPT (n°colpi/30cm).

7.1.3 Portanza di base

7.1.3.1 Strati argillosi

La portanza di base negli strati argillosi è valutata con la seguente relazione:

$$q_{b,lim} = 9 \cdot c_{u,base} + \sigma_{v,base} \leq q_{blim} = 4000 \text{ kPa}.$$

dove:

$\sigma_{v,base}$ sforzo verticale totale agente in corrispondenza della punta del palo (kPa)

$c_{u,base}$ coesione non drenata valore rappresentativo della profondità $z=Z_{base}$ (kPa)

7.1.3.2 Strati sabbiosi e ghiaiosi

La portanza di base negli strati incoerenti è valutata con la seguente relazione:

$$q_{b,lim} = \min(N_q^* \cdot \sigma'_{v,base}; q_{Rese})$$

dove:

N_q^* coefficiente di Berezantzev (1965), funzione del rapporto L/D (L/ϕ_{palo}) e dell'angolo d'attrito del terreno

ϕ' , determinato come segue:

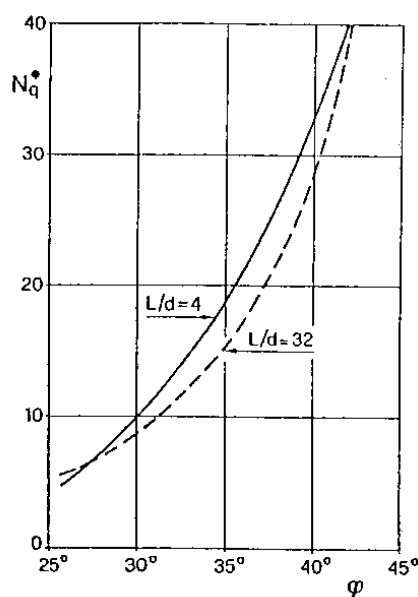


Figura 7.4- Pali trivellati in cls (terreni granulari): resistenza specifica alla punta, coefficiente N_q^* (Berezantzev, 1965) corrispondente all'insorgere delle deformazioni plastiche alla punta.

$$N_q^* = a \cdot \phi'^3 + b \cdot \phi'^2 + c \cdot \phi' + d$$

$$\text{Con } 28^\circ \leq \phi' \leq 43^\circ$$

Legge variabilità N^*_q	$L/D = 4$ ($L/D < 4$)	$L/D = 32$ ($L/D > 32$)
a =	0.0028	0.00838
b =	-0.1967	-0.72697
c =	5.6612	21.87956
d =	-58.5520	-219.5848

Figura 7.5- Legge di variabilità N^*_q e parametri polinomiale.

$\sigma'_{v,base}$

pressione geostatica verticale efficace agente in corrispondenza della punta del palo

(kPa)

φ'_i

angolo di resistenza al taglio che caratterizza la formazione in corrispondenza della base del palo

(°);

q_{Reese}

pressione di base in funzione numero di colpi (N_{spt}) registrato in prova penetrometrica dinamica SPT

(n°colpi/30cm), secondo le relazioni sotto riportate:

$$q_{Reese} = 66.7 \cdot N_{spt} \text{ (kPa) se } N_{spt} \leq 60 \text{ colpi/30cm;}$$

$$q_{Reese} = 4000 \text{ kPa se } N_{spt} > 60 \text{ colpi/30cm.}$$

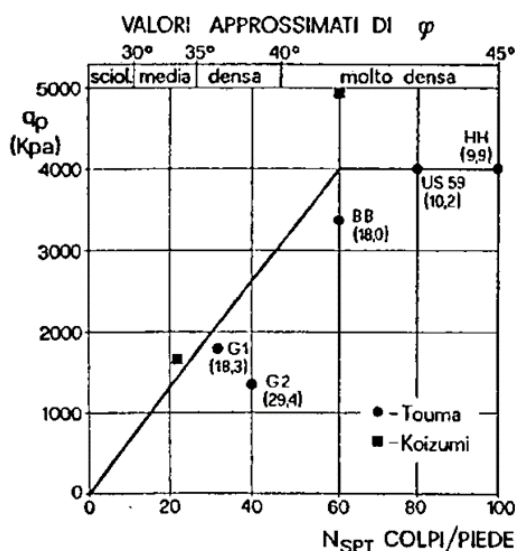


Figura 7.6- Resistenza alla punta (Reese, 1978) in funzione del numero di colpi re registrato in prova penetrometrica dinamica SPT (n°colpi/30cm).

7.1.3.3 Correzione della portanza di base per la presenza di strati con consistenza differente

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità in condizioni stratigrafiche particolari (pali che attraversano uno strato di terreno sciolto fino a immorsarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immorsati in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate nella figura sottostante.

Nel caso specifico si assume $m = 4.0$

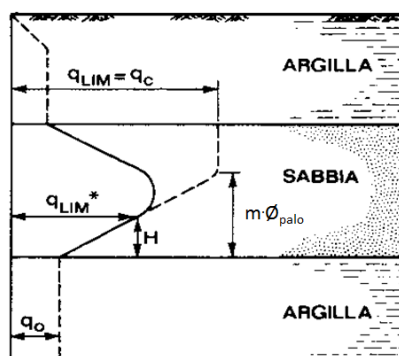


Figura 7.7 – Criterio di correzione della resistenza di punta - Meyerhof, Sastry [1976].

7.1.4 Riduzione capacità portante verticale dei pali in palificata

Al fine di stimare in maniera quantitativa, gli effetti di mutua interferenza ricollegabili a pali realizzati in terreni coesivi deformabili ed eccessivamente prossimi gli uni agli altri in termini di riduzione degli sforzi tangenziali mobilitabili lungo il fusto del palo e di diminuzione della pressione ultima alla base, è stato messo a punto un criterio analitico di seguito illustrato, impiegato prevalentemente nelle problematiche progettuali connesse alla risoluzione di non conformità realizzative.

Il criterio illustrato si basa sul concetto che la capacità portante di un palo realizzato, rispetto agli altri pali della palificata, a interasse relativo (i/\varnothing , espressa in funzione del diametro di perforazione \varnothing) inferiore ad un certo limite è influenzata in maniera negativa dalla presenza dei pali eccessivamente prossimi al palo considerato.

Resistenza Laterale

Il criterio di calcolo si fonda sul principio che pali posti ad una certa distanza relativa (intesa come interasse dei pali, normalizzata al diametro di perforazione) non presentano compromissione degli sforzi

tangenziali agenti sul fusto del palo, dunque per tali pali è possibile considerare agenti sull'intera superficie laterale e con il valore tipico del "palo isolato" p.i. .

Salvo casi particolari, in prima approssimazione, si può assumere che la distanza intressiali oltre la quale i pali limitrofi non risultano influenzati dalla presenza di pali limitrofi, diversificato per la "direzione" dell'azione assiale, sia:

$$\left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ comp} = 3 \rightarrow \text{Palo "in Compressione"}$$

$$\left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ traz} = 4 \rightarrow \text{Palo "in trazione"}$$

Dunque, per pali soggetti ad azioni assiali di compressione,

$$\left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq \left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ comp} \rightarrow A = \pi \cdot \emptyset \text{ e } \tau = \tau_{p.i.}$$

e per pali soggetti ad azioni assiali di trazione,

$$\left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq \left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ traz} \rightarrow A = \pi \cdot \emptyset \text{ e } \tau = \tau_{p.i.}$$

Quando due pali si trovano ad una distanza interassiale minore del valore limite, su una porzione della superficie laterale del palo agiranno degli sforzi tangenziali ridotti rispetto a quelli che agirebbero sulla superficie laterale di un palo isolato; il coefficiente di riduzione è definito da una legge di variazione lineare tra 0 e 1. Il valore = 0 (interferenza massima) si assume quando i pali si toccano ($i/\emptyset=1$), mentre il valore = 1 (interferenza assente, vale a dire p.i.) è posto quando i pali si trovano ad una distanza superiore ai valori limite precedentemente introdotti.

Per stimare in maniera approssimativa la porzione di superficie laterale in corrispondenza della quale gli sforzi tangenziali assumono il valore ridotto rispetto al valore che caratterizza gli sforzi tangeziali agenti sul "palo isolato", si procede nel modo seguente, si unisce con un segmento i centri dei due pali limitrofi e si calcola l'angolo che l'arco di lunghezza $\emptyset/2$, immaginando che esso vari linearmente da un valore di $/2$ (interferenza massima) per pali che si toccano ($i/\emptyset=1$), ad un valore pari a 0° (interferenza assente) allorchè i pali in esame vengano a trovarsi ad una distanza superiore ai valori limite precedentemente introdotti.

Traducendo in formule i concetti alla base del criterio esposto si ha:

$$1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < \left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ comp} \rightarrow \begin{cases} A = \pi \cdot \emptyset - A_{\alpha} & e \quad \tau = \tau_{p.i.} \\ A_{\alpha} = \frac{\emptyset}{2} \cdot \alpha & e \quad \tau = \alpha_{\tau} \cdot \tau_{p.i.} \end{cases}$$

$$1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < \left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ traz} \rightarrow \begin{cases} A = \pi \cdot \emptyset - A_{\alpha} & e \quad \tau = \tau_{p.i.} \\ A_{\alpha} = \frac{\emptyset}{2} \cdot \alpha & e \quad \tau = \alpha_{\tau} \cdot \tau_{p.i.} \end{cases}$$

$$\alpha_{\tau} = \alpha_{\tau} \left(\frac{i}{\emptyset}\right) = \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{i}{\emptyset} - 1\right) & per \quad 1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < 3 \\ 1, & per \quad \left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq 3 \end{cases}$$

$$\alpha_{\tau} = \alpha_{\tau} \left(\frac{i}{\emptyset}\right) = \begin{cases} \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{i}{\emptyset} - 1\right), & per \quad 1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < 4 \\ 1, & per \quad \left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq 4 \end{cases}$$

Nel caso un palo sia posto a distanze contenute rispetto a più pali, per ogni palo si calcolerà la lunghezza dell'arco in corrispondenza del quale gli sforzi tangenziali risultano "compressi" a causa dell'eccessiva vicinanza con gli altri pali. Nel caso in cui le zone di influenza di più pali si "sovrappongano", nella zona di "sovrapposizione" si considererà agente lo sforzo tangenziale minore, come descritto in Figura.

In definitiva la porzione laterale del palo è suddivisa in diverse porzioni in cui si considerano agenti sforzi tangenziali di entità differente; definita l_i la generica porzione della superficie laterale del palo in corrispondenza della quale agisce lo sforzo tangenziale ridotto è possibile calcolare uno sforzo tangenziale medio equivalente, tenendo conto che nella porzione di superficie laterale di palo che non risente della presenza dei pali vicini, si considerano agenti gli sforzi tangenziali propri del "palo isolato". Lo sforzo tangenziale medio equivalente risulta:

$$\tau_{eq} = \frac{(\emptyset \cdot \pi - \sum_{i=1}^N l_i) \cdot \tau_{p.i.} + \sum_{i=1}^N l_i \cdot \alpha_{\tau i} \cdot \tau_{p.i.}}{\emptyset \cdot \pi} = \alpha_{\tau eq} \cdot \tau_{p.i.}$$

$$\alpha_{\tau eq} = \frac{(\emptyset \cdot \pi - \sum_{i=1}^N l_i) + \sum_{i=1}^N l_i \cdot \alpha_{\tau i}}{\emptyset \cdot \pi}$$

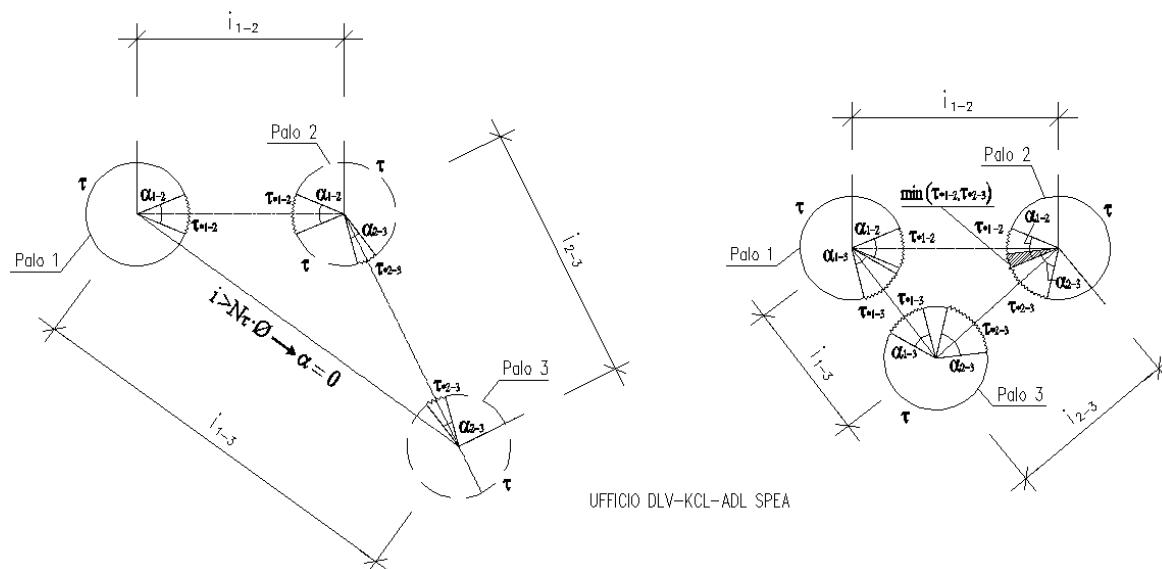


Figura 8 - Pali trivellati in cls: Definizione delle porzioni di superficie laterale del palo in cui considerare azioni tangenziali attrittive ridotte per effetto della vicinanza di pali limitrofi

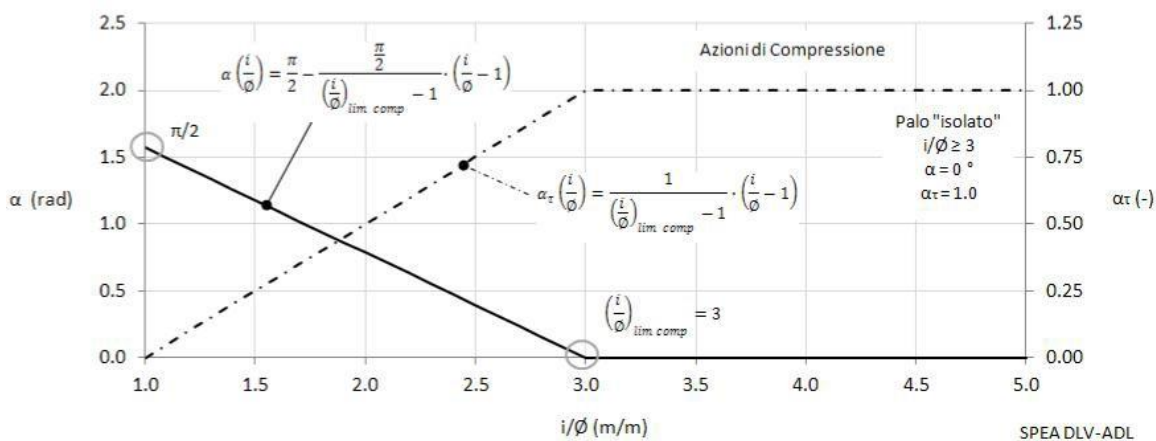


Figura 9 - Pali trivellati in cls: effetti "analitici" del "mutuo disturbo" in termini di compromissione degli sforzi tangenziali attrittivi agenti sulla superficie laterale imputabili alla ridotta distanza tra i pali (azioni assiali di compressione)

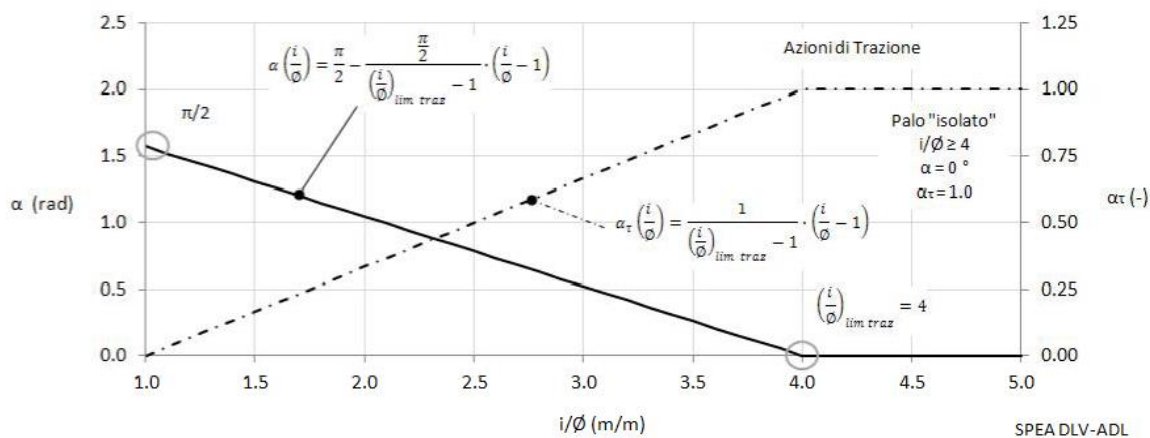


Figura 10 - Pali trivellati in cls: effetti "analitici" del "mutuo disturbo" in termini di compromissione degli sforzi tangenziali attritivi agenti sulla superficie laterale imputabili alla ridotta distanza tra i pali (azione assiale di trazione)

Nel caso di pali di diametro \varnothing accostati, disposti a distanza interassiale i , per definire il coefficiente riduttivo per gli sforzi tangenziali agenti sul fusto è possibile adottare la seguente espressione:

$$\alpha_{\tau eq} = \frac{2 \cdot i}{\varnothing \cdot \pi}$$

Portata alla punta

Definita $q_{b p.i.}$ la pressione ultima di base valida per il "palo isolato", è possibile definire la portata ultima di un palo non isolato come il prodotto di q_b per un coefficiente riduttivo α_q , definito approssimativamente come

$$\alpha_q \cong 0.5 + \frac{0.5}{\left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{lim comp} - 1} \cdot \left(\frac{i}{\varnothing} - 1\right)$$

segue:

dunque: $q_b = \alpha_b \cdot q_{b p.i.}$

Conservativamente è possibile fare riferimento al minor valore di i/\varnothing che caratterizza la distanza tra il palo considerato ed i pali limitrofi.

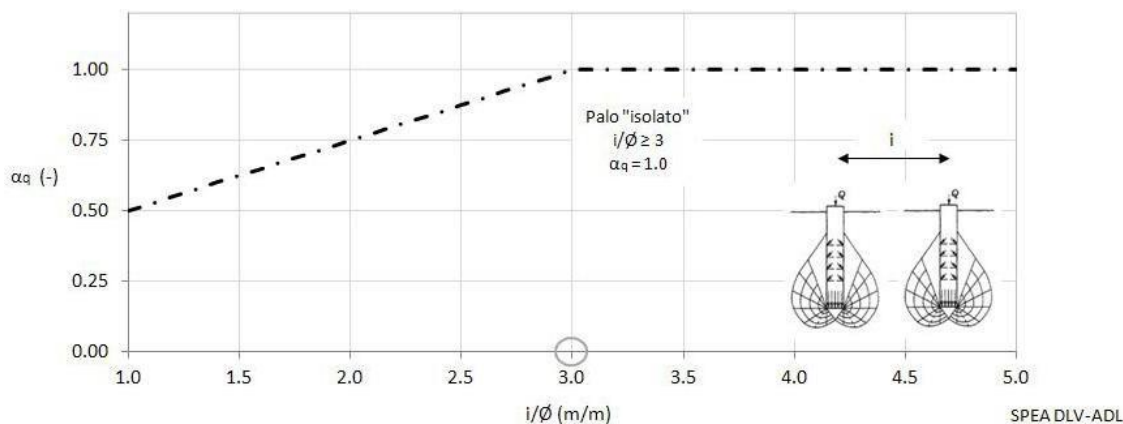


Figura 11 - Pali trivellati in cls: effetti "analitici" del "mutuo disturbo" in termini di compromissione della pressione ultima agente in corrispondenza della punta imputabili alla ridotta distanza tra i pali

7.1.5 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU-GEO)

Ai fini del progetto delle fondazioni, verranno considerati sia gli stati limite di esercizio (SLE) sia gli stati limite ultimi (SLU).

In generale, le analisi degli stati limite di esercizio (SLE) sono utilizzate per ottenere informazioni circa gli spostamenti attesi sotto i carichi di esercizio e per verificarne l'ammissibilità nei confronti della funzionalità dell'opera.

Le analisi agli stati limite ultimi (SLU) sono impiegate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e per le verifiche geotecniche, in seguito verranno presentati esclusivamente i criteri di verifica geotecnici SLU del singolo palo soggetto a carichi assiali.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, ovvero:

$$E_d = E\left(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right)$$

$$E_d = \gamma_E E\left(F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right).$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = \gamma_E E_k$. Nella formulazione delle resistenze R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito degli approcci previsti dalla normativa.

7.1.5.1 Approccio progettuale

Le verifiche sono effettuate in accordo all'Approccio 2: **A1+M1+R3**.

7.1.5.2 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali riportati in Tabella 7.1. Nel caso specifico si utilizzano i coefficienti di resistenza relativi ai pali trivellati.

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

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

Tabella 7.1– Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Inoltre se la portanza del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici o risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correzione (ξ) riportati nella Tabella 7.2 in funzione del numero di verticali d'indagine.

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

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

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

Tabella 7.2 – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine.

Nel caso specifico si assume:

- $\xi_3=1.55$ e $\xi_4=1.42$ (n° 4 verticali indagate) fino alla quota di -7m slm;
- $\xi_3=1.70$ e $\xi_4=1.70$ (n° 1 verticale indagate) oltre la quota di -7m slm.

7.1.5.3 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali di compressione

Nel caso di pali soggetti ad azioni di compressione risulta:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k-BASE}}{\gamma_{R-BASE}} + \frac{R_{c,k-LAT}}{\gamma_{R-LAT}}$$

dove:

$$R_{c,k-BASE} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media-BASE}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min-BASE}}{\xi_4} \right\} : \text{resistenza caratteristica di base;}$$

$$R_{c,k-LAT} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media-LAT}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min-LAT}}{\xi_4} \right\} : \text{resistenza caratteristica laterale.}$$

7.1.5.4 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali di trazione

Nel caso di pali soggetti ad azioni di trazione risulta:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k-LAT}}{\gamma_{Rt-LAT}}$$

dove:

$$R_{t,k-LAT} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media-LAT}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min-LAT}}{\xi_4} \right\} : \text{resistenza caratteristica laterale.}$$

Per i pali a trazione si applica una riduzione del 10% alla portanza laterale determinata con i criteri illustrati nel §7.1.2.

7.1.6 Peso del palo

Il peso del palo viene incluso fra le azioni permanenti. A seconda dello stato limite considerato il peso del palo viene così assunto:

- Verifiche SLE

$$W_{palo,k} = \frac{\pi \cdot \varnothing_{palo}^2}{4} \cdot L_{palo} \cdot (\gamma_{cls} - \bar{\gamma}_{soil})$$

- Verifiche SLU - Statiche

$$W_{palo,k} = \gamma_F \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing_{palo}^2}{4} \cdot L_{palo} \cdot (\gamma_{cls} - \bar{\gamma}_{soil})$$

dove:

$\gamma_F = 1.3$ (Approccio 2: A1+M1+R3) Permanente sfavorevole per carichi assiali di compressione;

$\gamma_F = 1$ (Approccio 2: A1+M1+R3) Permanente favorevole per carichi assiali di trazioni.

- Verifiche SLU - Sismiche

$$W_{palo,k} = (1 \pm kv) \gamma_F \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing_{palo}^2}{4} \cdot L_{palo} \cdot (\gamma_{cls} - \bar{\gamma}_{soil})$$

dove:

$\gamma_F = 1.0$ (Approccio 2: A1+M1+R3) per azioni sismiche.

7.2 Capacità portante carichi laterali e relativa efficienza

Deve essere:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

Dove:

$F_{tr,d}$	è il carico orizzontale di progetto nelle verifiche allo SLU agente;
$R_{tr,d}$	la Resistenza di progetto ai carichi orizzontali allo SLU per il singolo palo fornita dalla seguente espressione:
$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$	la resistenza caratteristica ai carichi orizzontali;
γ_T	coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di apli soggetti a carichi trasversali, fornito dalla Tab. 6.4.VI delle NTC2018, precedentemente illustrata;
$R_{tr,k} = \text{Min} [(R_{tr,cal})_{media} / \xi_3; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4]$	la resistenza laterale caratteristica ai carichi orizzontali allo SLU;
ξ_3, ξ_4	coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018 e da quanto specificato in precedenza (dato che il carico limite laterale coinvolge
$R_{tr,cal}$	rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali H_{lim} valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è influente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo. Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo il palo è considerato impedito di ruotare in testa solo nel caso della spalla mentre gli altri due sono liberi di ruotare in testa essendo dei "pali-pila".

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono solitamente indicati come “palo corto”, “intermedio” e “lungo”.

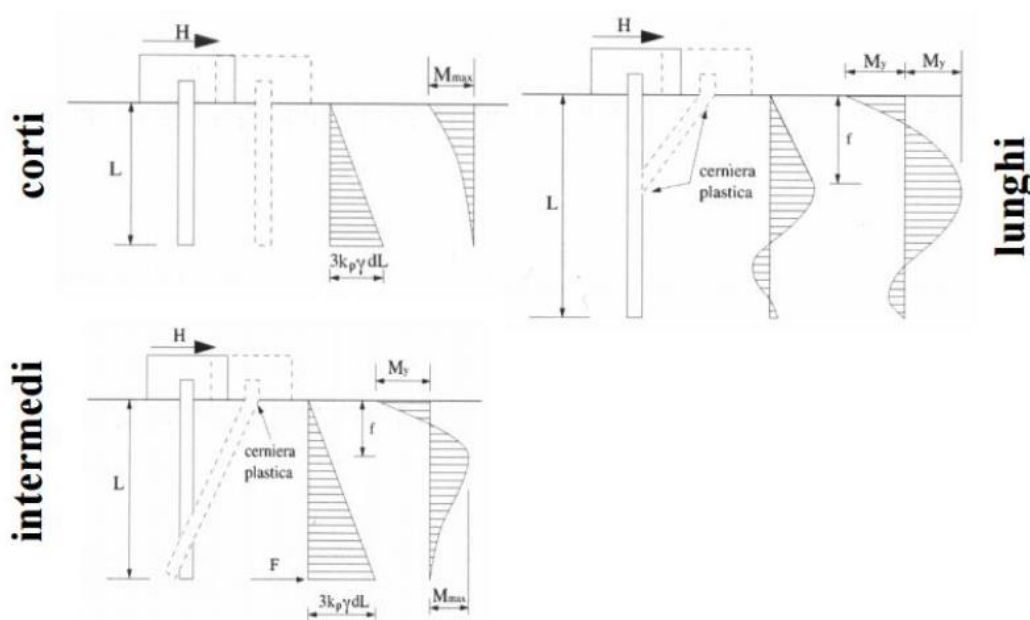


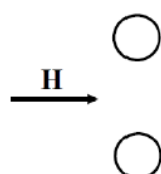
Figura 12 – Esempio meccanismi di rottura per i pali vincolati in testa.

Si considera inoltre una efficienza per i pali secondo la formulazione di Reese & Van Impe (2001), nel quale subentra la correlazione con la direzione dell'azione in funzione della disposizione dei pali. Se ne riportano le formule che mostrano quanto l'efficienza sia funzione della mutua distanza e della direzionalità dell'azione.

$$\begin{array}{lcl}
 \begin{array}{c} \text{H} \\ \longrightarrow \end{array} \begin{array}{c} \textcircled{\text{B}} \\ \textcircled{\text{A}} \end{array} & e_A = 0.70 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.26} & \frac{s}{D} \leq 4 \\
 & e_B = 0.48 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.38} & \frac{s}{D} \leq 7
 \end{array}$$

Se $s/D > (4 \text{ o } 7)$ allora $e = 1$

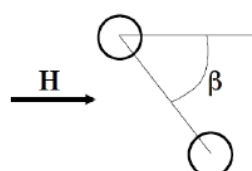
Figura 13 – Efficienza per pali allineati



$$e_c = 0.64 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.34} \quad \frac{s}{D} \leq 3.75$$

Se $s/D > 3.75$ allora $e = 1$

Figura 14 – Efficienza per pali affiancati



$$e = \sqrt{e_{\text{lin}}^2 \cdot \cos^2 \beta + e_{\text{aff}}^2 \cdot \sin^2 \beta}$$

Figura 15 – Efficienza per pali

Per le verifiche dei pali è stata individuata la combinazione con il massimo valore combinato del taglio ed è stata calcolata la relativa β in modo da poter correttamente tarare il valore di efficienza.

7.3 Effetti di attrito negativo sui pali della spalla

Sono da considerare gli effetti dell'attrito negativo sul singolo palo a seguito dei cedimenti indotti (e il conseguente incremento di sforzo normale) data presenza dei rilevati di approccio in un contesto geotecnico molto deformabile come quello delle spalle.

7.3.1 Curva Carico cedimento in assenza di attrito negativo

La valutazione della curva carico-cedimento del palo singolo è stata redatta con il metodo delle curve di trasferimento (τ -s e q -s) mediante l'ausilio di un foglio di un software (TZ Pile) che opera come segue:

1. Il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso in conci, caratterizzato da un modulo elastico E_p .
2. Il trasferimento degli sforzi dal palo al terreno avviene tramite molle (una per concio) caratterizzate da leggi non lineari (si veda la Figura 16). L'ordinata delle molle rappresenta la tensione tangenziale sviluppabile lungo il fusto (τ) o la portata di base (q); le ascisse rappresentano lo spostamento locale verso il basso del concio generico (s_v). Lo spostamento verso il basso del generico concio viene a dipendere dal carico applicato alla testa del palo (Q_t), dalla sua posizione lungo il palo, dal modulo elastico del palo e dalle curve di trasferimento (τ - s_v e q - s_v) lungo il fusto e alla base.
3. La determinazione dell'andamento dei carichi e degli spostamenti lungo il fusto e alla base, per un dato carico applicato in testa, viene effettuata risolvendo l'equazione differenziale:

$$\frac{dQ_z}{dz} = E_p \cdot A_p \cdot \frac{d^2 s_{vz}}{dz^2}$$

essendo:

z = coordinata generica lungo il palo con origine alla testa palo

A_p = area della sezione del palo

Q_z = carico assiale agente nella sezione di palo di coordinata z

s_{vz} = spostamento assiale nella sezione di palo di coordinata z .

La soluzione dell'equazione differenziale viene fatta con metodi numerici in accordo alla seguente procedura:

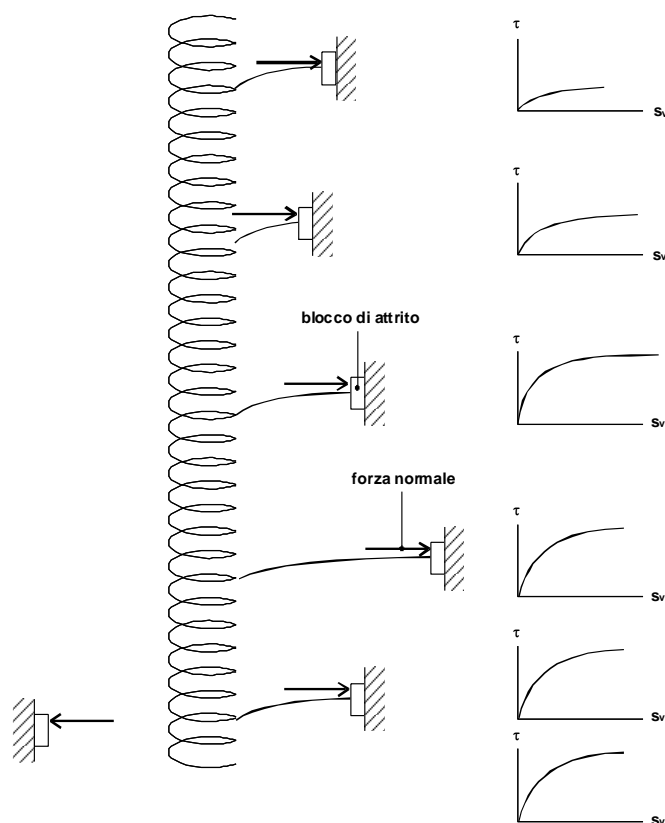
- si assume un movimento verso il basso della base del palo e, con riferimento alla curva di trasferimento della base (q -s), si ottiene il corrispondente carico applicato alla base;

- si usa la curva di trasferimento (τ -s) relativa al concio sopra la base e si ottiene il carico di attrito laterale associabile allo spostamento di cui al punto a);
 - si valuta il carico agente alla sommità del concio come somma del carico applicato alla base (punto a) e del carico di attrito laterale (punto b);
 - si calcola l'accorciamento elastico del concio di palo in funzione dei carichi agenti a testa concio (punto c) e base concio (punto a);
 - si calcola lo spostamento alla testa del concio come somma di quello imposto alla base (punto a) più quello elastico del concio (punto d).
4. E 'stata ripetuta la procedura per ciascun concio soprastante quello di base, fino ad arrivare alla testa del palo; il carico e lo spostamento della testa rappresentano un punto della curva carico-cedimento del palo.
5. Si assumono altri valori dello spostamento della base e per ciascun valore si ripetono i calcoli fino ad ottenere la curva carico-cedimento completa del palo.

I risultati del calcolo, per ogni valore di carico assiale applicato in testa, sono stati assunti:

- lo spostamento verticale della testa del palo;
- l'andamento dei carichi assiali lungo il fusto;
- le azioni esercitate tra palo e terreno.

Sulla base di prove sperimentali ricavabili dalla letteratura (si vedano Reese & O'Neill, 1988 e Reese & Wang, 1990) sono da adottare le curve di trasferimento riportate nella Figura 16 e nelle Tabella 3-Tabella 6.



**Figura 16: Schema di calcolo del palo singolo caricato assialmente
 (Reese & Wang, 1990)**

$\tau/\tau_{us} (-)$	$s_v/D (%)$
0.00	0.0
0.55	0.2
0.65	0.3
0.80	0.4
0.90	0.6
1.00	1.0

**Tabella 3: Curve di trasferimento τ - s_v in sabbia e ghiaia
 (da Reese & Wang, 1990)**

q/q_{us} (-)	s_v/D (%)
0.00	0.0
0.40	1.5
0.62	2.5
0.90	4.0
1.00	5.0
1.50	10.0

**Tabella 22: Curve di trasferimento q-sv in sabbia e ghiaia
 (da Reese & O'Neill, 1989)**

τ/τ_{us} (-)	s_v/D (%)
0.00	0.0
0.75	0.2
0.85	0.3
0.90	0.4
0.95	0.6
1.00	1.0

**Tabella 23: Curve di trasferimento τ -sv in argille e limi
 (da Reese & Wang, 1990)**

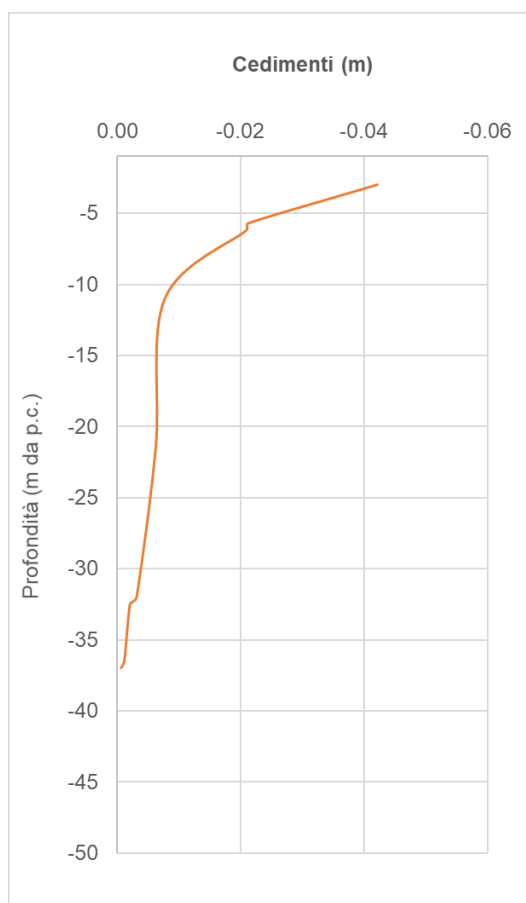
q/q_{us} (-)	s_v/D (%)
0.00	0.0
0.60	1.0
0.80	2.0
0.90	3.0
1.00	5.0
1.00	1.0

**Tabella 6: Curve di trasferimento q-sv in argille e limi
 (da Reese & O'Neill, 1989)**

7.3.2 Curva carico-cedimento in presenza di attrito negativo

La valutazione della curva carico-cedimento del palo singolo in presenza di attrito negativo è stata condotta con il metodo delle curve di trasferimento mediante l'ausilio di programmi tipo TZPILE che opera come indicato al paragrafo precedente, considerando che in presenza di attrito negativo si tiene conto, concio per concio, dell'entità del cedimento differenziale tra quello relativo al concio e quello relativo al terreno circostante il palo.

L'andamento dei cedimenti indotti dal rilevato in corrispondenza del palo è da calcolare tramite analisi ad elementi finiti (PLAXIS – Analisi FEM) considerando anche i cedimenti nel tempo (figura seguente).



Analisi FEM – Andamento dei cedimenti in funzione della lunghezza del palo in corrispondenza della spalla utilizzato per la stima del fenomeno dell'attrito negativo.

Tale calcolo è necessario come input nel programma per la stima della curva carico cedimento in presenza di attrito negativo.

Una volta calcolata la curva carico cedimento in presenza di attrito negativo, è possibile stimare l'andamento dell'azione assiale lungo il fusto del palo e quindi è possibile stimare l'incremento di carico assiale lungo il fusto del palo (ΔN) dovuto all'attrito negativo (pari alla differenza tra il valore massimo e quello valutato a testa palo).

Per le spalle prese come in questa sede considerando un carico assiale in testa mediamente compreso tra 5000 e 6000 kN, si ricava un valore di incremento di carico assiale (dovuto ad attrito negativo) su singolo palo di $\Delta N = 2000$ kN.

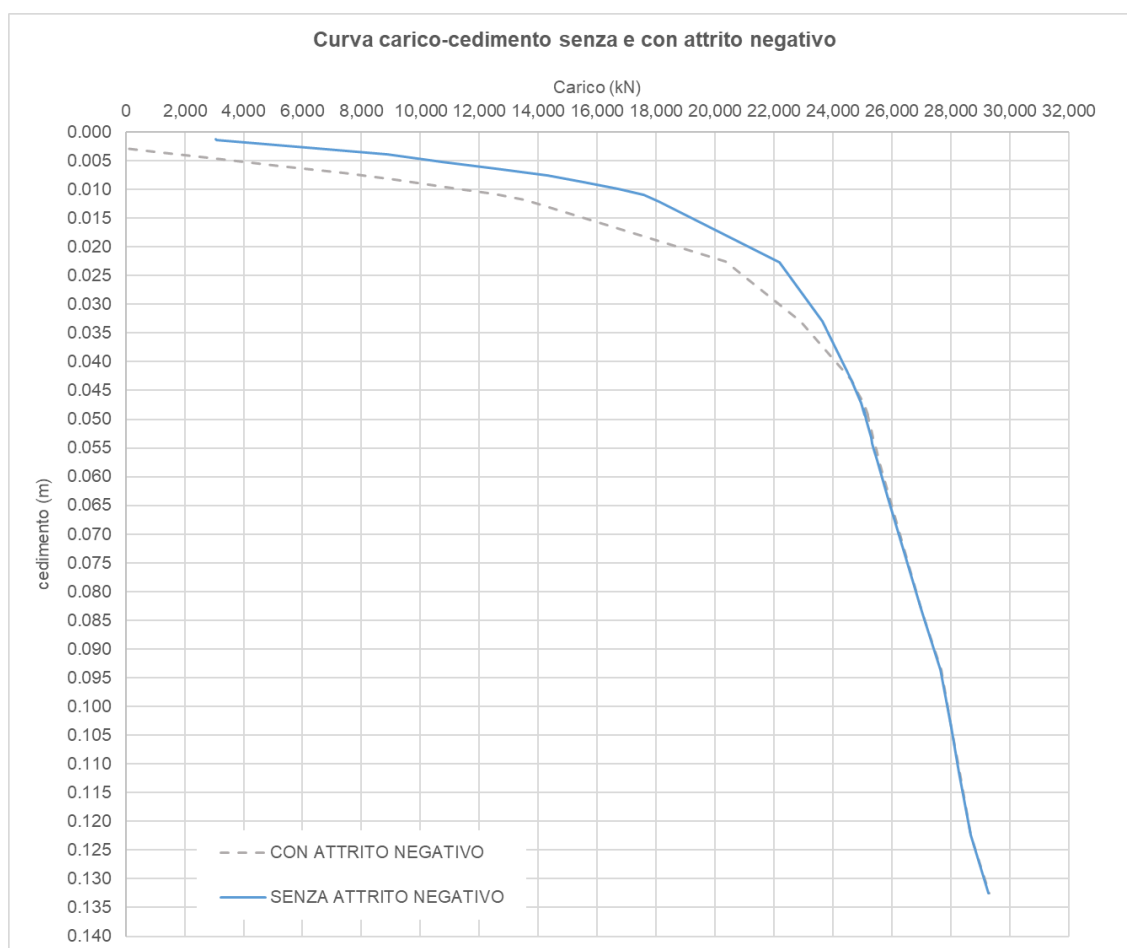


Figura 17 Curva carico cedimento con e senza attrito negativo

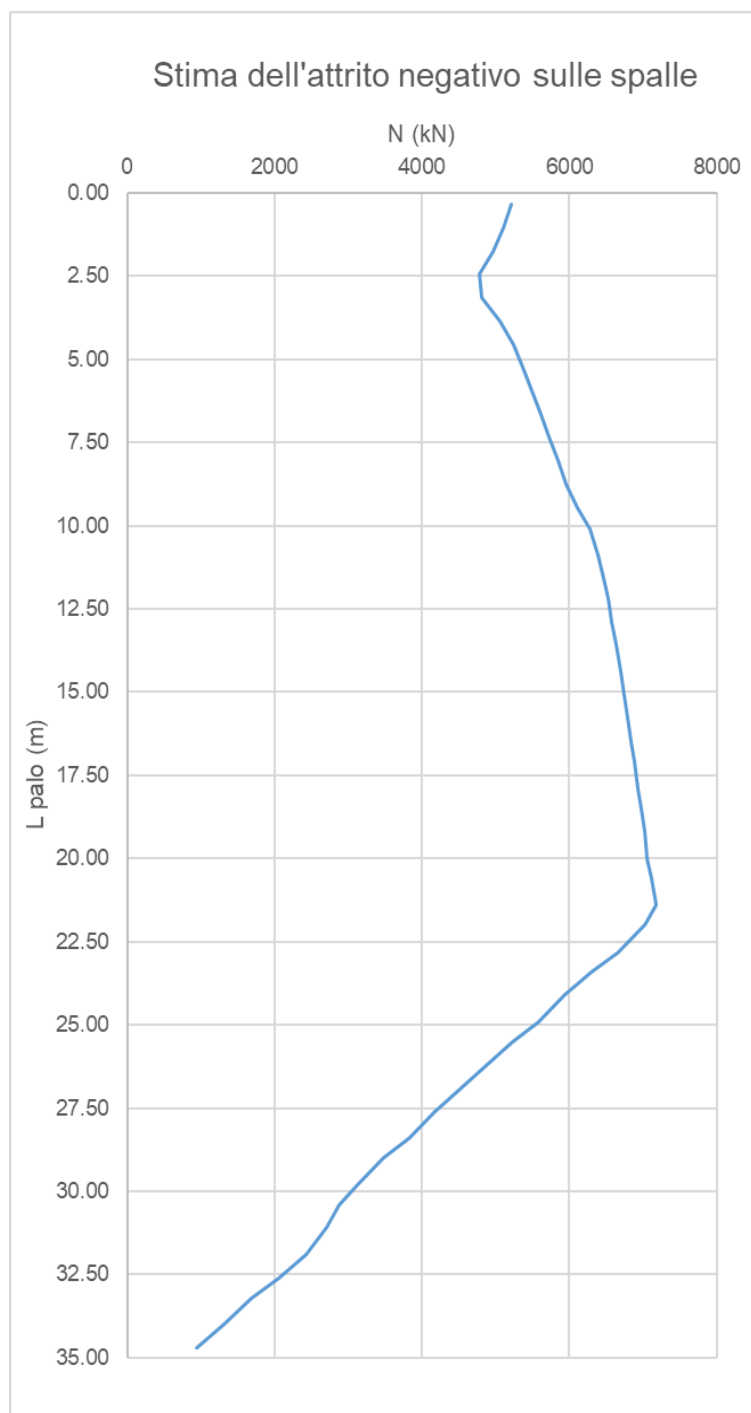


Figura 18 Stima dell'attrito negativo spalle

7.3.3 Verifiche in presenza di attrito negativo

In presenza di attrito negativo le verifiche sono state svolte secondo la seguente procedura:

Verifica della palificata agli SLE:

l'analisi con il programma TZPILE viene condotta:

- utilizzando la curva carico-cedimento in presenza di attrito negativo;
- aggiungendo alle azioni assiali agenti alla quota di intradosso plinto di fondazione il valore di ΔN

la verifica viene effettuata:

- calcolando le deformazioni della palificata da confrontare con i valori ammissibili.

Verifica della palificata agli SLU (A1+M1+R3 NTC18):

l'analisi con il programma GROUP viene condotta:

- utilizzando la curva carico-cedimento in assenza di attrito negativo.

la verifica viene effettuata:

- per le verifiche geotecniche:
 - calcolando la lunghezza dei pali in funzione della sollecitazione massima agente sul palo più caricato e della curva di resistenza.
- per le verifiche strutturali:
 - calcolando le sollecitazioni assiali, taglienti e i momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo;
 - fornendo l'andamento di ΔN , fattorizzato come carico permanente sfavorevole ($\gamma_{G1}=1.3$, tab.6.2.I. delle NTC2018), da sommare all'andamento del carico assiale calcolato con TZpile nelle verifiche;
 - verifica strutturale sulla base dei dati di cui sopra.

Verifica della palificata agli SLU - SISMA:

l'analisi con il programma GROUP viene condotta:

- utilizzando la curva carico-cedimento in assenza di attrito negativo.

la verifica viene effettuata:

- per le verifiche geotecniche:

- calcolando la lunghezza dei pali in funzione della sollecitazione massima agente sul palo più caricato e della curva di resistenza $\{M1+R3\}$;
- per le verifiche strutturali:
 - calcolando le sollecitazioni assiali, taglianti e i momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo;
 - fornendo l'andamento di ΔN , non fattorizzato trattandosi di combinazione sismica, da sommare all'andamento del carico assiale calcolato con TZpile nelle verifiche (*conservativamente non è stato considerato poiché aumenta il momento resistente*)
 - verifica strutturale sulla base dei dati di cui sopra.

8. VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

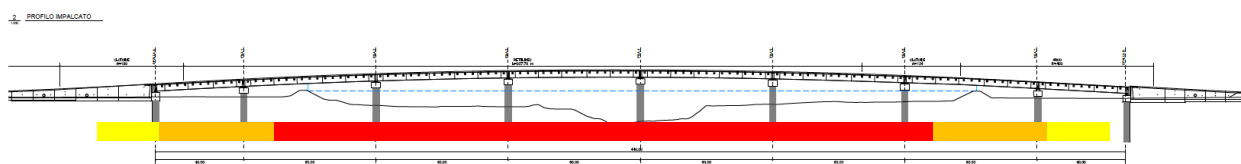
8.1 Premessa

A fronte dell'interasse dei pali, della presenza dello scalzamento e della stratigrafia attraversata si possono distinguere tre tipologie di pali per i quali verranno condotte le verifiche.

		SPALLA	PILA	PILA	PILA	PILA	PILA	PILA	PILA	SPALLA
DESCRIZIONE	U.M.	A	n.1	n.2	n.3	n.4	n.5	n.6	n.7	B
Diametro pila	m	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
Numero delle pile	-	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Interasse delle pile	m	7.0	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4	7.0
Rapporto i/D	-	2.33	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.33
Quote p.c. T.P.	mslm	30.76	32.70	28.9	28.26	21.65	29.34	30.49	32.12	30.14
Scalzamento	-	-	-	si	si	si	si	si	-	-
Tipologia	-	SP	2	1	1	1	1	1	2	SP
Quote p.c. T.P. calcolo	mslm	30.70	31.50	-13.23	-13.23	-13.23	-13.23	-13.23	31.50	30.70
Lunghezza pali da TP	m	35.0	41.0	50.0	50.0	43.5	51.5	52.5	41.0	35.0
Lunghezza pali da TP calc	m	35.0	41.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	41.0	35.0
Quote p.c. B.P.	mslm	-4.24	-8.30	-21.1	-21.7	-21.85	-22.16	-22.01	-8.88	-4.86

Le tipologie individuate nella sviluppata di seguito sono :

- Spalle [giallo];
- Tipo 2 (in prossimità della spalla) Pile 1 e 7 [arancione];
- Tipo 1 (in alveo tra gli argini e risente dello scalzamento) Pile da 2 a 6 [rosso].
-



- Figura 1- 8: Sviluppata del viadotto con tipologie per colore

8.2 Pali di fondazione delle spalle A e B

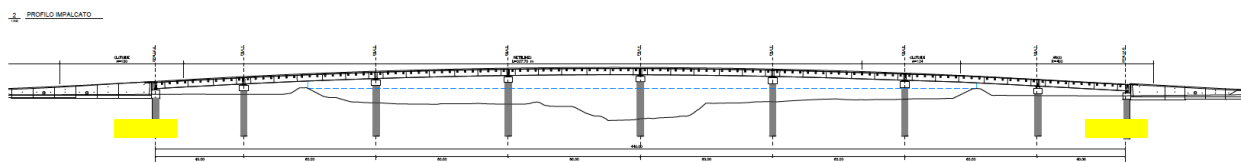


Figura 1- 9: Sviluppo del viadotto con tipologia in verifica

8.2.1 Caratteristiche geometriche

Si riassumono di seguito le caratteristiche geometriche dei pali.

Descrizione	Param.	Unità	Valore
Quota testa palo calcolo	Q	m.s.l.m.	30.70
Lunghezza del palo	L	m	35.0
Diametro del palo	Ø	m	3.0
Interasse dir. trasversale asse impalcato	i L	m	7.00
Rapporto tra interasse e diametro	i / Ø	-	2.33

8.2.2 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni di progetto (momento e taglio) sono state desunte dall'analisi dei risultati del modello STR e moltiplicate per un fattore di amplificazione geotecnica derivante dalla natura dei terreni in prossimità della testa palo:

	SLR	max	coef. GEO	C7.2.5	Progetto
N	kN	3800			5500
M	kNm	2100	1.2		2520
V	kN	1710	1.2	1.3	2667.6

	SLE	max	coef. GEO	C7.2.5	Progetto
N	kN	3500			5500
M	kNm	0	1.2		0

Tabella 25 – Sollecitazioni di progetto

A fronte del fatto che l'armatura minima richiesta §C 7.2.5 (almeno l'1% della sezione trasversale) definisce un momento resistente (con compressione minima da azioni di testa palo) pari a **36000 kNm** ed il massimo valore di progetto è prossimo a **3000 kNm** è possibile affermare che le verifiche di resistenza e di esercizio sono ampiamente soddisfatte.

Per la sezione del palo si prevede dunque un'armatura verticale costituita da barre accoppiate **2Ø30**:

102Ø30 esterne pari ad **As/Ac = 1.00%** avente un momento di plasticizzazione pari a **36000 kNm**

8.2.3 Verifica della capacità portante verticale

In accordo ai criteri elencati al capitolo 7 e alla stratigrafia di calcolo riportata in tabella 4.5 si riportano di seguito i parametri di input per il calcolo della curva di capacità portante in accordo alla combinazione M1+R3.

Dato il rapporto $i/\phi = 2.33 < 3$, la curva di capacità portante è stata abbattuta in accordo a quanto riportato al capitolo 7.1.4 assumendo i seguenti valori di efficienza per:

- compressione $\alpha_c = 0.67$
- trazione $\alpha_t = 0.44$
- portata di base $\alpha_b = 0.83$

Si riportano nelle seguenti figure le curve di capacità portante degli sforzi tangenziali (τ) e delle pressioni limite di base (q_b) per il palo in oggetto secondo i criteri dichiarati sopra. La curva di capacità portante non include il peso del palo che è da considerarsi come carico esterno e da fattorizzare in accordo allo stato limite (SL) considerato.

Per i fattori di correlazione si rimanda al capitolo 7.1.5.

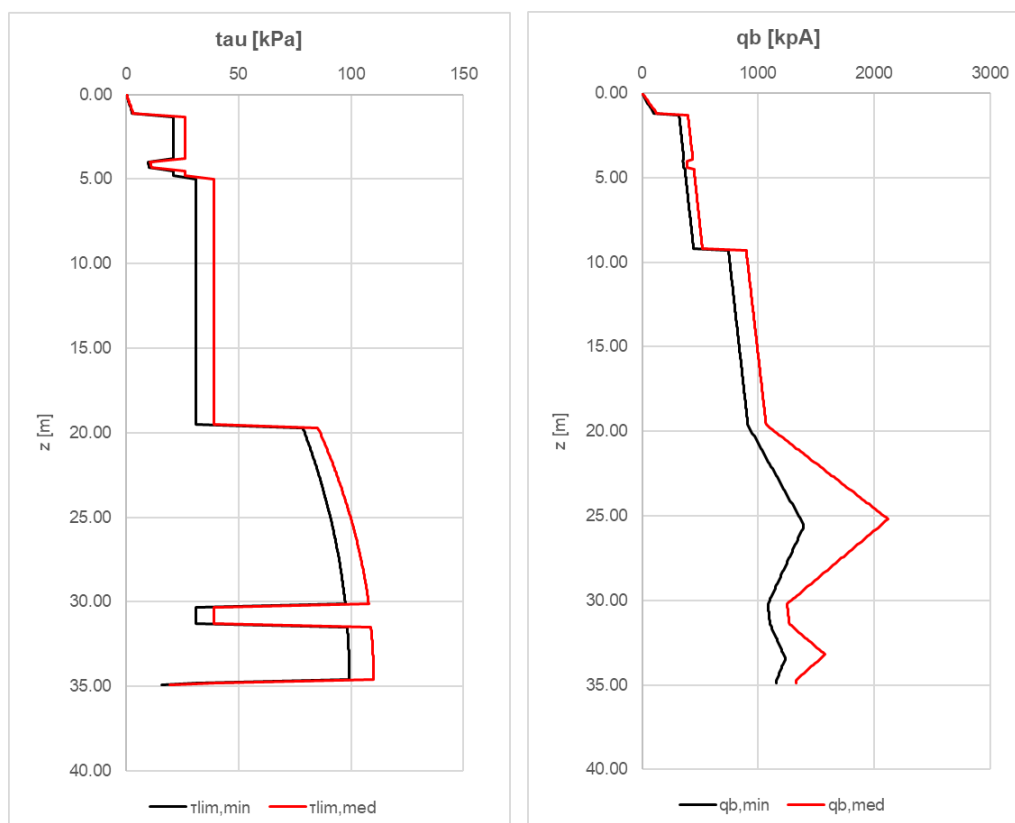


Figura 1- 10: Curve τ_{lim} e q_{blim}

CURVA CAP PORTANTE PALO Ø3000

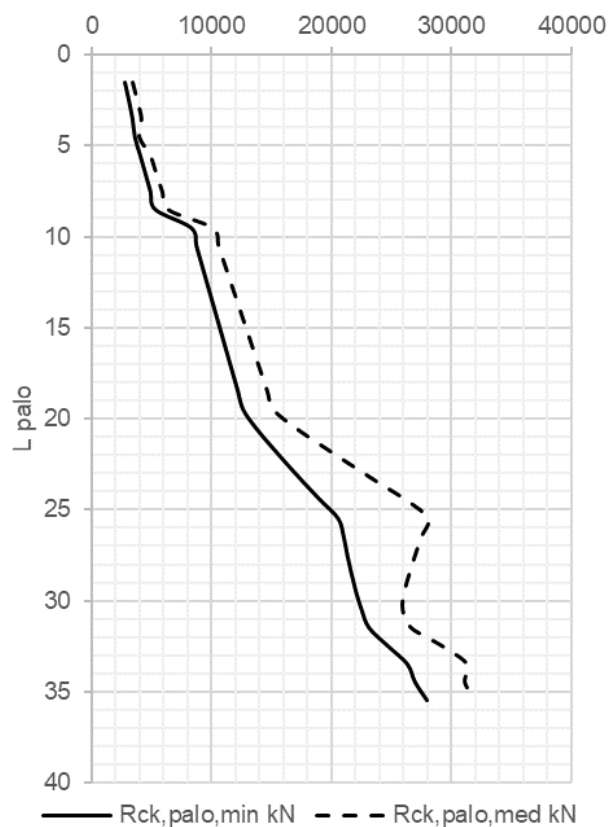


Figura 1- 11: Curva capacità portante

In accordo ai carichi a testa palo dichiarati nelle tabelle 5.3, si riporta di seguito la sintesi delle verifiche di capacità portante per il palo ove i valori di resistenza sono stati opportunamente ridotti secondo l'approccio progettuale: A1 + M1 + R3 descritti al capitolo 7.1.5.

	PARAM	VALORE	U.M.
Determinazione del peso del palo			
Lunghezza del palo	Lp	35.00	m
Quota base palo	Qfp	-4.30	0
Diametro del palo	Ø	3.00	m
Interasse	iP	7.00	m
Peso del palo	Wp	6181.88	kN
Peso del palo decurtato del terreno rimosso	Wp'	1266.40	kN
Coefficiente sismico orizzontale = a _{max} / g	kH	0.30	-
Coefficiente sismico verticale	kV	0.15	-

	PARAM	VALORE caratt (k)	VALORE progetto (d)	U.M.
Valutazione resistenza palo in stato limite ultimo				
Resistenza laterale <i>min</i>	R _{c,lat}	17432	10675	kN
Resistenza laterale <i>med</i>	R _{c,lat}	19987	11213	kN
Resistenza laterale di progetto	- R _{c,lat}	17432	10675	kN
Resistenza di base <i>min</i>	R _{c,base}	9840	4277	kN
Resistenza di base <i>med</i>	R _{c,base}	11274	4490	kN
Resistenza di base di progetto	- R _{c,base}	9840	4277	kN
Resistenza del palo di progetto	R _{c,palo}	27272	14952	kN

Azione assiale di progetto				
Azione assiale	in combinazione	SLU	N_c	6786.0 kN
Peso del palo decurtato del terreno rimosso coefficientato			Wp',d	1646.32 kN
Azione di progetto assiale			N_c	8185.4 kN

Verifiche a carico limite				
Azione assiale	in combinazione	SLV	N_c	4017.0 kN
Peso del palo decurtato del terreno rimosso			Wp',d	1456.36 kN
Azione di progetto assiale			N_c	5254.9 kN

Sintesi

Combo	Carico testa palo	Lunghezz a del palo	Carico Palo comprensivo del peso	R _{c,d,palo}	Verifica
	N _{c,SL} kN	L m	N _{c,SL} + W kN	- kN	-
SLU	6786.0	35.00	8185.4	14952	N _{c,d} < R _{cd} - SI
SLV	4017.0	35.00	5254.9	14952	N _{c,d} < R _{cd} - SI

Le verifiche condotte sono tutte soddisfatte.

8.2.4 Verifica della capacità portante orizzontale

In accordo ai criteri elencati al capitolo 7 e alla stratigrafia di calcolo riportata in tabella 4.5 si riportano di seguito la verifica di capacità portante orizzontale in accordo all'approccio di Broms.

Per i fattori di correlazione si rimanda al capitolo 7.1.5.

Il momento di plasticizzazione assunto nel calcolo è pari a **36000** (vedi paragrafo relativo alle verifiche strutturali).

Dato il rapporto $i/\phi = 2.33 < 3$ e l'inclinazione della forza risultante rispetto al segmento tra gli assi dei pali si sono adottati i seguenti valori di efficienza:

- laterale $\mu_t = 0.78$

In accordo a quanto dichiarato nel dettaglio riportato di seguito, la resistenza di progetto risulta pari a

$$R_d = 3814 \text{ kN}$$

La sollecitazione di progetto è pari a

$$E_d = 1705 \text{ kN}$$

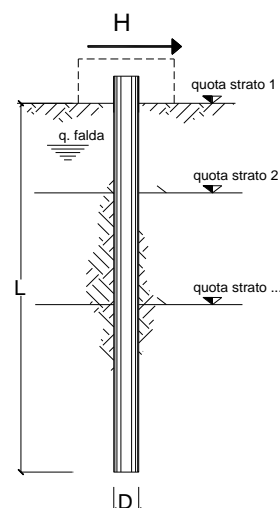
essendo $E_d < R_d$, la verifica risulta soddisfatta.

Di seguito l'esplicitazione del calcolo per la valutazione della resistenza minima di progetto.

Valore parametri geotecnici: medio

strati terreno	descrizione - tipo		quote	γ	γ'	ϕ	k_p	c_u
			(mslm)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(°)		(kPa)
p.c.=strato 1	GRANULARE	1a	30.70	19.0	9.0	33.0	3.39	0.0
☑ strato 2	COESIVO	1	29.40	19.0	9.0	22.5	2.24	50.0
☑ strato 3	GRANULARE	1a	26.70	19.0	9.0	33.0	3.39	0.0
☑ strato 4	COESIVO	1	26.20	19.0	9.0	22.5	2.24	50.0
☑ strato 5	COESIVO	2	21.40	20.0	10.0	22.5	2.24	100.0
☑ strato 6	GRANULARE	2b	11.00	20.5	10.5	39.0	4.40	0.0

Descrizione	Param	Valore	U.M.
Quota falda		30.7	mslm
Diametro del palo D		3.00	m
Lunghezza del palo L		35.00	m
Momento di plasticizzazione palo M_y		36000	kNm
Step di calcolo		0.01	m
<input checked="" type="radio"/> palo impedito di ruotare <input type="radio"/> palo libero			
Palo lungo	H	9819	kN
Palo intermedio	H =	41904.0	(kN)
Palo corto	H	197599	kN
Resistenza caratteristica orizzontale del palo	$H_{lim,k}$	9819.2	kN
Coefficiente riduttivo della resistenza	γ	1.30	
Fattore di correlazione	ξ	1.55	
Resistenza di progetto orizzontale del palo	R_d	4873.1	kN
Interasse pali	i_p	7.00	m
Diametro	\emptyset	3.00	m
Rapporto		2.33	-



Palo lungo

Angolo della forzante rispetto asse viadotto	θ_s	49.64	°
Angolo di inclinazione della forzante rispetto alla congiungente dei pali	θ_s'	40.36	°
Efficienza dei pali allineati (anteriore)	η_b	0.66	-
Efficienza dei pali affiancati	η_c	0.85	-
Efficienza complessiva sul singolo palo	η_{tot}	0.78	-
Coefficiente di riduzione della resistenza	$1/\eta_{tot}$	1.28	-
Resistenza orizzontale del palo	$R_{d'}$	3814	kN med
(Resistenza orizzontale del palo	$R_{d'}$	3931	kN min)
Resistenza orizzontale del palo	$R_{d'}$	3814	kN

8.2.5 Verifica del cedimento

Sono state condotte analisi del cedimento del palo attraverso il software TZPile inserendo per ciascuno strato i valori di sforzo tangenziale limite (τ) e della pressione limite di base (q_b) e come sollecitazioni quelle dal modello STR in combinazione SLE(CH) .

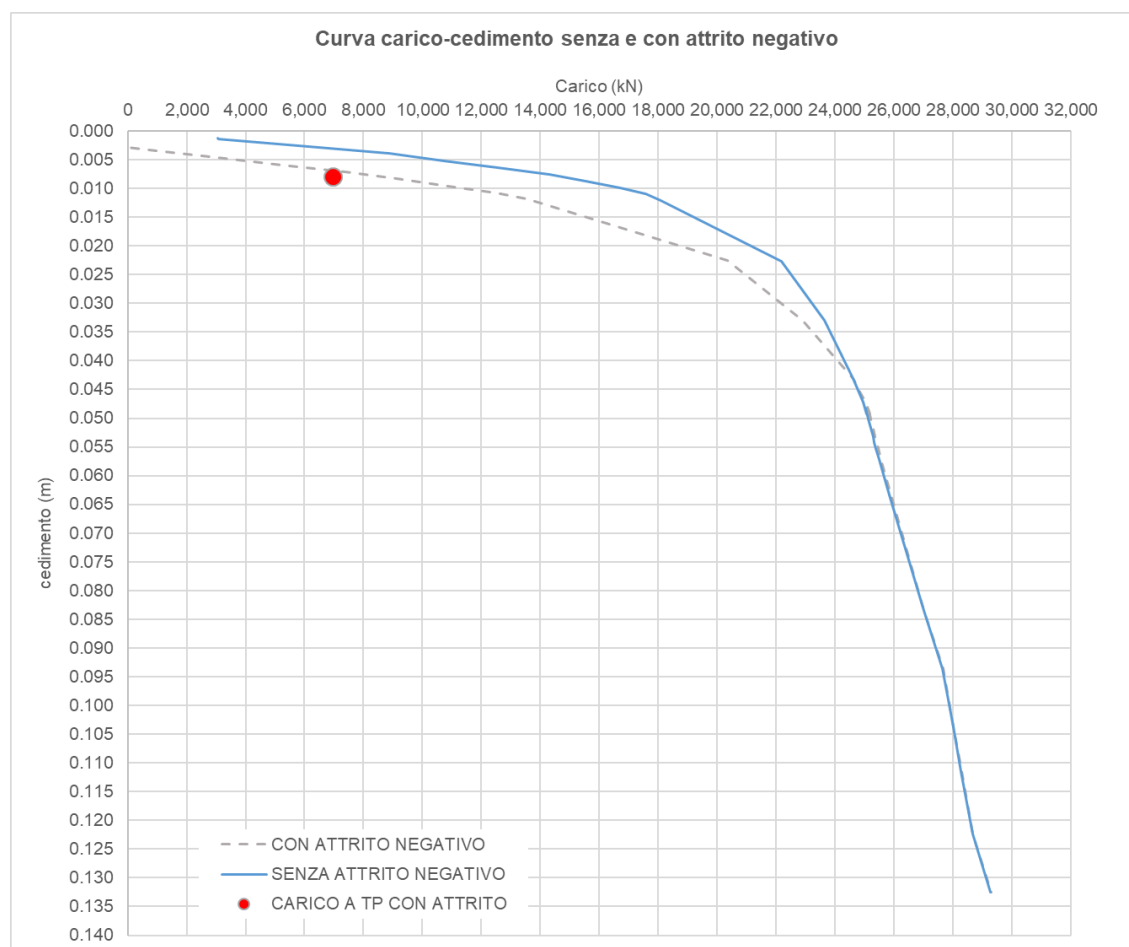


Figura 19 Curva carico cedimento con e senza attrito negativo

Per i pali spalla, sono stati tenuti in conto gli effetti di attrito negativo secondo quanto dichiarato al capitolo 7.3. In accordo ai carichi SLE di cui in tabella al suddetto capitolo e alla curva carico cedimento, il cedimento per il palo singolo risulta pari 8mm, compatibile con il valore massimo ammissibile per l'opera in progetto.

8.1 Pali di fondazione tipologia n.2 – Pile 1 e 7

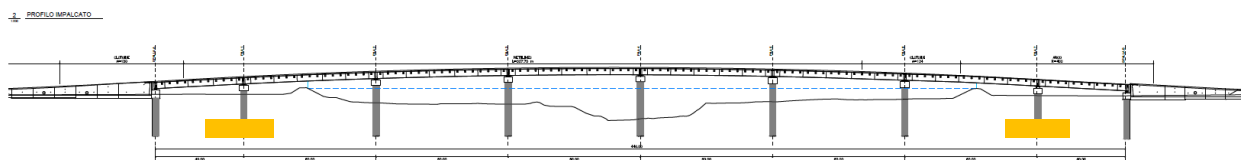


Figura 1- 12: Sviluppo del viadotto con tipologia in verifica

8.1.1 Caratteristiche geometriche

Si riassumono di seguito le caratteristiche geometriche dei pali.

Descrizione	Param.	Unità	Valore
Quota testa palo calcolo	Q	m.s.l.m.	31.50
Lunghezza del palo	L	m	41.0
Diametro del palo	Ø	m	3.0
Interasse dir. trasversale asse impalcato	i L	m	8.40
Rapporto tra interasse e diametro	i / Ø	-	2.80

8.1.2 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni di progetto (momento e taglio) sono state desunte dall'analisi dei risultati del modello STR e moltiplicate per un fattore di amplificazione geotecnica derivante dalla natura dei terreni in prossimità della testa palo:

	SLR	max	coef. GEO	C7.2.5	Progetto
N	kN	5500			5500
M	kNm	8500	1.2		10200
V	kN	3400	1.2	1.3	5304

	SLE	max	coef. GEO	C7.2.5	Progetto
N	kN	5770			5500
M	kNm	3950	1.2		4740

Tabella 26 – Sollecitazioni di progetto

A fronte del fatto che l'armatura minima richiesta §C 7.2.5 (almeno l'1% della sezione trasversale) definisce un momento resistente (con compressione minima da azioni di testa palo) pari a **38000** kNm ed il massimo valore di progetto è prossimo a **10200** kNm è possibile affermare che le verifiche di resistenza e di esercizio sono ampiamente soddisfatte.

Per la sezione del palo si prevede dunque un'armatura verticale costituita da barre accoppiate **2 ϕ 30**:

102 ϕ 30 esterne pari ad **$A_s/A_c = 1.00\%$** avente un momento di plasticizzazione pari a **38000 kNm**

8.1.3 Verifica della capacità portante verticale

In accordo ai criteri elencati al capitolo 7 e alla stratigrafia di calcolo riportata in tabella 4.5 si riportano di seguito i parametri di input per il calcolo della curva di capacità portante in accordo alla combinazione M1+R3.

Dato il rapporto **$i/\phi = 2.80 < 3$** , la curva di capacità portante è stata abbattuta in accordo a quanto riportato al capitolo 7.1.4 assumendo i seguenti valori di efficienza per:

- compressione $\alpha_c = \mathbf{0.90}$
- trazione $\alpha_t = \mathbf{0.60}$
- portata di base $\alpha_b = \mathbf{0.95}$

Si riportano nelle seguenti figure le curve di capacità portante degli sforzi tangenziali (τ) e delle pressioni limite di base (q_b) per il palo in oggetto secondo i criteri dichiarati sopra. La curva di capacità portante non include il peso del palo che è da considerarsi come carico esterno e da fattorizzare in accordo allo stato limite (SL) considerato.

Per i fattori di correlazione si rimanda al capitolo 7.1.5.

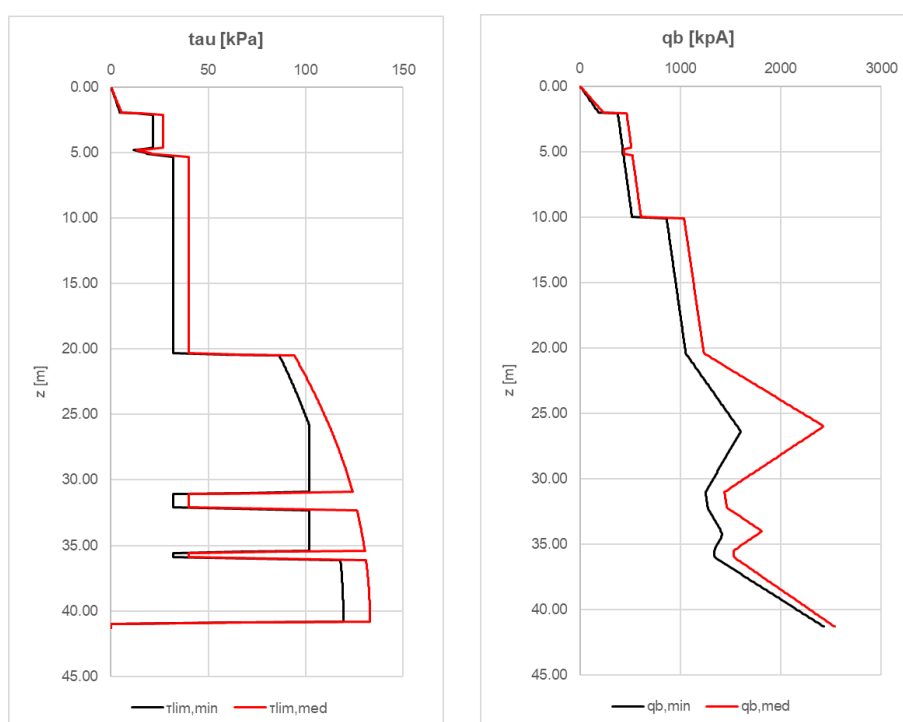


Figura 1- 13: Curve τ_{lim} e q_{blim}

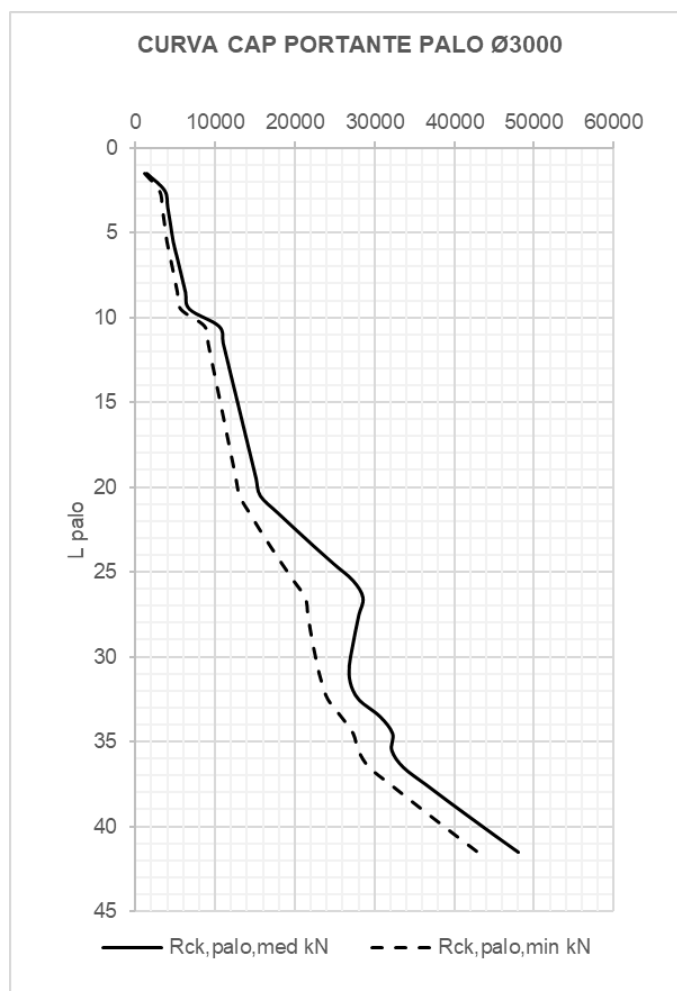


Figura 1- 14: Curva capacità portante

In accordo ai carichi a testa palo dichiarati nelle tabelle 5.3, si riporta di seguito la sintesi delle verifiche di capacità portante per il palo ove i valori di resistenza sono stati opportunamente ridotti secondo l'approccio progettuale: A1 + M1 + R3 descritti al capitolo 7.1.5.

	PARAM	VALORE	U.M.
Determinazione del peso del palo			
Lunghezza del palo	Lp	41.00	m
Quota base palo	Qfp	-9.50	m - abs
Diametro del palo	Ø	3.00	m
Interasse	iP	8.40	m
Peso del palo	Wp	7242	kN
Peso del palo decurtato del terreno rimosso	Wp'	1467	kN
Coefficiente sismico orizzontale = a_{max} / g	kH	0.30	-
Coefficiente sismico verticale	kV	0.15	-

		PARAM	VALORE caratt (k)	VALORE progetto (d)	U.M.
Valutazione resistenza palo in stato limite ultimo					
Resistenza laterale	min	R _{c,lat}	24121	12338	kN
Resistenza laterale	med	R _{c,lat}	28269	15472	kN
Resistenza laterale di progetto	-	R _{c,lat}	24121	12338	kN
Resistenza di base	min	R _{c,base}	17438	7218	kN
Resistenza di base	med	R _{c,base}	18290	7571	kN
Resistenza di base di progetto	-	R _{c,base}	17438	7218	kN
Resistenza del palo di progetto		R _{c,palo}	41558	19556	kN

Azione assiale di progetto					
Azione assiale	in combinazione	SLU	N _c	13277.0	kN
Peso del palo decurtato del terreno rimosso			Wp',d	1906.70	kN
Azione di progetto assiale			N _c	14897.7	kN

Azione assiale	in combinazione	SLV	N _c	8508.0	kN
Peso del palo decurtato del terreno rimosso			Wp',d	1686.70	kN
Azione di progetto assiale			N _c	9941.7	kN

Sintesi

Combo	Carico testa palo	Lunghezza del palo	Carico Palo comprensivo del peso	R _{c,d,palo}	Verifica
	N _{c,SL} kN	L m	N _{c,SL} + W kN	- kN	-
SLU	13277.0	41.00	14897.7	19556	N _{c,d} < R _{cd} - SI
SLV	8508.0	41.00	9941.7	19556	N _{c,d} < R _{cd} - SI

8.1.4 Verifica della capacità portante orizzontale

In accordo ai criteri elencati al capitolo 7 e alla stratigrafia di calcolo riportata in tabella 4.5 si riportano di seguito la verifica di capacità portante orizzontale in accordo all'approccio di Broms.

Per i fattori di correlazione si rimanda al capitolo 7.1.5.

Il momento di plasticizzazione assunto nel calcolo è pari a **38000** (vedi paragrafo relativo alle verifiche strutturali).

Dato il rapporto $i/\phi=2.80<3$ e l'inclinazione della forza risultante rispetto al segmento tra gli assi dei pali si sono adottati i seguenti valori di efficienza:

- laterale $\mu_t=0.95$

In accordo a quanto dichiarato nel dettaglio riportato di seguito, la resistenza di progetto risulta pari a

$$R_d = 2427 \text{ kN}$$

La sollecitazione di progetto è pari a

$$E_d = 1716 \text{ kN}$$

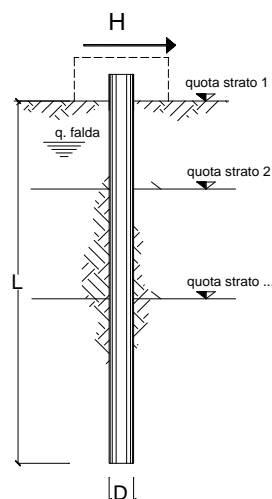
essendo $E_d < R_d$, la verifica risulta soddisfatta.

Di seguito l'esplicitazione del calcolo per la valutazione della resistenza minima di progetto.

Valore parametri geotecnici: medio

strati terreno	descrizione - tipo		quote	γ	γ'	ϕ	k_p	c_u
			(mslm)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(°)		(kPa)
p.c.=strato 1	GRANULARE	1a	31.50	19.0	9.0	33.0	3.39	0.0
☑ strato 2	COESIVO	1	29.40	19.0	9.0	22.5	2.24	50.0
☑ strato 3	GRANULARE	1a	26.70	19.0	9.0	33.0	3.39	0.0
☑ strato 4	COESIVO	1	26.20	19.0	9.0	22.5	2.24	50.0
☑ strato 5	COESIVO	2	21.40	20.0	10.0	22.5	2.24	100.0
☑ strato 6	GRANULARE	2b	11.00	20.5	10.5	39.0	4.40	0.0

Descrizione	Param	Valore	U.M.
Quota falda		31.5	mslm
Diametro del palo D		3.00	m
Lunghezza del palo L		41.00	m
Momento di plasticizzazione palo My		38000	kNm
Step di calcolo		0.01	m
<input type="radio"/> palo impedito di ruotare <input checked="" type="radio"/> palo libero			
Palo lungo	H	6261	kN
Palo corto	H	58592	kN
Resistenza caratteristica orizzontale del palo	$H_{lim,k}$	6260.9	kN
Coefficiente riduttivo della resistenza	γ	1.30	
Fattore di correlazione	ξ	1.55	
Resistenza di progetto orizzontale del palo	R_d	3107.1	kN
Interasse pali	ip	8.40	m
Diametro	\emptyset	3.00	m
Rapporto		2.80	-



Angolo della forzante rispetto asse viadotto	β_s	2.57	°
Angolo di inclinazione della forzante rispetto alla congiungente dei pali	β_s'	87.43	°
Efficienza dei pali allineati (anteriore)	η_b	0.71	-
Efficienza dei pali affiancati	η_c	0.91	-
Efficienza complessiva sul singolo palo	η_{tot}	0.95	-
Coefficiente di riduzione della resistenza	$1/\eta_{tot}$	1.05	-
Resistenza orizzontale del palo	$R_{d'}$	2960	kN med
(Resistenza orizzontale del palo	$R_{d'}$	2427	kN min)
Resistenza orizzontale del palo	$R_{d'}$	2427	kN

8.1.5 Verifica del cedimento

Sono state condotte analisi del cedimento del palo attraverso il software GROUP inserendo per ciascuno strato i valori della resistenza a scorrimento laterale (τ) della resistenza a carico limite verticale (q_b) e come sollecitazioni quelle dal modello STR nella combinazione caratteristica (CH).

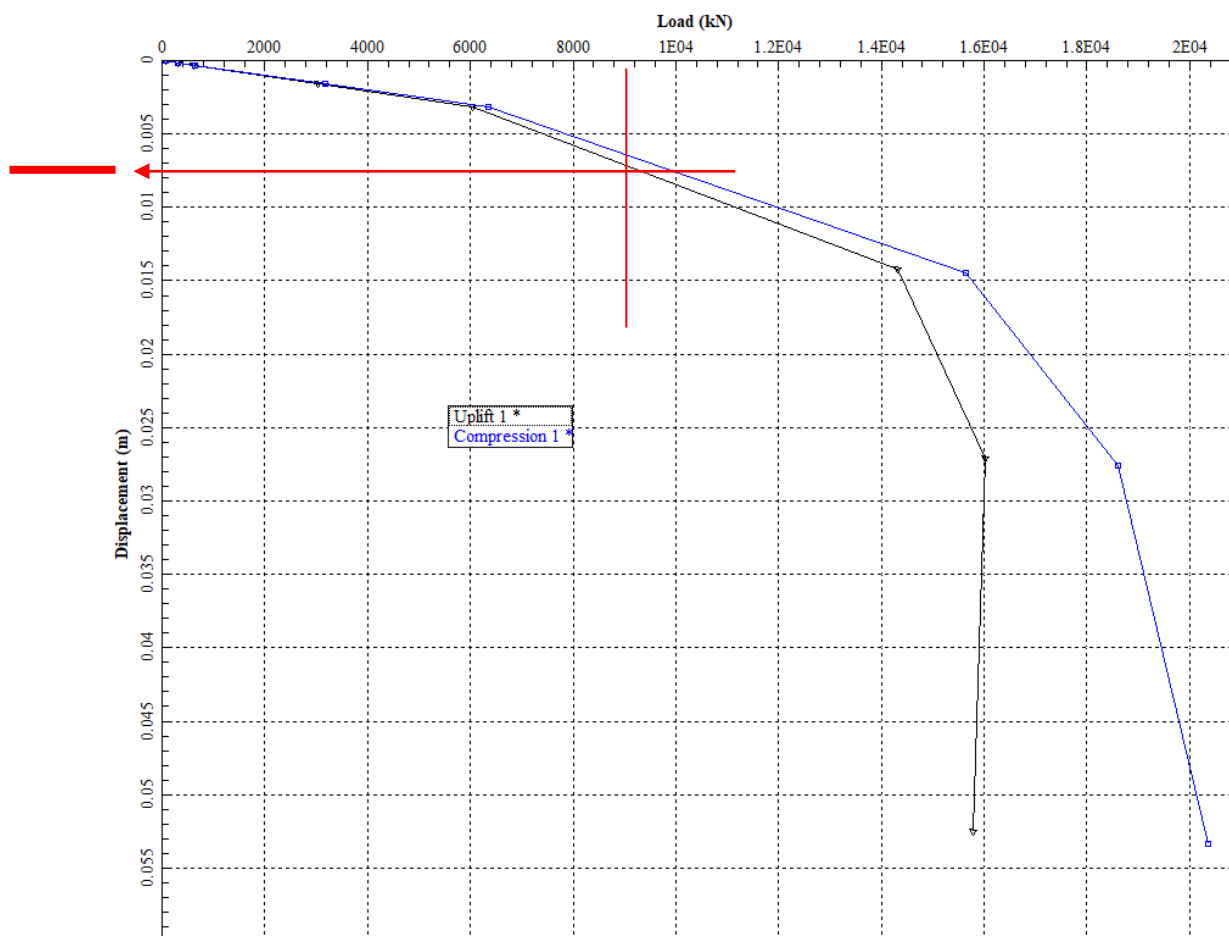


Figura 20 – Grafico Cedimento - Carico

Il cedimento per il palo singolo risulta pari 7.00 mm, compatibile con il valore massimo ammissibile per l'opera in progetto.

8.1 Pali di fondazione tipologia in alveo – Pile da 2 a 6

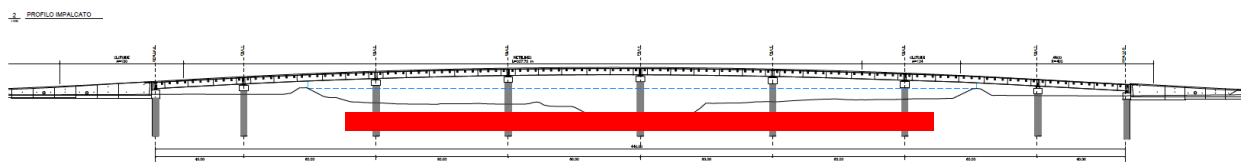


Figura 1- 15: Sviluppata del viadotto con tipologia in verifica

8.1.1 Caratteristiche geometriche

Si riassumono di seguito le caratteristiche geometriche dei pali.

Descrizione	Param.	Unità	Valore
Quota testa palo calcolo	Q	m.s.l.m.	13.20
Lunghezza del palo	L	m	35.0
Diametro del palo	Ø	m	3.0
Interasse dir. trasversale asse impalcato	i L	m	8.40
Rapporto tra interasse e diametro	i / Ø	-	2.80

8.1.2 Inquadramento e sintesi

Caratteristiche geometriche

Descrizione	Param.	Unità	Valore
Quota testa palo	Q	mslm	13.20
Lunghezza del palo	L	m	35.0
Diametro del palo	Ø	m	3.0
Interasse dir. longitudinale asse impalcato	i L	m	8.40
Interasse dir. trasversale asse impalcato	i T	m	-
Rapporto tra interasse e diametro	r	-	2.8
Numero di pali	-	-	2.00

Sollecitazioni di verifica GEO

Descrizione	Param	Unità	SLE	SLU	SLV
Massima compressione	N _{ed}	kN	16277	20941	20124
Massimo momento = $(M_x^2 + M_y^2)^{0.50}$	M _{ed}	kNm	10526	16020	31245
Massimo taglio = $(V_x^2 + V_y^2)^{0.50}$	V _{ed}	kN	814	1176	3026

Verifiche Geotecniche

Descrizione	Param	Unità	SLE	SLU	SLV
Coefficiente di sicurezza a carico verticale	CS	-	-	1.29	1.34
Coefficiente di sicurezza a carico laterale	CS	-	-	3.53	1.37
Cedimento verticale	w	mm	7.2	-	-
min coeff. CS > 1.00					1.29

Verifiche Strutturali

Descrizione	Param	Unità	SLR
Momento agente massimo	M _{ed}	kNm	43000
Momento di plasticizzazione	M _y	kNm	64300
Coefficiente di sicurezza (CS > 1.50 - §C7.2.5)	CS	-	1.50
min coeff. CS > 1.00			1.50

8.1.3 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni sul fusto del palo di fondazione sono state ottenute implementando nel software di calcolo geotecnico LPILE le reazioni vincolari estrapolate dal modello strutturale alla quota di scalcamento su singolo palo. Le sollecitazioni qui di seguito riportate sono le massime desumibili dalle tabelle al capitolo 5.3.2.3 per taglio combinato e momento combinato allo stato limite SLV.

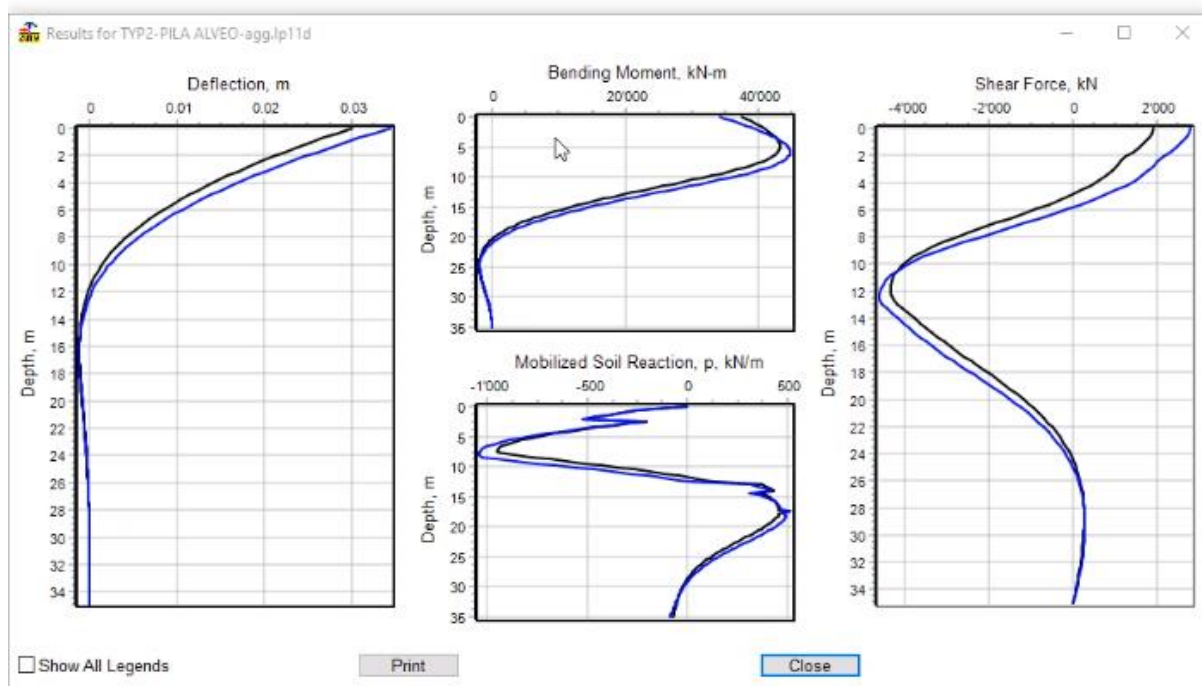


Figura 21 - Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Note le sollecitazioni dimensionanti dal software, il taglio massimo in SLV è stato moltiplicato per 1.30 come normativamente richiesto in condizione sismica pertanto è possibile scrivere la tabella di sintesi delle sollecitazioni STR.

	SLR	max	C7.2.5	Progetto
N	kN	17729		5500
M	kNm	43000		43000
V	kN	5000	1.3	6500
	SLE	max	C7.2.5	Progetto
N	kN	12841		5500
M	kNm	11773	1.2	14128

Tabella 27 – Sollecitazioni di progetto

Per la sezione del palo si prevede dunque un'armatura verticale costituita da due file di barre di cui :

1° livello è composto da barre accoppiate a grappolo **123φ30** esterne

2° livello è composto da barre accoppiate a grappolo **50φ30** esterne
 pari ad **As/Ac = 2.00 %** ed avente un momento di plasticizzazione pari a **64300 kNm**

8.1.4 Verifica della capacità portante verticale

In accordo ai criteri elencati al capitolo 7 e alla stratigrafia di calcolo riportata in tabella 4.5 si riportano di seguito i parametri di input per il calcolo della curva di capacità portante in accordo alla combinazione M1+R3.

Dato il rapporto $i/\phi = 2.80 < 3$, la curva di capacità portante è stata abbattuta in accordo a quanto riportato al capitolo 7.1.4 assumendo i seguenti valori di efficienza per:

- compressione $\alpha_c = 0.90$
- trazione $\alpha_t = 0.60$
- portata di base $\alpha_b = 0.95$

Si riportano nelle seguenti figure le curve di capacità portante degli sforzi tangenziali (τ) e delle pressioni limite di base (q_b) per il palo in oggetto secondo i criteri dichiarati sopra. La curva di capacità portante non include il peso del palo che è da considerarsi come carico esterno e da fattorizzare in accordo allo stato limite (SL) considerato.

Per i fattori di correlazione si rimanda al capitolo 7.1.5.

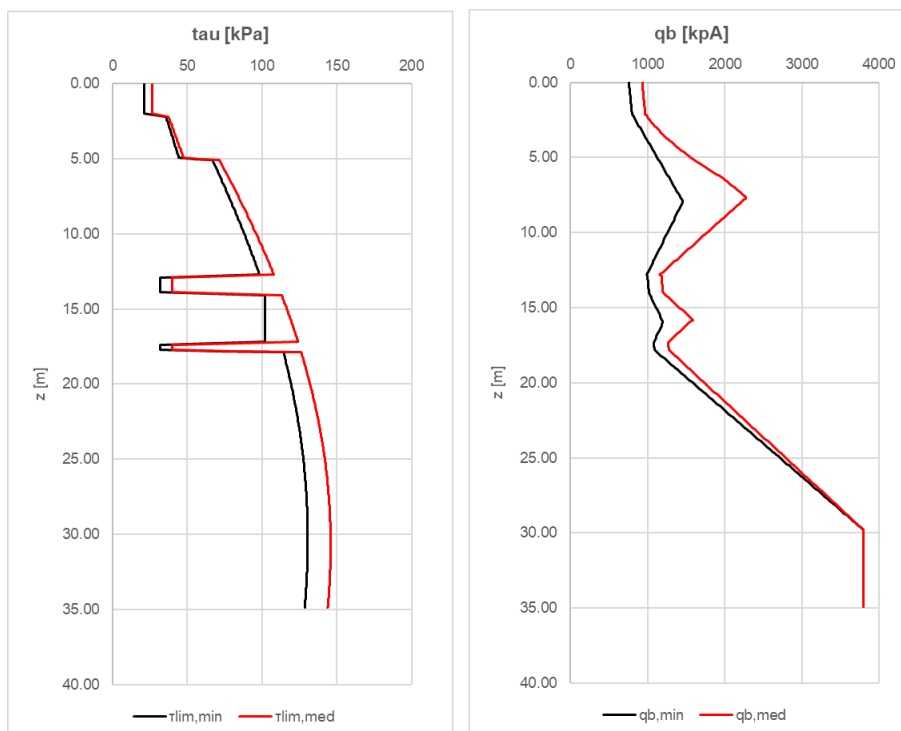


Figura 1- 16: Curve τ_{lim} e q_{blim}

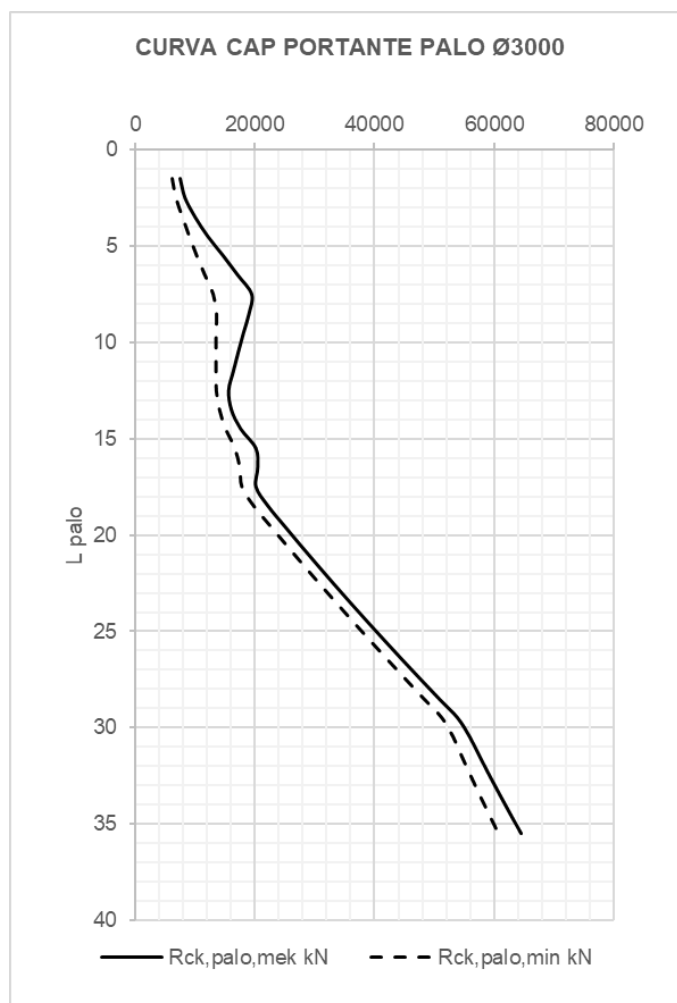


Figura 1- 17: Curva capacità portante

In accordo ai carichi a testa palo dichiarati nelle tabelle 5.3, si riporta di seguito la sintesi delle verifiche di capacità portante per il palo ove i valori di resistenza sono stati opportunamente ridotti secondo l'approccio progettuale: A1 + M1 + R3 descritti al capitolo 7.1.5.

	PARAM	VALORE	U.M.
Determinazione del peso del palo			
Lunghezza del palo	Lp	35.00	m
Quota base palo	Qfp	-21.8	m - abs
Diametro del palo	Ø	3.00	m
Interasse	iP	8.40	m
Peso del palo	Wp	6182	kN
Peso del palo decurtato del terreno rimosso	Wp'	1126	kN
Coefficiente sismico orizzontale = amax / g	kH	0.30	-
Coefficiente sismico verticale	kV	0.15	-

	PARAM	VALORE caratt (k)	VALORE progetto (d)	U.M.
Valutazione resistenza palo in stato limite ultimo				
Resistenza laterale <i>min</i>	R _{c,lat}	31695	16212	kN
Resistenza laterale <i>med</i>	R _{c,lat}	35365	18090	kN
Resistenza laterale di progetto	- R _{c,lat}	31695	16212	kN
Resistenza di base <i>min</i>	R _{c,base}	28260	11698	kN
Resistenza di base <i>med</i>	R _{c,base}	28260	11698	kN
Resistenza di base di progetto	- R _{c,base}	28260	11698	kN
Resistenza del palo di progetto	R _{c,palo}	59955	27910	kN

Azione assiale di progetto				
Azione assiale in combinazione SLU	N _c	20941.0		kN
Peso del palo decurtato del terreno rimosso coefficientato	Wp',d	1464.01		kN
Azione di progetto assiale	N _c	22185.4		kN

Azione assiale in combinazione SLV				
Azione assiale in combinazione SLV	N _c	20124.0		kN
Peso del palo decurtato del terreno rimosso	Wp',d	1295.09		kN
Azione di progetto assiale	N _c	21224.8		kN

Sintesi

Combo	Carico testa palo	Lunghezza del palo	Carico Palo comprensivo del peso	R _{c,d,palo}	Verifica
	N _{c,SL} kN	L m	N _{c,SL} + W kN	- kN	-
SLU	20941.0	35.00	22185.4	27910	N _{c,d} < R _{cd} - SI
SLV	20124.0	35.00	21224.8	27910	N _{c,d} < R _{cd} - SI

8.1.5 Verifica della capacità portante orizzontale

In accordo ai criteri elencati al capitolo 7 e alla stratigrafia di calcolo riportata in tabella 4.5 si riportano di seguito la verifica di capacità portante orizzontale in accordo all'approccio di Broms.

Per i fattori di correlazione si rimanda al capitolo 7.1.5.

Il momento di plasticizzazione assunto nel calcolo è pari a **64300** kNm (vedi paragrafo relativo alle verifiche strutturali).

Dato il rapporto $i/\phi=2.80<3$ e l'inclinazione della forza risultante rispetto al segmento tra gli assi dei pali si sono adottati i seguenti valori di efficienza:

- laterale $\mu_t=0.72$

In accordo a quanto dichiarato nel dettaglio riportato di seguito, la resistenza di progetto risulta pari a

$$R_d = 4124 \text{ kN}$$

La sollecitazione di progetto è pari a

$$E_d = 3026 \text{ kN}$$

essendo $E_d < R_d$, la verifica risulta soddisfatta.

Di seguito l'esplicitazione del calcolo per la valutazione della resistenza minima di progetto.

Valore parametri geotecnici: medio

strati terreno	descrizione - tipo		quote	γ	γ'	ϕ	k_p	c_u
			(mslm)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(°)		(kPa)
p.c.=strato 1	COESIVO	2	13.20	20.0	10.0	0.0	1.00	100.0
☑ strato 2	GRANULARE	2b	11.00	20.5	10.5	39.0	4.40	0.0
☑ strato 3	COESIVO	2	0.40	20.0	10.0	0.0	1.00	100.0
☑ strato 4	GRANULARE	2b	-0.80	20.5	10.5	39.0	4.40	0.0
☑ strato 5	COESIVO	2	-4.10	20.0	10.0	0.0	1.00	100.0
☑ strato 6	GRANULARE	2b	-4.60	20.5	10.5	39.0	4.40	0.0

Descrizione Param Valore U.M.

Quota falda 13.2 mslm

Diametro del palo D 3.00 m

Lunghezza del palo L 35.00 m

Momento di plasticizzazione palo My 64300 kNm

Step di calcolo 0.01 m

☐ palo impedito di ruotare

☒ palo libero

Palo lungo H 11563 kN

Palo corto H 61837 kN

Resistenza caratteristica orizzontale del palo $H_{lim,k}$ 11563.2 kN

Coefficiente riduttivo della resistenza γ 1.30

Fattore di correlazione ξ 1.55

Resistenza di progetto orizzontale del palo R_d 5738.6 kN

Interasse pali i_p 8.40 m

Diametro \emptyset 3.00 m

Rapporto 2.80 -

Angolo della forzante rispetto asse viadotto β_s 79.81 °

Angolo di inclinazione della forzante rispetto alla congiungente dei pali β_s' 10.19 °

Efficienza dei pali allineati (anteriore) η_b 0.71 -

Efficienza dei pali affiancati η_c 0.91 -

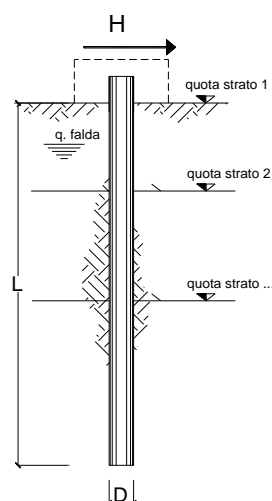
Efficienza complessiva sul singolo palo η_{tot} 0.72 -

Coefficiente di riduzione della resistenza $1/\eta_{tot}$ 1.39 -

Resistenza orizzontale del palo $R_{d'}$ 4124 kN med

(Resistenza orizzontale del palo $R_{d'}$ 4349 kN min)

Resistenza orizzontale del palo $R_{d'}$ 4124 kN



Palo lungo

8.1.6 Verifica del cedimento

Sono state condotte analisi del cedimento del palo attraverso il software GROUP inserendo per ciascuno strato i valori della resistenza a scorrimento laterale (τ) della resistenza a carico limite verticale (q_b) e come sollecitazioni quelle dal modello STR nella combinazione caratteristica (CH).

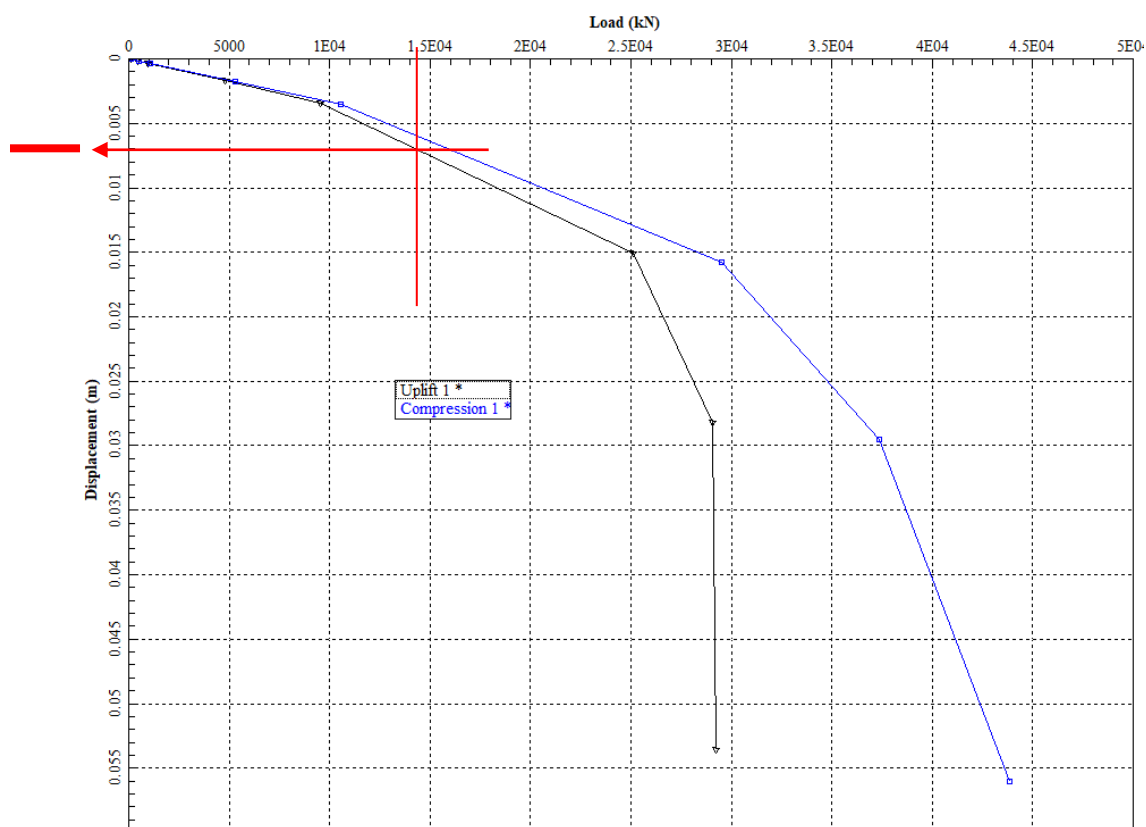


Figura 22 – Grafico Cedimento - Carico

Il cedimento per il palo singolo risulta pari 7.00 mm, compatibile con il valore massimo ammissibile per l'opera in progetto.

APPENDICE

8.2 Verifiche strutturali pali di fondazione

8.2.1 Spalle A e B

Nella verifica sezionale le armature accoppiate sono state inserite in input considerando un diametro equivalente secondo la formula di Eurocodice 8.9.1 per cui $\varnothing_n = 30 \cdot \sqrt{2} = 42.4 \text{ mm}$.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40
 Resis. compr. di progetto f_{cd} : 15.1 MPa
 Resis. compr. ridotta f_{cd} : 7.6 MPa
 Def.unit. max resistenza $ec2$: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale E_c : 31915.0 MPa
 Resis. media a trazione f_{ctm} : 2.70 MPa
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 12.0 MPa
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. f_{yk} : 450.0 MPa
 Resist. caratt. rottura f_{tk} : 450.0 MPa
 Resist. snerv. di progetto f_{yd} : 391.3 MPa
 Resist. ultima di progetto f_{td} : 391.3 MPa
 Deform. ultima di progetto E_{pu} : 0.068
 Modulo Elastico E_f : 2000000 daN/cm²
 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

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Calcestruzzo: C32/40

Raggio circ.: 150.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	138.0	51	42.4

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	16 mm
Passo staffe:	15.0 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	3800.00	2520.00	0.00	2670.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	3500.00	0.00	(17165.81) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copri ferro netto minimo barre longitudinali:	9.9	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	12.7	cm
Copri ferro netto minimo staffe:	8.3	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 [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	3800.00	2520.000.00		3800.14		36710.72	0.00	14.57 720.8(212.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0150.0		0.00291	8.5	137.7	-0.01042	0.0	-138.0

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	0.000048319	-0.003747838	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	16 mm
Passo staffe:	15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [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] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))
bw	I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse). 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 calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	2670.00		15554.456037.53	252.3	230.0250.8	2.5001.036	11.9	26.8(0.0)	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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 calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.43	0.0	0.0	6.4	0.0	138.0	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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 di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
k1 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area $A_{c\,eff}$
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 = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k4 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\,eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.000090	0.00000	-----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	17165.8	10.00

8.2.1 Pile 1 e 7

Nella verifica sezionale le armature accoppiate sono state inserite in input considerando un diametro equivalente secondo la formula di Eurocodice 8.9.1 per cui $\varnothing_n = 30 \cdot \sqrt{2} = 42.4 \text{ mm}$.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. NOME SEZIONE: PALO FONDAZIONE

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento: N.T.C.
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40		
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.1	MPa	
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.6	MPa	
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	31915.0	MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	2.70	MPa	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00		
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.0	MPa	
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C		
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa	
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa	
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa	
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa	
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068		
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00		
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50		

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Calcestruzzo: C32/40

Raggio circ.: 150.0 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
 \varnothing Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	138.0	51	42.4

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
Passo staffe: 15.0 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	5500.00	10200.00	0.00		5310.000.00

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	MxMy
1	5500.00	4740.00 (17165.81)0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 12.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 8.3 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	5500.00	10200.000.00		5500.26		38083.16	0.00 3.73	720.8(212.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0150	0.0	0.00294	8.5	137.7	-0.00974	0.0	-138.0

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	0.000045988	-0.003398159	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	16 mm
Passo staffe:	15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [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] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e D_{med} .
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil. [cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz. [cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura, d_{max} =massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	5310.00	15918.47	5966.02	250.7	227.32	55.8	2.5001	0.052	23.9

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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 calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.32	0.0	0.0	-16.6	0.0	-138.0	4609	127.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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 di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata									
k1	Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area $A_{c\ eff}$									
k2	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]									
k3	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]									
k4	= $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]									
Ø	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali									
Cf	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali									
e sm - e cm	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]									
sr max	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa									
wk	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]									
Mx fess.	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]									
My fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]									
	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.000090	0.000000	0.835424	99	0.00005	(0.00005)	7720.039	(0.20)	17165.81	0.00

8.2.1 Pile da 2 a 6

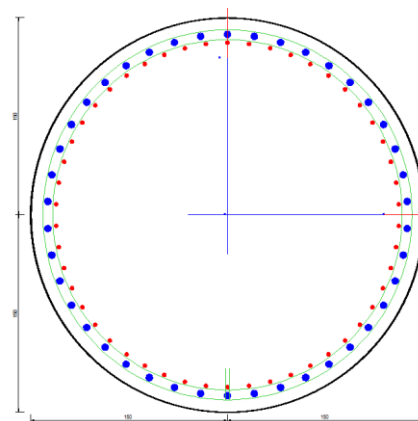
Le verifiche sezionali sono state condotte con il software di calcolo RCsec di seguito riportate.

Il primo strato di armature è calcolato considerando n.3 Ø30 accoppiate secondo la formula di eurocodice

8.9.1 dove $\phi_n = 30 \text{ rad}(3) = 52.00 \text{ mm}$ mentre è presente un secondo strato di Ø30

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. NOME SEZIONE: PALO FONDAZIONE

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	c32/40
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	15.1 MPa
	Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.6 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	31915.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.70 MPa

	Sc limite S.L.E. comb. Q. Permanenti:	12.0	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q. Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	c32/40

Raggio circ.:	150.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	137.4	42	52.0
2	0.0	0.0	131.0	50	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	16	mm
Passo staffe:	20.0	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	17729.00	43000.00	0.00	6500.00	0.00

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

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

My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	12841.00	14128.00 (16687.15)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 10.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 8.4 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As 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	17729.00	43000.00	0.00	17728.94	64313.88	0.00	1.50	1244.0(212.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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	150.0	0.00310	0.0	137.4	-0.00555	0.0	-137.4

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	0.000031474	-0.001221076	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro

Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [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] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
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 calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	6500.00	17299.85	7977.17	243.5 207.6	274.5	2.500	1.166	32.0	39.3(0.0)

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.82	0.0	0.0	-52.8	0.0	-137.4	5706	254.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
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	= (e1 + e2)/(2*e1) [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	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa 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	-0.00029	0.00000	0.833	43.9	100	0.00016 (0.00016)	619	0.098 (0.20)	16687.15	0.00