

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

60T- VIADOTTO RAMPA INTER. A13 TANG. NORD 8+488

AMPLIAMENTO NORD

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO
SOTTOSTRUTTURE NUOVE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O01	ST06N	DCK00	R	S T R	0639	0	SCALA -

 <small>gruppo Atlantia</small>	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	SETTEMBRE 2020
							1	-
							2	-
REDATTO:		VERIFICATO:				3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1	GENERALITA'	3
1.1	OGGETTO E SCOPO	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
1.4	INQUADRAMENTO SISMICO	7
2	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	10
3	MATERIALI	11
3.1	CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE DELL'ALLARGAMENTO	11
3.1.1	Calcestruzzo	11
3.1.2	Acciaio in barre	13
3.2	CARATTERISTICHE STRUTTURE ESISTENTI	14
3.2.1	Premessa	14
3.2.2	Risultati delle indagini	15
3.2.3	Resistenza di progetto	17
4	ANALISI DEI CARICHI	22
4.1	PESO PROPRIO IMPALCATO E CARICHI PERMANENTI	22
4.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	23
4.3	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q_3)	25
4.4	AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)	25
4.5	AZIONE DEL VENTO (Q_5)	26
4.5.1	Definizione	26
4.5.2	Analisi	28
4.5.3	Ponte scarico	29
4.5.4	Ponte carico	30
4.6	VARIAZIONE TERMICA (ϵ_3)	31
5	COMBINAZIONE DEI CARICHI	32
6	ANALISI SPALLE IN AMPLIAMENTO	36
6.1	MODELLO FEM	36
6.2	PESO PROPRIO DELLA SPALLA	37
6.3	SOVRACCARICO VARIABILE SU RILEVATO	37
6.4	SPINTA DELLE TERRE	38
6.4.1	Effetti statici	38
6.4.2	Effetti sismici	39
6.4.3	Quadro di sintesi	40
6.5	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO	41
6.6	AZIONI INTERNE PALI DI FONDAZIONE	42
6.7	PALI - VERIFICHE STR	44
6.7.1	Verifica a pressoflessione	44
6.7.2	Verifica a taglio	45
6.8	PALI - VERIFICHE GEO CAPACITÀ PORTANTE CARICHI VERTICALI	46
6.9	PALI - VERIFICHE GEO CAPACITÀ PORTANTE CARICHI ORIZZONTALI	48
7	PILA IN AMPLIAMENTO	49
7.1	MODELLO FEM	49
7.2	CARICHI PERMANENTI	50
7.3	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO	51
7.4	AZIONI INTERNE PALI DI FONDAZIONE	52

7.5	PALI - VERIFICHE STR	54
7.5.1	Verifica a pressoflessione.....	54
7.5.2	Verifica a taglio.....	55
7.6	PALI - VERIFICHE CAPACITÀ PORTANTE	56
7.7	PALI - VERIFICHE CAPACITÀ PORTANTE CARICHI ORIZZONTALI	58

1 GENERALITA'

1.1 OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e al dimensionamento delle sottostrutture del cavalcavia stradale interconnessione previste nell'ambito del progetto esecutivo di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale nodo di Bologna.

Il sottovia esistente è costituito da un solettone alleggerito precompresso in semplice appoggio su due campate da 20,64 m (interasse appoggi).

La larghezza trasversale della parte in allargamento è variabile da 3,75 a 4,06 m, ed è realizzato tramite la disposizione di 2 travi in c.a.p. con sezione a V a formare, a soletta completata, due sezioni a cassoncino, alte 110 cm e poste ad interasse pari a 1,96 m. La soletta superiore di completamento risulta di spessore 20,0 cm.

Le spalle di allargamento risultano definite da una ciabatta di fondazione di forma trapezoidale a raccordo con la fondazione di primo allargamento risulta pari a 7,00 x 8,34 m e spessore 1,20 m. Il paraghiaia, di spessore 30 cm, risulta di altezza 1,14 m. L'altezza massima dell'elevazione delle spalle risulta pari a $9,00 + 1,14 = 10,14$ m.

Le fondazioni delle spalle sono caratterizzate da 9 pali di diametro 1000 mm e lunghi 10m.

Le pile di allargamento risultano definite da una ciabatta di fondazione di dimensioni 4,00 x 8,30 m e spessore 1,20 m. L'elevazione è caratterizzata da due pilastri \varnothing 1,25 m ad interasse 3,30 m su cui poggia la trave, di spessore totale pari a 1,00 cm, quale pulvino di scarico delle travi dell'impalcato. Questa è connessa con la trave di sostegno dell'impalcato esistente.

Le fondazioni delle pile sono caratterizzate da 6 pali di diametro 1000 mm e lunghi 14 m.

La presente relazione riporta le analisi svolte per il dimensionamento e verifica delle spalle e delle pile in allargamento e quindi la valutazione delle sollecitazioni sulla spalla esistente secondo la definizione dei carichi definiti dalle attuali normative.

Gli apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato in numero di uno per trave.

Di seguito si riportano le principali geometrie dell'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

SEZIONE SPALLA ESISTENTE LATO FIRENZE scala 1:50

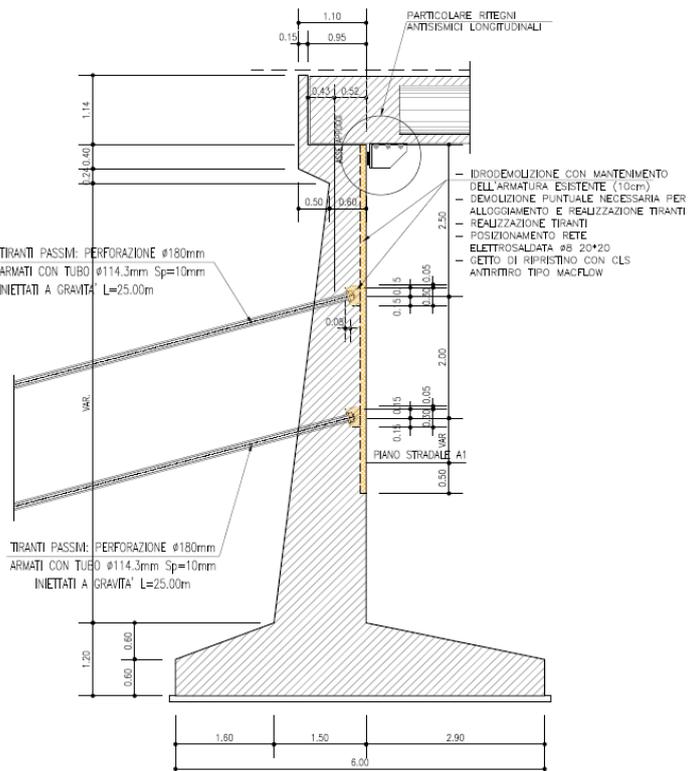


Figura 1-1: Sezione spalla esistente lato Firenze

PROSPETTO SPALLA LATO FIRENZE scala 1:100

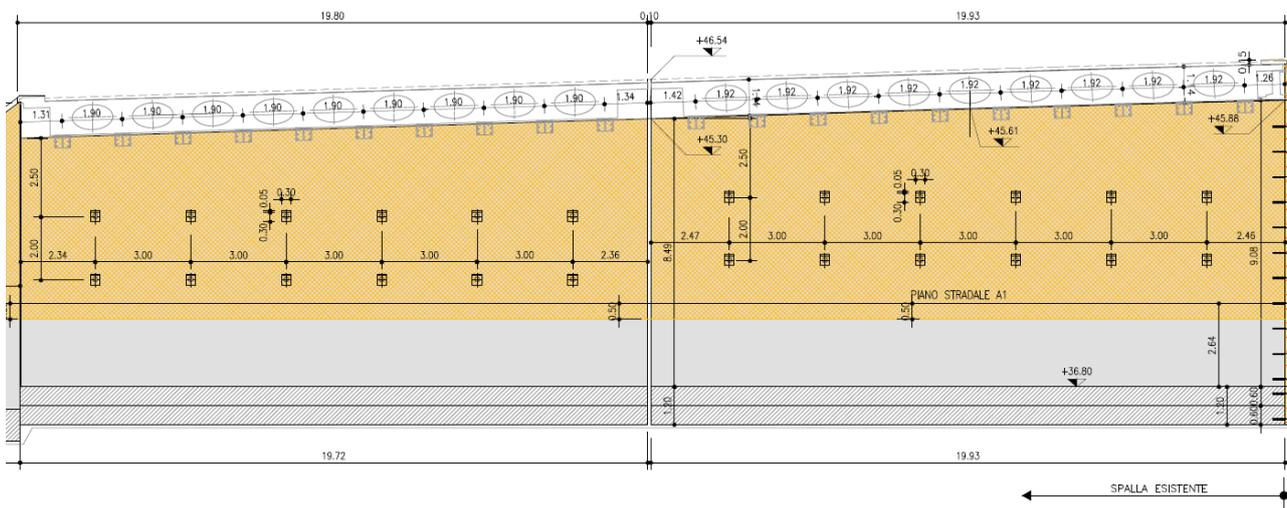


Figura 1-2: Prospetto spalla esistente lato Firenze

SEZIONE PILA scala 1:50

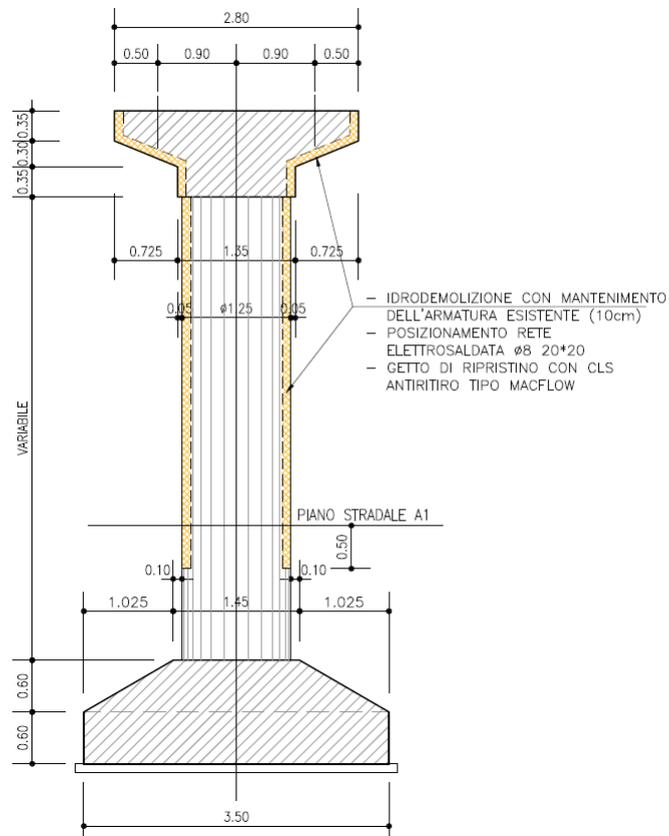


Figura 1-3: Sezione pila esistente

NUOVA STRUTTURA DI PROGETTO

SEZIONE TRASVERSALE PILA

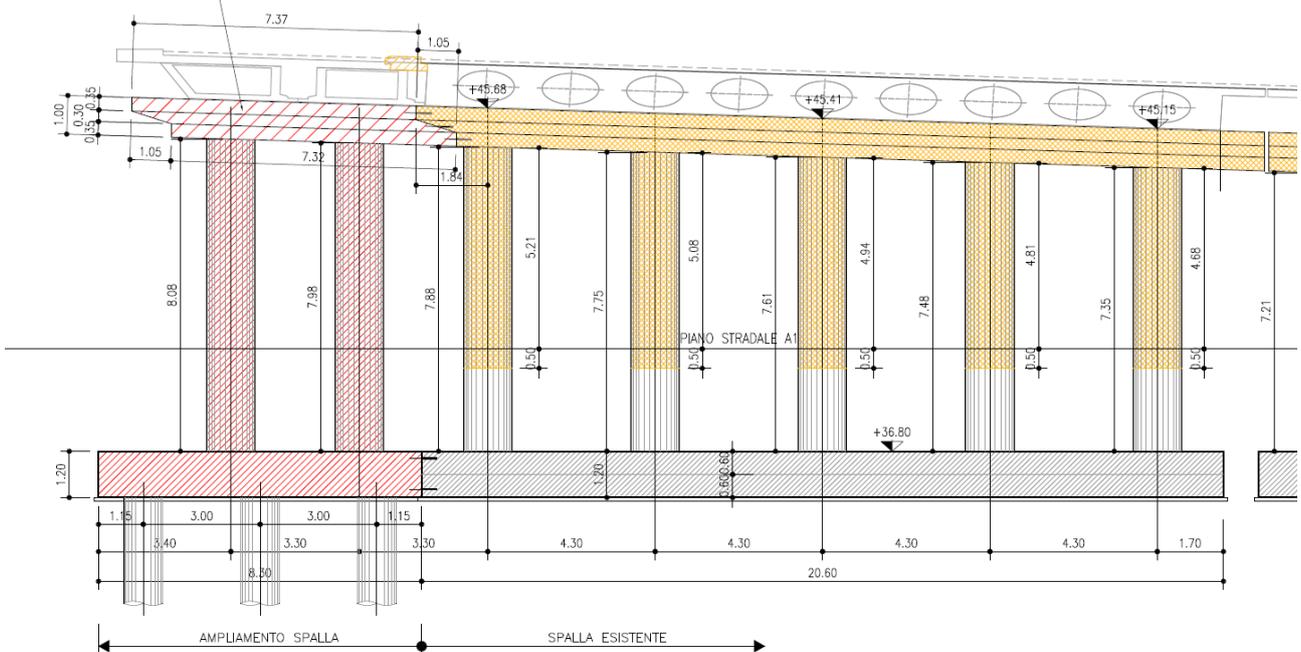


Figura 1-4: Sezione trasversale pila

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente di seguito richiamata:

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “*Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*”;
- Legge 2 Febbraio 1974 n.64: “*Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche*”;
- D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” - GU n°29 del 4/2/2008 (di seguito indicata con la sigla “NTC”)
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*” - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.
- CNR DT 207/2008 “*Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*”.
- CNR 10012/85: “*Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni*”.

Per quanto non definito dalle sopra citate norme, nella stesura dei calcoli è stata consultata anche la seguente normativa internazionale:

- UNI EN 1991-2:2003 Eurocodice 1- *Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti*
- UNI ENV 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – *Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*

1.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Le analisi riportate nel presente documento sono svolte facendo riferimento alla documentazione di progetto di seguito elencata:

- 111452-0002-PD-A2-OPM-SP60N-SFD00-R-STR0624 "relazione di calcolo impalcato"

1.4 INQUADRAMENTO SISMICO

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

Longitudine: 11.2882°

Latitudine: 44.5239°

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

Classe d'uso: IV

Coefficiente d'uso C_u : 2.0

Vita nominale V_N : 50anni

Categoria di suolo: C

Condizione topografica: T1

Fattore di struttura q : 1.0

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:



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".

Noi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$ info
 SLC - $P_{VR} = 5\%$ info

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Rispostasismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_S = 1.395$ $C_C = 1.545$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topogr./afico)

Compon. orizzontale

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

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_0 = 1$ Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore $q = 1$ $\eta = 1.000$ 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, $\xi = 5\%$)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.209 g
F_o	2.434
T_C^*	0.310 s
S_S	1.395
C_C	1.545
S_T	1.000
q	1.000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{nv}	0.129 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

S	1.395
η	1.000
T_B	0.160 s
T_C	0.479 s
T_D	2.436 s

Parametri dipendenti

F_v	1.502
S	1.000
η	1.000

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo e del rinterro.

I parametri sismici nel caso in esame sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.070	2.490	0.275
SLD	101	0.086	2.482	0.285
SLV	949	0.209	2.434	0.310
SLC	1950	0.263	2.447	0.316

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.395 \cdot 1 \cdot 0.209g = 0.292g$$

2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini dei calcoli e delle verifiche oggetto del presente documento, di seguito si riportano i dati e i parametri geotecnici di progetto per il materiale di riempimento a tergo delle spalle cui è associato il calcolo delle spinte sui manufatti.

sigla sond. / pozz. / prova	campagna indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S32	1984	8+470	39.50	12.00	-
PB1	2016	8+450	39.30	35.00	C(35)-TA(32)

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).
CH = tubo per misure Cross-hole

Tabella 1 Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z _w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
39.50	0.0 ÷ 2.50	Limo argilloso	A	\	Tabella IV
	2.50 ÷ 30	Ghiaia e sabbia	B	\	Tabella V

Tabella 2 Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Descrizione	γ	c'	ϕ	E'	σ'_{pre}	CR	RR	C_v	C_u	E_u
	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec ²	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20
Ghiaia-sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

γ = peso di volume del terreno
 c' = coesione efficace
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 E' = modulo di elasticità
 σ'_{pre} = tensione di preconsolidazione

CR = angolo di resistenza al taglio
RR = modulo di elasticità
 C_v = coeff. di consolidazione verticale
 C_u = coesione non drenata
 E_u = mod. di elasticità in condiz. non drenate

Tabella 3 Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A) - Ghiaia e sabbia (B)

3 MATERIALI

3.1 CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE DELL'ALLARGAMENTO

3.1.1 Calcestruzzo

I materiali per le strutture in cemento armato sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008 – D.M. 14/01/2008), UNI EN 206:2006 e UNI 11104:2004 “Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale”.

Il calcestruzzo ha le seguenti caratteristiche generali:

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,2$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,00 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
Peso specifico (compresa l'armatura)	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche specifiche del calcestruzzo per i diversi tipi di impiego.

Calcestruzzo per pali di fondazione

Classe di resistenza		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.90	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	32.90	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.07	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.19	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.03	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	f_{bd}	2.69	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	31447.2	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	14.94	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	11.21	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza		S4	
Copriferro netto	c	60	mm

Calcestruzzo per fondazione

Classe di resistenza		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	16.46	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.69	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.40	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.47	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	2.98	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	32588.1	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	17.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.07	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza		S4	
Copriferro netto	c	40	mm

Calcestruzzo per elevazioni

Classe di resistenza		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.20	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.72	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.45	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	3.25	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33642.8	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	19.92	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	14.94	N/mm ²
Classe di esposizione		XF2	
Classe di consistenza		S4	
Copriferro netto	c	35	mm

3.1.2 Acciaio in barre

L'acciaio ha le seguenti caratteristiche generali:

Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta sono:

Classe di acciaio	B450		
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm^2
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm^2
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥ 1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm^2

3.2 CARATTERISTICHE STRUTTURE ESISTENTI

3.2.1 Premessa

Secondo quanto definito dalle NTC2018, le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali, secondo quanto definito dalle NTC2018, e assumendo comunque un valore non maggiore di quello caratteristico per tenere in conto dell'entità della dispersione dei risultati.

Inoltre, in accordo alle Linee guida dei Ponti (paragrafo 6.3.4), per la resistenza di progetto si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min (f_m/FC * \gamma_m ; f_k/FC)$$

dove:

- f_m : valore medio a partire dai dati delle prova
- f_k : valore caratteristico al frattile 5% stimato a partire dai dati delle prove
- γ_m : fattore parziale di sicurezza, definito in accordo alle NTC2018
- FC: fattore di confidenza che varia da 1 a 1,35, che riduce i valori medi dei materiali che a loro volta sono ridotti del valore di γ_m .

Il fattore di confidenza FC è definito con riferimento a tre livelli di conoscenza (LC) crescenti:

LC1	livello di conoscenza limitato	FC	=	1.35
LC2	livello di conoscenza adeguato	FC	=	1.20
LC3	livello di conoscenza accurato	FC	=	1.00

Il livello di conoscenza è definito sulla base degli approfondimenti effettuati inerenti a:

- geometria della struttura;
- proprietà dei materiali;
- connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Per maggiori dettagli si rimanda alle NTC2018 e alle Linee Guida dei ponti.

Nel caso in esame, essendo nota la geometria e essendo disponibili i risultati di indagini diagnostiche (riportate nel paragrafo successivo), si assume:

- un livello di conoscenza LC3 (livello di conoscenza LC3), per cui il fattore di confidenza è assunto pari a 1.

Per la determinazione delle resistenze di progetto dei materiali, si fa riferimento a quanto definito dalle NTC2018, ossia le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

3.2.2 Risultati delle indagini

Si riportano di seguito i risultati delle prove sperimentali con riferimento al solettone esistente. Le prove sono state effettuate nel 2018 e nel 2020. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di riferimento (paragrafo 1.2)

3.2.2.1 Calcestruzzo

Con riferimento alle indagini del 2018 e del 2020, si riportano i risultati delle prove di compressione sui provini di calcestruzzo:

Prova	Elemento	Carotaggio	Prova Non Distruttiva	R _{ck}
[anno]	[-]	[ID]	[ID]	[MPa]
2020	SPALLA	C 7		60.98
2020	SPALLA	C 19		27.06
2018	SPALLA	1		45.00
2018	SPALLA		ID1 - SPALLA	45.30
2018	SPALLA		ID2 - SPALLA	44.30
2018	SPALLA		ID3 - SPALLA	44.00

Prova	Elemento	Carotaggio	Prova Non Distruttiva	R _{ck}
[anno]	[-]	[ID]	[ID]	[MPa]
2018	PILA	5		33.40
2018	PILA	6		35.00
2018	PILA	7		29.20
2018	PILA		ID-5 - FUSTO PILA	34.70
2018	PILA		ID6 - FUSTO PILA	32.40
2018	PILA		ID7 - FUSTO PILA	27.50

Prova	Elemento	Carotaggio	R _{ck}
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2020	PULVINO	C 9	43.80
2020	PULVINO	C 11	40.73
2020	PULVINO	C 12	58.74
2018	PULVINO	4	38.60

3.2.2.2 Acciaio

Con riferimento alle indagini del 2018 e del 2020, si riportano i risultati delle prove a trazione sull'acciaio:

Prova	Elemento	Prelievo Barre	f_y
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2018	SPALLA	1	460.60
2020	SPALLA	B1	500.40
2020	SPALLA	B2	569.60
2020	SPALLA	B7	519.20
2020	SPALLA	B8	545.40
2020	SPALLA	B9	489.30

Prova	Elemento	Prelievo Barre	f_y
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2018	PILA	5	398.20
2018	PILA	6	407.00
2018	PILA	7	383.30

Prova	Elemento	Prelievo Barre	f_y
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2018	PULVINO	4	395.20
2018	PULVINO	B3	384.70
2018	PULVINO	B4	472.00

3.2.3 Resistenza di progetto

Con riferimento a quanto definito nel paragrafo 3.2.1 si riportano di seguito i valori delle resistenze di progetto del calcestruzzo e dell'armatura.

3.2.3.1 Calcestruzzo

CLS - SPALLE			
Elaborazione Dati Prove			
N	6	[-]	Numero Campioni
dev standard	10.74	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei valori
μ	3.77	[MPa]	Media campionaria dei logaritmi
σ	0.26	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	3.66	[MPa]	Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00	[-]	Fattore di confidenza
R_{cm}	44.4	[MPa]	Valore resistenza media dei valori
R_{ck}'	25.3	[MPa]	Resistenza cubica caratteristica - frattile 5%
α_{cc}	0.85	[-]	Coeff. effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico
Calcolo resistenze di progetto			
γ_c	1.50	[-]	fattore di sicurezza materiale - NTC2018
$R_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	37.8	[MPa]	= $\alpha_{cc} \times R_{cm}/FC$
$f_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	31.4	[MPa]	= $0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	25.2	[MPa]	= $\alpha_{cc} \times R_{cm}/(\gamma_c \times FC)$
$f_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	20.9	[MPa]	= $0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_MIT 2020}$	25.3	[MPa]	= $\min(R_{cm}/(\gamma_c \times FC); R_{ck}'/FC)$
$f_{cd_MIT 2020}$	21.0	[MPa]	= $0.83 \times R_{cd_MIT}$
Resistenza di progetto adottata			
R_{cd_MIN}	25.2	[MPa]	= $\min(R_{cd_NTC2018}(DUTTILI); R_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$
f_{cd_MIN}	20.9	[MPa]	= $\min(f_{cd_NTC2018}(DUTTILI); f_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$

CLS - PILE

Elaborazione Dati Prove

N	6	[-]	Numero Campioni
dev standard	3.05	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei valori
μ	3.46	[MPa]	Media campionaria dei logaritmi
σ	0.10	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	3.42	[MPa]	Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00	[-]	Fattore di confidenza

R_{cm}	32.0	[MPa]	Valore resistenza media dei valori
R_{ck}	26.1	[MPa]	Resistenza cubica caratteristica - frattile 5%
α_{cc}	0.85	[-]	Coeff. effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico

Calcolo resistenze di progetto

γ_{1c}	1.50	[-]	fattore di sicurezza materiale - NTC2018
$R_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	27.2	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm}/FC$
$f_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	22.6	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	18.2	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm}/(\gamma_c \times FC)$
$f_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	15.1	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_MIT 2020}$	21.4	[MPa]	$= \min(R_{cm}/(\gamma_c \times FC); R_{ck}/FC)$
$f_{cd_MIT 2020}$	17.7	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_MIT}$

Resistenza di progetto adottata

R_{cd_MIN}	18.2	[MPa]	$= \min(R_{cd_NTC2018}(DUTTILI); R_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$
f_{cd_MIN}	15.1	[MPa]	$= \min(f_{cd_NTC2018}(DUTTILI); f_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$

CLS - PULVINI

Elaborazione Dati Prove

N	4	[-]	Numero Campioni
dev standard	9.10	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei valori
μ	3.80	[MPa]	Media campionaria dei logaritmi
σ	0.19	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	3.71	[MPa]	Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00	[-]	Fattore di confidenza

R_{cm}	45.5	[MPa]	Valore resistenza media dei valori
R_{ck}	30.0	[MPa]	Resistenza cubica caratteristica - frattile 5%
α_{cc}	0.85	[-]	Coeff. effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico

Calcolo resistenze di progetto

γ_c	1.50	[-]	fattore di sicurezza materiale - NTC2018
$R_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	38.6	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm}/FC$
$f_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	32.1	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	25.8	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm}/(\gamma_c \times FC)$
$f_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	21.4	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_MIT\ 2020}$	30.0	[MPa]	$= \min(R_{cm}/(\gamma_c \times FC); R_{ck}/FC)$
$f_{cd_MIT\ 2020}$	24.9	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_MIT}$

Resistenza di progetto adottata

R_{cd_MIN}	25.8	[MPa]	$= \min(R_{cd_NTC2018}(DUTTILI); R_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$
f_{cd_MIN}	21.4	[MPa]	$= \min(f_{cd_NTC2018}(DUTTILI); f_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$

3.2.3.2 Acciaio

ACCIAIO - SPALLE		
Elaborazione Dati Prove		
N	6 [-]	Numero Campioni
dev standard	39.37 [MPa]	deviazione standard campionaria dei valori
m	6.240 [MPa]	media campionaria dei logaritmi
σ	0.077 [MPa]	deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	6.209 [MPa]	sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00 [-]	fattore di confidenza
f_{ym}	514.1 [MPa]	valore risitenza media dei valori
f_{yk}	438.4 [MPa]	resistenza caretteristica - frattile 5%
Resistenza di progetto		
γ_s	1.15 [-]	fattore di sicurezza materiale
$f_{yd_NTC2018}$ (DUTTILI)	514.1 [MPa]	$= f_{ym} / FC$
$f_{yk_NTC2018}$ (DUTTILI)	591.2 [MPa]	$= f_{yk} \times \gamma_s$
Resistenza di progetto adottata		
$f_{yk_NTC2018}$	591.2 [MPa]	
$f_{yd_NTC2018}$	514.1 [MPa]	

ACCIAIO - PILE		
Elaborazione Dati Prove		
N	3 [-]	Numero Campioni
dev standard	11.98 [MPa]	deviazione standard campionaria dei valori
m	5.982 [MPa]	media campionaria dei logaritmi
σ	0.030 [MPa]	deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	5.964 [MPa]	sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00 [-]	fattore di confidenza
f_{ym}	396.2 [MPa]	valore risitenza media dei valori
f_{yk}	370.3 [MPa]	resistenza caretteristica - frattile 5%
Resistenza di progetto		
γ_s	1.15 [-]	fattore di sicurezza materiale
$f_{yd_NTC2018}$ (DUTTILI)	396.2 [MPa]	$= f_{ym} / FC$
$f_{yk_NTC2018}$ (DUTTILI)	455.6 [MPa]	$= f_{yk} \times \gamma_s$
Resistenza di progetto adottata		
$f_{yk_NTC2018}$	455.6 [MPa]	
$f_{yd_NTC2018}$	396.2 [MPa]	

ACCIAIO - PULVINI

Elaborazione Dati Prove

N	3 [-]	Numero Campioni
dev standard	47.66 [MPa]	deviazione standard campionaria dei valori
m	6.030 [MPa]	media campionaria dei logaritmi
σ	0.111 [MPa]	deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	5.965 [MPa]	sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria

FC	1.00 [-]	fattore di confidenza
f_{ym}	417.3 [MPa]	valore resistenza media dei valori
$f_{yk'}$	324.8 [MPa]	resistenza caratteristica - frattile 5%

Resistenza di progetto

γ_s 1.15 [-] fattore di sicurezza materiale

$f_{yd_NTC2018}$ (DUTTILI) 417.3 [MPa] = f_{ym} / FC

$f_{yk_NTC2018}$ (DUTTILI) 479.9 [MPa] = $f_{yk} \times \gamma_s$

Resistenza di progetto adottata

$f_{yk_NTC2018}$ 479.9 [MPa]

$f_{yd_NTC2018}$ 417.3 [MPa]

4 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sul ponte in esame.

4.1 PESO PROPRIO IMPALCATO E CARICHI PERMANENTI

Si riportano i carichi per le fasi di realizzazione del ponte.

Peso proprio:

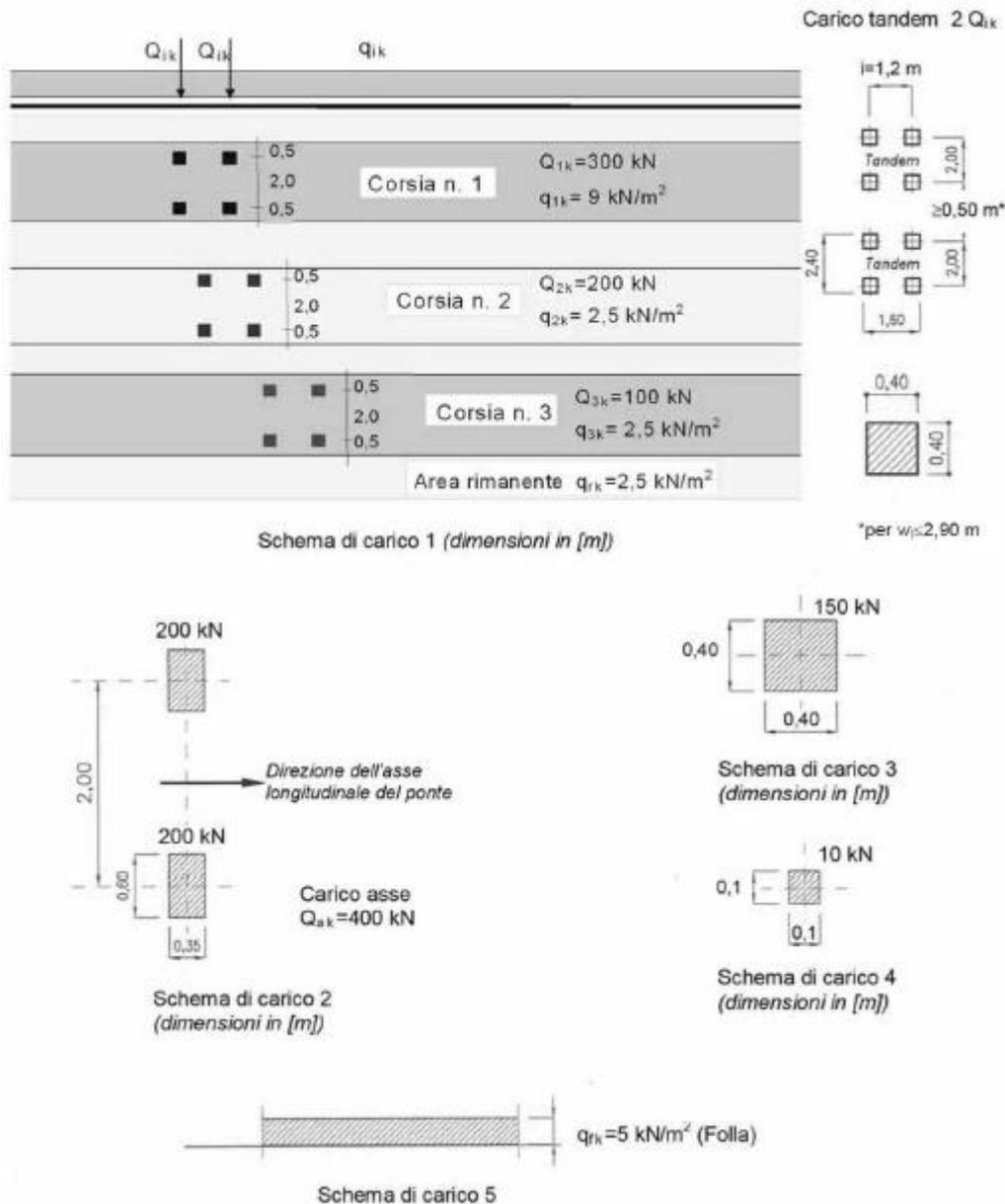
▪ peso solettone alleggerito tratto esistente (carr. nord)	194.90 kN/m
▪ peso solettone alleggerito tratto esistente (carr. sud)	167.60 kN/m
▪ peso massetto per pendenze	2.50 kN/m ²
▪ peso travi in c.a.p. tratto in allargamento	12.93 kN/m
▪ soletta su impalcato in allargamento	20.35 kN/m
▪ cordolo tratto in allargamento	6.13 kN/m
▪ cordolo interno	4.53 kN/m
▪ cordolo esterno	3.00 kN/m

Sovraccarichi permanenti:

▪ pavimentazione bituminosa	0,80 kN/m ²
▪ sicurvia destro	0,70 kN/m
▪ sicurvia sinistro	0,70 kN/m

4.2 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Le azioni da traffico per ponti di 1^a categoria sono definite in accordo al paragrafo 5.1.3.3 delle NTC2018.



Quindi i treni di carico sono divisi in:

1^a colonna di carico

Q_{ik} = mezzo convenzionale da 300 kN a due assi (4 carichi concentrati da 150 kN)

q_{ik} = carico ripartito da 9,00 kN/m² disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

2^a colonna di carico

Q_{ik} = mezzo convenzionale da 200 kN a due assi (4 carichi concentrati da 100 kN)

q_{ik} = carico ripartito da 2,50 kN/m² disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

3^a colonna di carico

Q_{ik} = mezzo convenzionale da 100 kN a due assi (4 carichi concentrati da 50 kN)

q_{ik} = carico ripartito da 2,50 kN/m² disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

parte rimanente

q_{ik} = carico ripartito da 2,50 kN/m²

4.3 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q₃)

Per i ponti di 1^a categoria la forza di frenamento o di accelerazione q₃ è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n°1 è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.1 q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame risulta:

L	23.89	m	Lunghezza impalcato
w ₁	3.00	m	Larghezza corsia convenzionale
q _{1k}	9.00	kN/m ²	Carico distribuito corsia n° 1
Q _{1k}	300.00	kN	Carico concentrato corsia n° 1
q ₃	424.50	kN	Azione longitudinale frenamento/accelerazione

4.4 AZIONE CENTRIFUGA (Q₄)

Il ponte in esame presenta asse curvo di raggio circa pari a R =414m; pertanto, l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come:

$$q_4 = 40 Q_v / R = 40 \cdot 1200 \text{ kN} / 414 \text{ m} = 115.9 \text{ kN/m}$$

4.5 AZIONE DEL VENTO (Q_5)

4.5.1 Definizione

Per il calcolo delle azioni del vento, le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 2008) prendono in esame situazioni progettuali in cui possono nascere particolari fenomeni di interazione vento-struttura. Tra questi vengono segnalati gli effetti torsionali sugli impalcati da ponte, per i quali si rimanda ad analisi specifiche e metodologie di comprovata validità. Si è quindi deciso di considerare l'azione del vento così come viene valutata con le nuove "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (CNR-DT 207/2008).

Il calcolo prevede l'individuazione di una pressione cinetica di picco del vento q_p funzione della Zona di riferimento, categoria di esposizione, classe di rugosità e tempo di ritorno dell'evento.

Questa pressione permette, quindi, la determinazione delle azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento, che possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali f_x e f_y e un momento torcente m_z , per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse Z di riferimento dell'impalcato. Essi sono forniti dalle relazioni:

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx}$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fy}$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mz}$$

dove:

c_{fx}, c_{fy}, c_{mz} coefficienti aerodinamici di forza e momento

l è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti

I coefficienti aerodinamici per un impalcato isolato sono riportati in Tabella 5.1 in funzione del rapporto geometrico d/h_{tot} (vedi Figura 5.1)

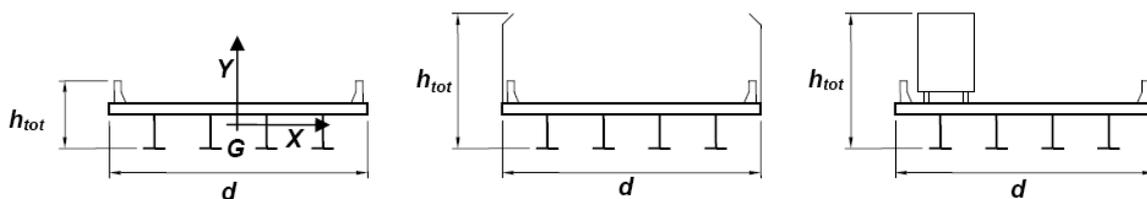


Figura 4-1 : Schema azioni vento ponte

Coefficiente aerodinamico	Indicazioni	Dimensione di riferimento
$C_{fX} = \begin{cases} 2,0 & 0,1 \leq d/h_{tot} < 0,2 \\ 1,65 \cdot \log_{10}(d/h_{tot}) + 3,15 & 0,2 \leq d/h_{tot} < 0,7 \\ -1,64 \cdot \log_{10}(d/h_{tot}) + 2,15 & 0,7 \leq d/h_{tot} < 2 \\ \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$	<p>Struttura snella (CNR-DT207 - § G.10.3)</p> <p>(CNR-DT207 - § G.11.1)</p>	<p>$l = h_{tot}$</p> <p>$l = d$</p>
$C_{fY} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \cdot \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$	<p>(CNR-DT207 - § G.11.1)</p>	<p>$l = d$</p>
$C_{mZ} = \pm 0,2$	<p>(CNR-DT207 - § G.11.1)</p>	<p>$l = d$</p>

Tabella 4.1: Coefficienti aerodinamici CNR-DT 207

4.5.2 Analisi

I parametri del sito dove sorge l'opera sono:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s ²)	a_0 (m)	k_a
2	Emilia Romagna	25	750	0,015

Classe di rugosità	Esposizione sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
B	IV	0,22	0,30	8

Tabella 4.2: Valori di riferimento da DM 2008

Altezza sito	$a_s = 54,00$ m s.l.m.
Coefficiente di altitudine	$c_a = 1,00$
Velocità di riferimento	$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25,0 \times 1,00 = 25,0$ m/s
Vita nominale della costruzione	$V_N = 50$ anni
Periodo di ritorno opera	$T_{R,0}^* = 100$ anni – opera di rilevante importanza
Periodo di ritorno azione del vento	$T_{R,0} = \max\{T_{R,0}^*, V_N\} = \max\{100, 100\} = 100$ anni
Coefficiente di ritorno	$c_r = 0,65 \cdot \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} = 1,00$
Velocità di riferimento di progetto	$v_r = v_b \cdot c_r = 25,0 \times 1,00 = 25,00$ m/s

Dati geometrici:

Altezza trave	$h_{trave} = 1,15$ m
Spessore soletta	$s_{soletta} = 0,15$ m
Spessore marciapiede	$s_{mar.} = 0,15$ m
Spessore pavimentazione	$s_{pav.} = 0,11$ m
Altezza carico stradale	$h_{carico} = 3,00$ m
Altezza suolo-centro impalcato	$Z = 7,00$ m
Larghezza impalcato	$d = 28,06$ m

4.5.3 Ponte scarico

Nel caso di ponte scarico si ottengono i seguenti valori:

Altezza investita $h_{tot} = h_{trave} + h_{soletta} + h_{mar.} + h_{barriera} = 1,45 \text{ m}$

Quota di riferimento $z_r = z + \frac{h_{tot}}{2} = 7,73 \text{ m}$

Rapporto geometrico $d/h_{tot} = 19,35 \text{ m}$

Coefficiente di esposizione $c_e = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t \cdot \left[\ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t + 7 \right] = 1,63$

Pressione di picco $q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25,00^2 \times 1,63 = 0,90 \text{ kN/m}^2$

Azione finale	Valore	unità
Forza trasversale – F _x	1,77	kN/m
Forza longitudinale – F _y	± 30,45	kN/m
Momento torcente – M _z	± 142,39	kNm/m

Tabella 4.3: Azioni aerodinamiche ponte scarico secondo CNR-DT 207

La reazione sulla spalla vale:

$$H_{\text{vento ponte scarico}} = 1,77 \times 21,95/2 = 19,43 \text{ kN}$$

4.5.4 Ponte carico

Nel caso di ponte carico si ottengono i seguenti valori:

Altezza investita $h_{tot} = h_{trave} + h_{soletta} + h_{mar.} + h_{barriera} = 4,41 \text{ m}$

Quota di riferimento $z_r = z + \frac{h_{tot}}{2} = 9,21 \text{ m}$

Rapporto geometrico $d/h_{tot} = 6,36 \text{ m}$

Coefficiente di esposizione $c_e = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t \cdot \left[\ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t + 7 \right] = 1,73$

Pressione di picco $q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25,00^2 \times 1,73 = 0,96 \text{ kN/m}^2$

Azione finale	Valore	unità
Forza trasversale – F _x	5,69	kN/m
Forza longitudinale – F _y	± 32,18	kN/m
Momento torcente – M _z	± 150,50	kNm/m

Tabella 4.4: Azioni aerodinamiche ponte carico secondo CNR-DT 207

La reazione sulla spalla vale:

$$H_{\text{vento ponte carico}} = 5,69 \times 21,95/2 = 62,45 \text{ kN}$$

4.6 VARIAZIONE TERMICA (ϵ_3)

In base al D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" si tiene conto della variazione termica considerando un $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$ uniforme.

Quindi la variazione di lunghezza dell'impalcato vale:

$$\Delta l = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1,00 \times 10^{-5} \times 25 \times 21.950 = 5,49 \text{ mm}$$

Per il calcolo delle escursione totale del giunto si considera la tipologia di appoggi in gomma con distribuzione delle dilatazione metà per parte e quindi si incrementa la variazione di temperatura del 50%.

$$\Delta l_{\text{giunto,tot}} = 1,5 \cdot (\Delta l / 2) = 1,5 \times (5,49 / 2) = 4,11 \text{ mm}$$

Per il giunto tra impalcato e spalla si adotta una tipologia con una escursione di $\Delta l_{\text{giunto}} = \pm 5,00 \text{ mm}$

5 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3 e 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU e i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Carichi elementari	A1STR_00_01	A1STR_00_02	A1STR_00_03	A1STR_00_04	A1STR_01_01	A1STR_01_02	A1STR_01_03	A1STR_02_01
Peso strutturale spalla / pila	1.000	1.000	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
Peso strutturale impalcato	1.000	1.000	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
Spinta statica terreno	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
Peso terreno di ricoprimento	1.000	1.000	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
Peso non strutturale impalcato	1.000	1.000	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
Sovraccarico Accidentale	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350	1.013	1.013	1.013
Carico Verticale Traffico	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350	1.013	1.013	1.013
Frenatura	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350
Azione Centrifuga	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vento Trasversale	1.500	0.900	1.500	0.900	0.900	1.500	0.900	0.900
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLC) - Verticale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Carichi elementari	A1STR_02_02	A1STR_03_01	A2GEO_00_01	A2GEO_00_02	A2GEO_01_01	A2GEO_01_02	A2GEO_01_03	A2GEO_02_01
Peso strutturale spalla / pila	1.350	1.350	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso strutturale impalcato	1.350	1.350	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Spinta statica terreno	1.500	1.500	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300
Peso terreno di ricoprimento	1.500	1.500	1.000	1.300	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso non strutturale impalcato	1.500	1.500	1.000	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300
Sovraccarico Accidentale	1.013	1.013	0.000	0.000	1.150	0.863	0.863	0.863
Carico Verticale Traffico	1.013	1.013	0.000	0.000	1.150	0.863	0.863	0.863
Frenatura	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.150
Azione Centrifuga	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vento Trasversale	0.900	0.900	1.300	0.600	0.780	1.300	0.780	0.780
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLC) - Verticale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Carichi elementari	A2GEO_02_02	A2GEO_03_01	SLV_01_01	SLV_01_02	SLV_01_03	SLV_01_04	SLV_01_05	SLV_01_06
Peso strutturale spalla / pila	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Spinta statica terreno	1.300	1.300	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso terreno di ricoprimento	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso non strutturale impalcato	1.300	1.300	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Sovraccarico Accidentale	0.863	0.863	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Carico Verticale Traffico	0.863	0.863	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Frenatura	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Azione Centrifuga	1.150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vento Trasversale	0.780	0.780	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	1.000	1.000	0.300	0.300	0.300	0.300
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.300	0.300	1.000	1.000	0.300	0.300
Sismica Sottostrutt. (SLC) - Verticale	0.000	0.000	0.300	-0.300	0.300	-0.300	1.000	-1.000

Carichi elementari	SLE_FREQ_01_01	SLE_FREQ_03_01	SLE_QP_00_01	SLE_RR_00_01	SLE_RR_00_02	SLE_RR_01_01	SLE_RR_01_02	SLE_RR_01_03
Peso strutturale spalla / pila	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Spinta statica terreno	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso terreno di ricoprimento	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso non strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Sovraccarico Accidentale	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.750	0.750
Carico Verticale Traffico	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.750	0.750
Frenatura	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Azione Centrifuga	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vento Trasversale	0.000	0.000	0.000	1.000	0.600	0.600	1.000	0.600
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLC) - Verticale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Carichi elementari	SLE_RR_21_01	SLE_RR_21_02	SVIO
Peso strutturale spalla / pila	1.000	1.000	1.000
Peso strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000
Spinta statica terreno	1.000	1.000	1.000
Peso terreno di ricoprimento	1.000	1.000	1.000
Peso non strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000
Sovraccarico Accidentale	0.750	0.750	0.000
Carico Verticale Traffico	0.750	0.750	0.000
Frenatura	1.000	0.000	0.000
Azione Centrifuga	0.000	1.000	0.000
Vento Trasversale	0.600	0.600	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.000
Urto traffico veicolare	0.000	0.000	1.000

6 ANALISI SPALLE IN AMPLIAMENTO

6.1 MODELLO FEM

Le analisi numeriche relative alla spalla sono condotte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Civil 2017, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

Per valutare in dettaglio il comportamento d'insieme della struttura nonché le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, si procede con una modellazione FEM del manufatto coerentemente con le effettive geometrie di progetto adottando:

- elementi bidimensionali tipo "plate" per la piastra di fondazione e il muro in elevazione;
- elementi monodimensionali tipo "beam" per i pali.

Al fine di consentire un'efficiente modellazione ed in particolare una corretta geometrizzazione delle superfici caricate e delle luci di inflessione, alcuni elementi sono geometrizzati rispetto ad allineamenti non baricentrici e parametrizzati con *offset* (eccentricità). In particolare, valgono i seguenti fili di riferimento:

- platea: estradosso
- muro frontale e paragliaia: superficie interna muro frontale e paragliaia

I pali sono modellati fino all'intradosso plinto e connessi mediante elementi rigidi.

In generale le azioni di progetto sono modellate mediante:

- carichi di superficie (pressioni)
- carichi nodali

Infine, per quanto riguarda i vincoli, vale quanto segue:

- vincolo rigido traslazionale in direzione Z (verticale) applicato alla base del palo;
- supporto elastico orizzontale in direzione X (longitudinale) e Y (trasversale) applicato lungo tutto il fusto del palo

– Condizioni statiche	$k_x = k_y$	16000 kN/m ³
– Condizioni sismiche	$k_x = k_y$	80000 kN/m ³

Si osserva che la rigidità delle costanti di reazione orizzontale sui pali è stata stimata in accordo alle formule di Chen (1978):

- $k_h = 3 E_s / D$ per terreni granulari;
- $k_h = 1.6 E_s / D$ per terreni fini.

Dove, E_s è il modulo elastico del terreno e D è il diametro del palo.

Il terreno presenta un valore di modulo elastico a piccole deformazioni E_0 pari a 50 MPa.

Assumendo per il modulo elastico operativo E_s un valore pari a $E_0/5$, si ottiene $E_s = 10$ MPa.

Per le formazioni fini dalla formula di Chen si ottiene così:

- $k_h = 1.6 E_s / D = 16000$ kN/m³

Per le analisi sotto carichi dinamici, si è assunta, in tutti i casi analizzati, una rigidità 5 volte maggiore.

Il sistema di riferimento è centrato in corrispondenza del baricentro in pianta della fondazione ed allineato al suo estradosso e definito con la seguente convenzione:

- asse X = asse orizzontale longitudinale
- asse Y = asse orizzontale trasversale
- asse Z = asse verticale

Si riportano alcune immagini che illustrano il modello a elementi finiti adottato:

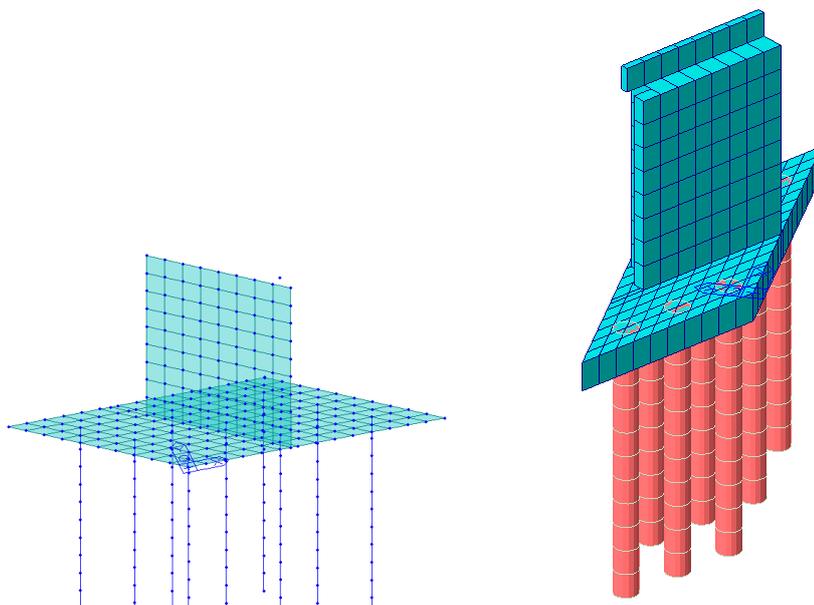


Figura 2 Modello a elementi finiti della spalla

6.2 PESO PROPRIO DELLA SPALLA

Il peso proprio della spalla è valutato assumendo i seguenti pesi specifici di riferimento:

- calcestruzzo: 25 kN/m³
- materiale di riempimento: 20 kN/m³

6.3 SOVRACCARICO VARIABILE SU RILEVATO

Il sovraccarico variabile da traffico su rilevato è schematizzato con un carico uniforme di 20 kN/m², applicato su una lunghezza indefinita in senso longitudinale e trasversale.

6.4 SPINTA DELLE TERRE

6.4.1 Effetti statici

La spinta delle terre è valutata secondo la teoria di Rankine ovvero

- **contributo peso proprio terreno:**

azione risultante:

$$\Delta S_{P,P} = \frac{1}{2} \times k \times \gamma \times H$$

quota risultante:

$$Z_{\Delta S} = H / 3$$

- **contributo sovraccarico rilevato (variabile):**

azione risultante:

$$\Delta S_q = k \times q^* \times H$$

quota risultante:

$$Z_{\Delta S} = H / 2$$

Tenuto conto della tipologia di fondazione, si assume un comportamento di tipo "rigido" del manufatto calcolando le spinte in condizioni a "riposo" ($k = k_0$).

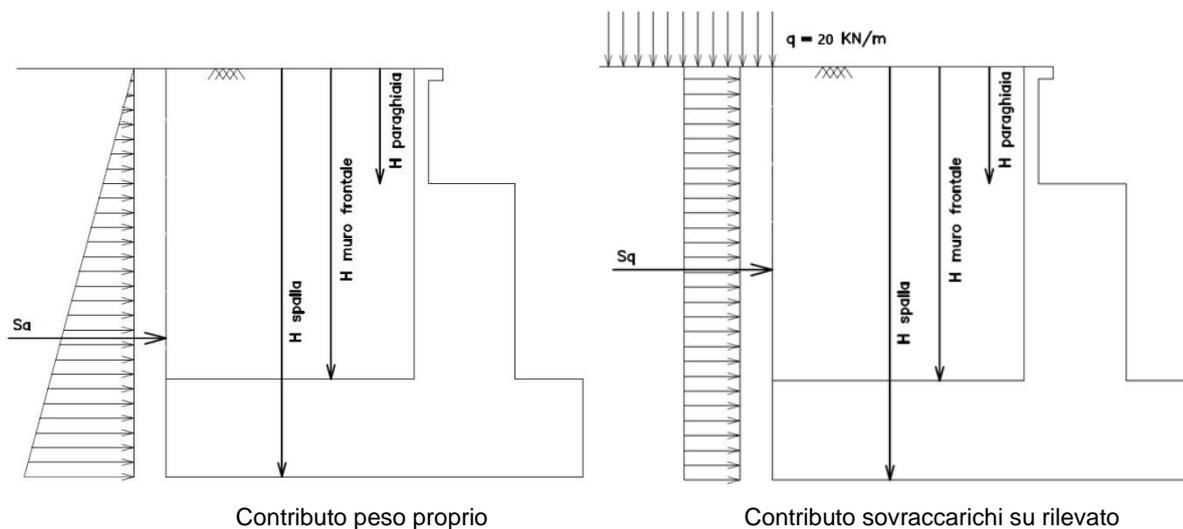


Figura 6-3 Schema per il calcolo delle spinte statiche

6.4.2 Effetti sismici

Tenuto conto della tipologia di fondazione, si assume un comportamento di tipo rigido del manufatto anche in condizioni sismiche e spinta in condizioni dinamiche è valutata secondo la teoria di Mononobe-Okabe:

- **contributo peso proprio terreno:**

azione risultante:

quota risultante:

$$S_{P,A} = k_{AE} \times \gamma \times H^2$$

$$Z_S = H / 3$$

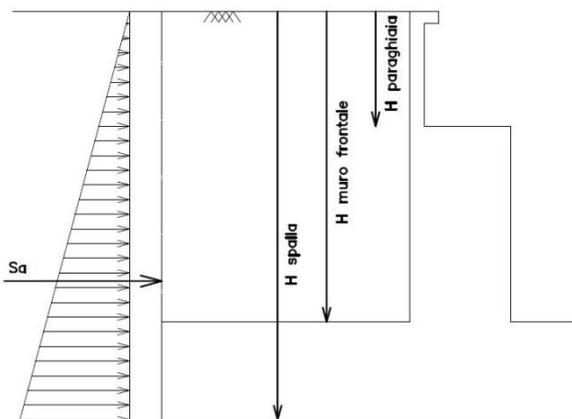


Figura 6-4 Schema per il calcolo delle spinte sismiche

6.4.3 Quadro di sintesi

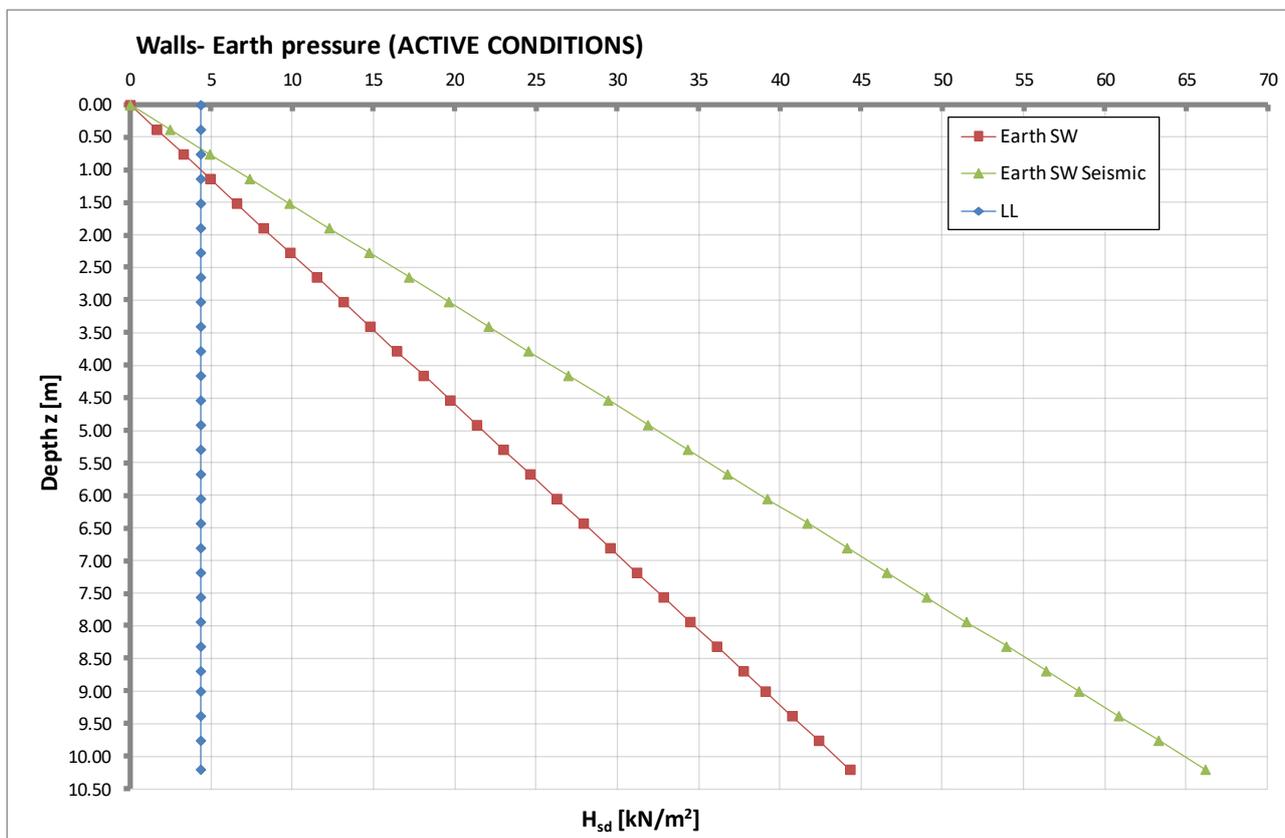
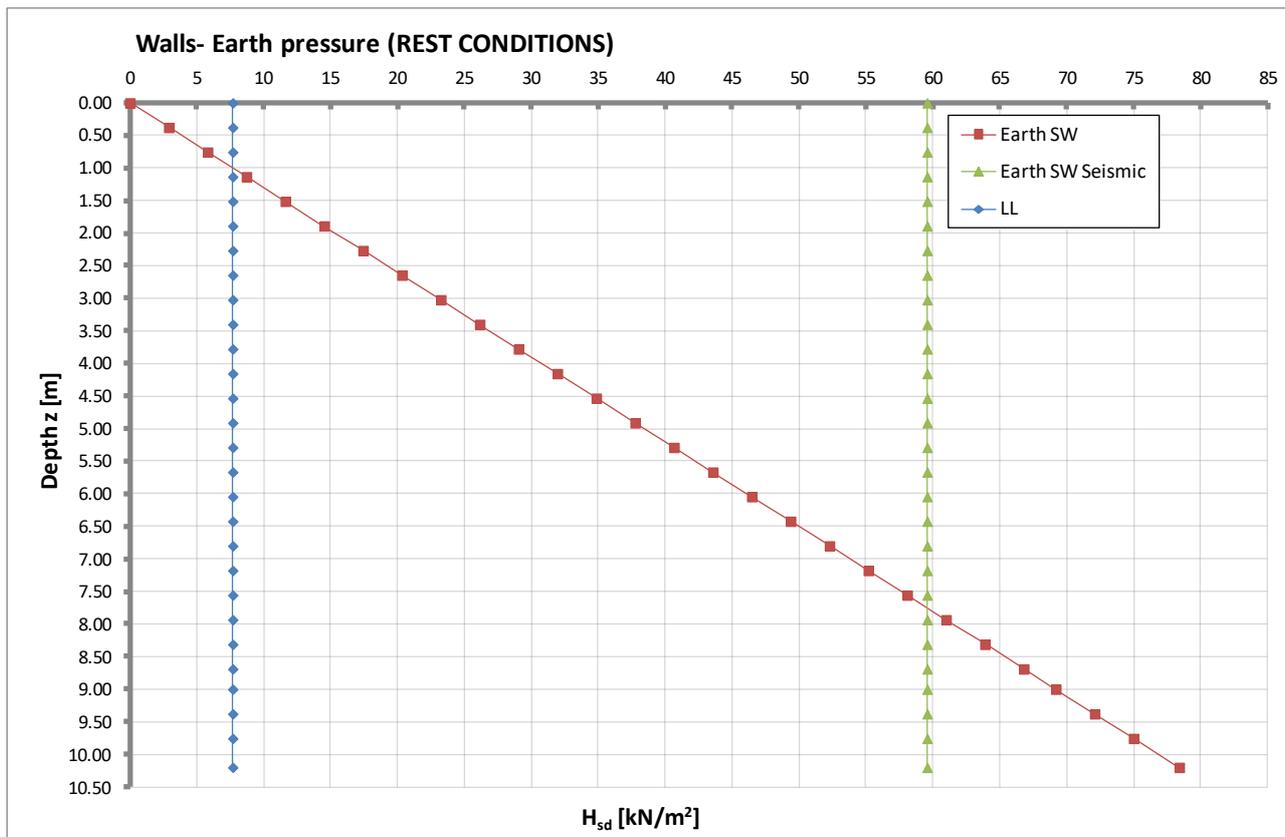
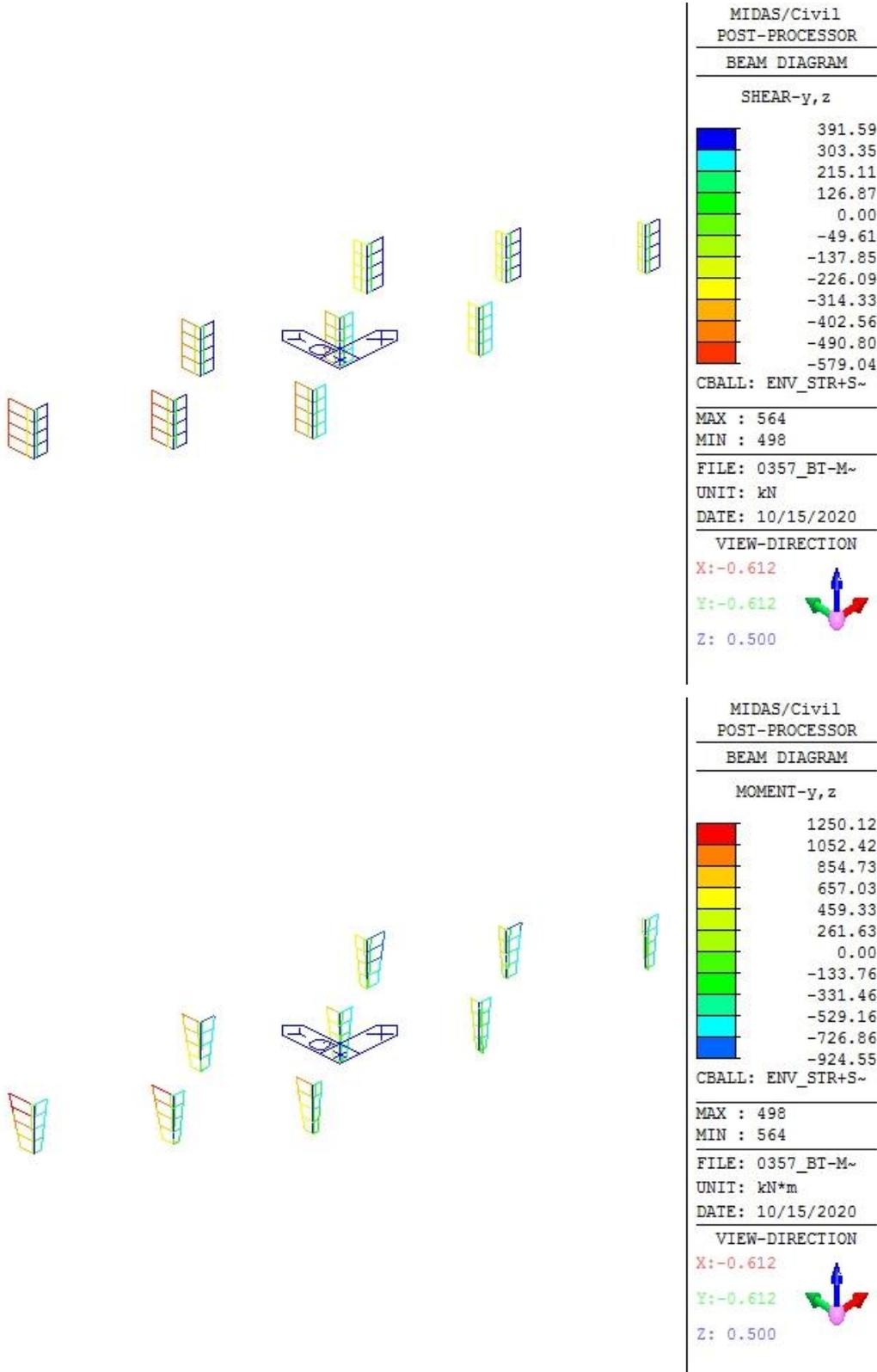
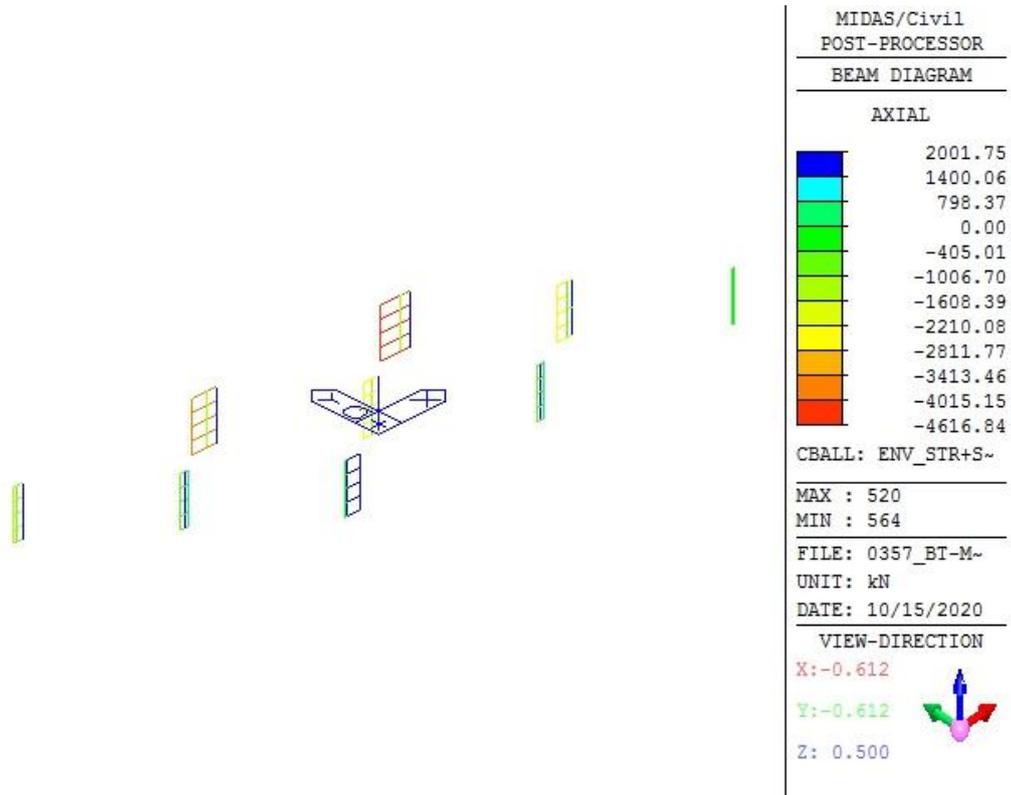


Figura 6-5 – Diagrammi di spinta

6.6 AZIONI INTERNE PALI DI FONDAZIONE

Si riportano i diagrammi delle azioni interne nel tratto di testa dei pali di fondazione per gli involuipi STR e SLV:





6.7 PALI - VERIFICHE STR

6.7.1 Verifica a pressoflessione

Ai fini delle verifiche, considerando un carico assiale (medio sulla palificata) pari a $N = 1310\text{kN}$, si ottiene il seguente momento di plasticizzazione:

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 16

Diametro barre: 2.6 [cm]

Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

N° barre: Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: kN

M_{xEd}: kNm

M_{yEd}: kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: yN:

Tipo rottura: _____

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰

f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰

E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 14.17

E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8

ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6

τ_{c1} : 1.829

M_{xRd}: kN m

σ_c : N/mm²

σ_s : N/mm²

ϵ_c : 3.5 ‰

ϵ_s : 6.423 ‰

d: 91.5 cm

x: 32.27 x/d: 0.3527

δ : 0.8809

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N° rett.:

Calcola MRd

L₀: cm

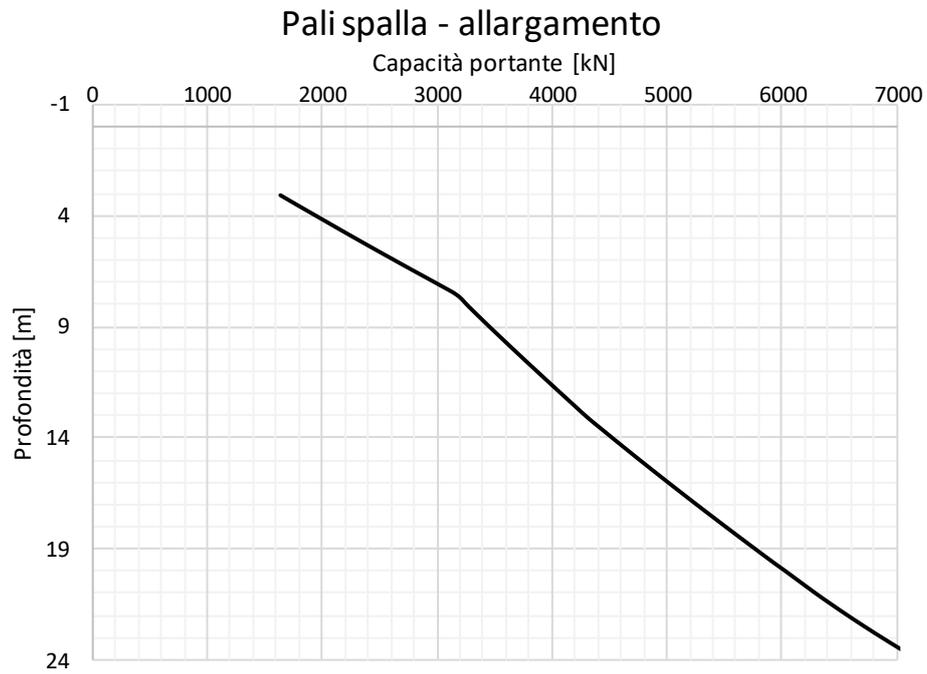
Precompresso

Pertanto, si ottiene il seguente coefficiente di sicurezza a pressoflessione:

$$F.s = M_{Rd} / M_{Sd} = 1542 \text{ kNm} / 1250 \text{ kNm} = 1.23$$

6.7.2 Verifica a taglio

MANUFATTO	[-]	Spalla	
ELEMENTO	[-]	Palo	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	14.1	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	7.1	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	764	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	843	Larghezza sezione
s	[mm]	75	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	226	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	811	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	2045	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	811	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	700	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.16	Coefficiente di sicurezza



6.9 PALI - VERIFICHE GEO CAPACITÀ PORTANTE CARICHI ORIZZONTALI

PORTATA PALI CARICHI TRASVERSALI (Broms)			STATICA GEO DRENATA	
Combinazione Condizione				
Dati generali			Parametri geotecnici	
			minimi	medi
Lunghezza palo	L	[m]	20.0	20.0
Diametro palo	D	[m]	1.000	1.0
Momento di plasticizzazione	M_p	[kNm]	4622	4622
Angolo d'attrito terreno	ϕ	[°]	38.0	38.0
Angolo d'attrito palo-terreno	δ	[°]	25.3	25.3
Coefficiente di spinta passiva (Muller-Breslau)	k_p	[-]	14.221	14.221
Peso specifico effettivo terreno	γ'	[kN/m ³]	20.0	20
Carico assiale (medio sulla palificata)	$N_{sd,medio}$	[kN]	1542	1542
Palo corto				
Portata ultima	$H_{u,1}$	[kN]	170649	170649
Palo intermedio				
Portata ultima	$H_{u,2}$	[kN]	57114	57114
Momento massimo lungo il fusto	M_{max}	[kNm]	1080776	1080776
Profondità momento massimo	f	[m]	20.0	20.0
Palo lungo				
Portata ultima	$H_{u,3}$	[kN]	4346	4346
Momento massimo lungo il fusto	M_{max}	[kNm]	4622	4622
Profondità momento massimo	f	[m]	3.2	3.2
Verifica				
Comportamento	-	[-]	Palo lungo	Palo lungo
Portata ultima	H_u	[kN]	4346	4346
Coefficiente di correlazione	ξ	[-]	1.70	1.70
Coefficiente parziale per la resistenza	γ_R	[-]	1.60	1.60
Portata di progetto	H_{Rd}	[kN]	1598	1598
			1598	
Azione sollecitante	H_{Sd}	[kN]	700	
Coefficiente di sicurezza	F_s	[-]	2.283	
OK				

7 PILA IN AMPLIAMENTO

7.1 MODELLO FEM

Le analisi numeriche relative alla spalla sono condotte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Civil 2017, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

Per valutare in dettaglio il comportamento d'assieme della struttura nonché le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, si procede con una modellazione FEM del manufatto coerentemente con le effettive geometrie di progetto adottando:

- elementi bidimensionali tipo "plate" per la piastra di fondazione;
- elementi monodimensionali tipo "beam" per i pali e per la pila.

Al fine di consentire un'efficiente modellazione ed in particolare una corretta geometrizzazione delle superfici caricate e delle luci di inflessione, alcuni elementi sono geometrizzati rispetto ad allineamenti non baricentrici e parametrizzati con *offset* (eccentricità). In particolare, valgono i seguenti fili di riferimento:

- platea: estradosso

I pali sono modellati fino all'intradosso plinto e connessi mediante elementi rigidi.

Per consentire la corretta implementazione delle reazioni di impalcato ed in particolare tenere in conto delle eccentricità longitudinali e trasversali, si procede modellando i quattro nodi allineati all'intradosso di ciascuna trave.

In generale le azioni di progetto sono modellate mediante:

- carichi di superficie (pressioni)
- carichi nodali

Infine, per quanto riguarda i vincoli, vale quanto segue:

- vincolo rigido traslazionale in direzione Z (verticale) applicato alla base del palo;
- supporto elastico orizzontale in direzione X (longitudinale) e Y (trasversale) applicato lungo tutto il fusto del palo

– Condizioni statiche	$k_x = k_y$	16000 kN/m ³
– Condizioni sismiche	$k_x = k_y$	80000 kN/m ³

Si osserva che la rigidezza delle costanti di reazione orizzontale sui pali è stata stimata in accordo alle formule di Chen (1978):

- $k_h = 3 E_s / D$ per terreni granulari;
- $k_h = 1.6 E_s / D$ per terreni fini.

Dove, E_s è il modulo elastico del terreno e D è il diametro del palo.

Il terreno presenta un valore di modulo elastico a piccole deformazioni E_0 pari a 50 MPa.

Assumendo per il modulo elastico operativo E_s un valore pari a $E_0/5$, si ottiene $E_s = 10$ MPa.

Per le formazioni fini dalla formula di Chen si ottiene così:

- $k_h = 1.6 E_s / D = 16000$ kN/m³

Per le analisi sotto carichi dinamici, si è assunta, in tutti i casi analizzati, una rigidezza 5 volte maggiore.

Il sistema di riferimento è centrato in corrispondenza del baricentro in pianta della fondazione ed allineato al suo estradosso e definito con la seguente convenzione:

- asse X = asse orizzontale longitudinale
- asse Y = asse orizzontale trasversale
- asse Z = asse verticale

Si riportano alcune immagini che illustrano il modello a elementi finiti adottato:

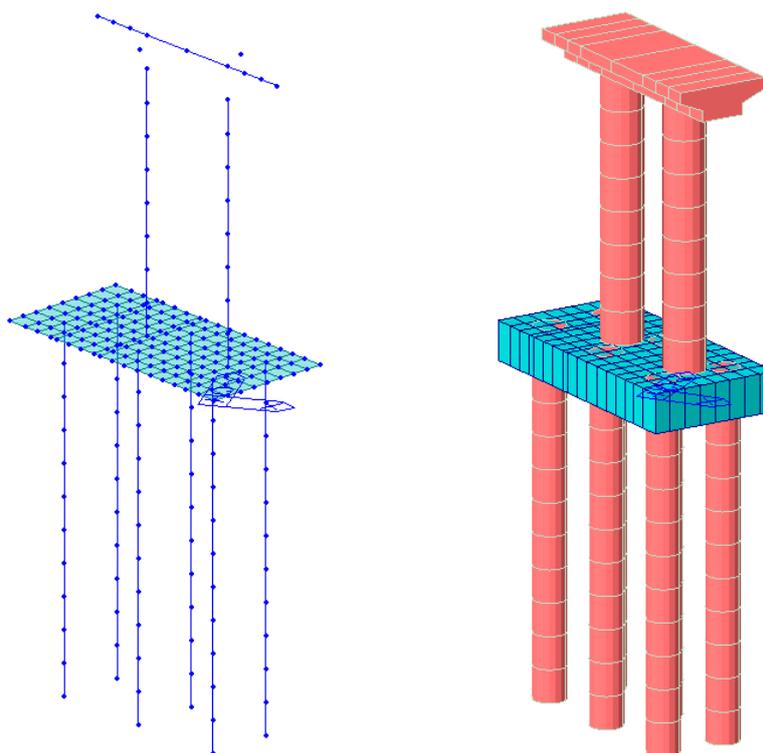


Figura 6 Modello a elementi finiti della spalla

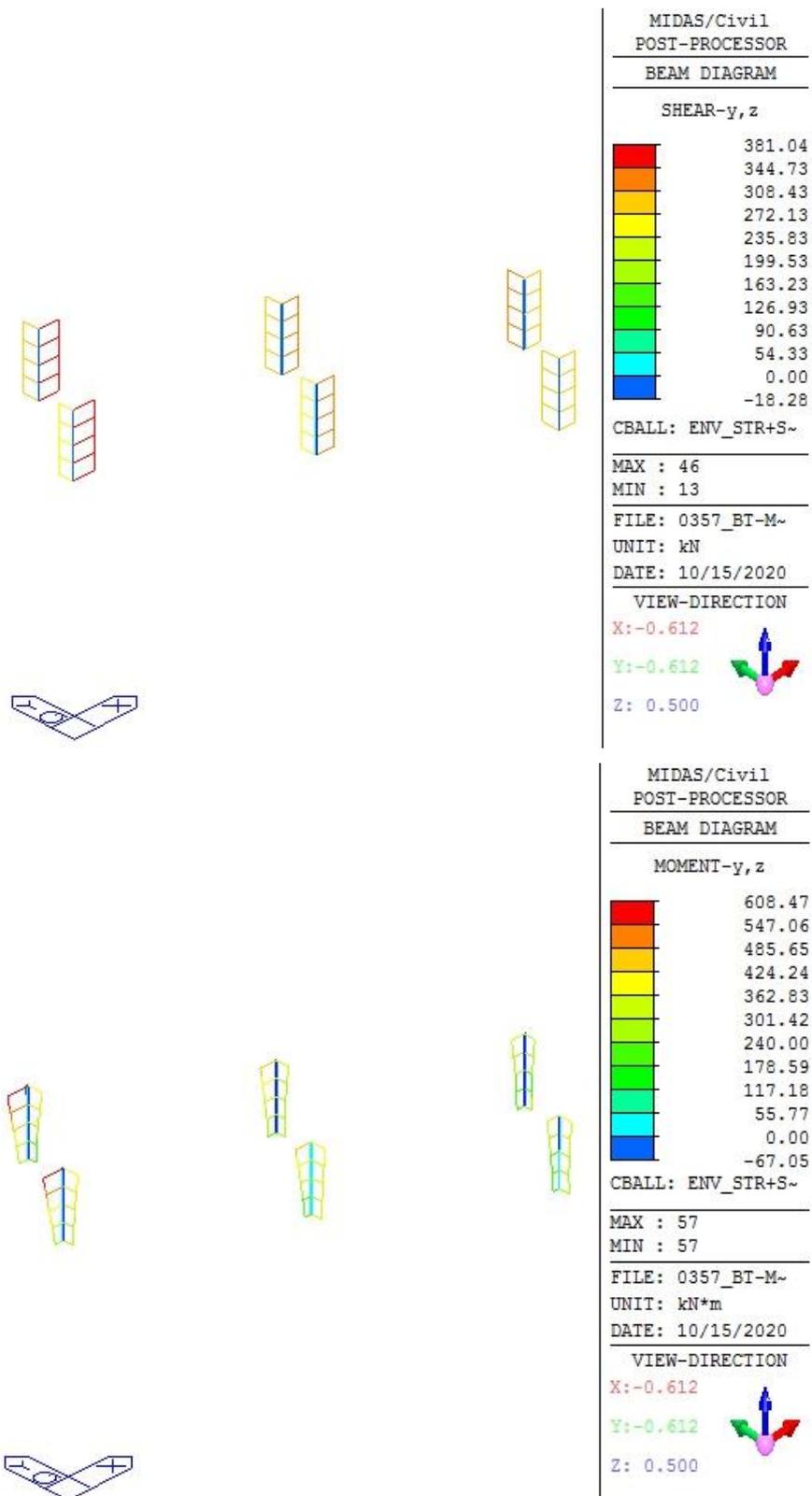
7.2 CARICHI PERMANENTI

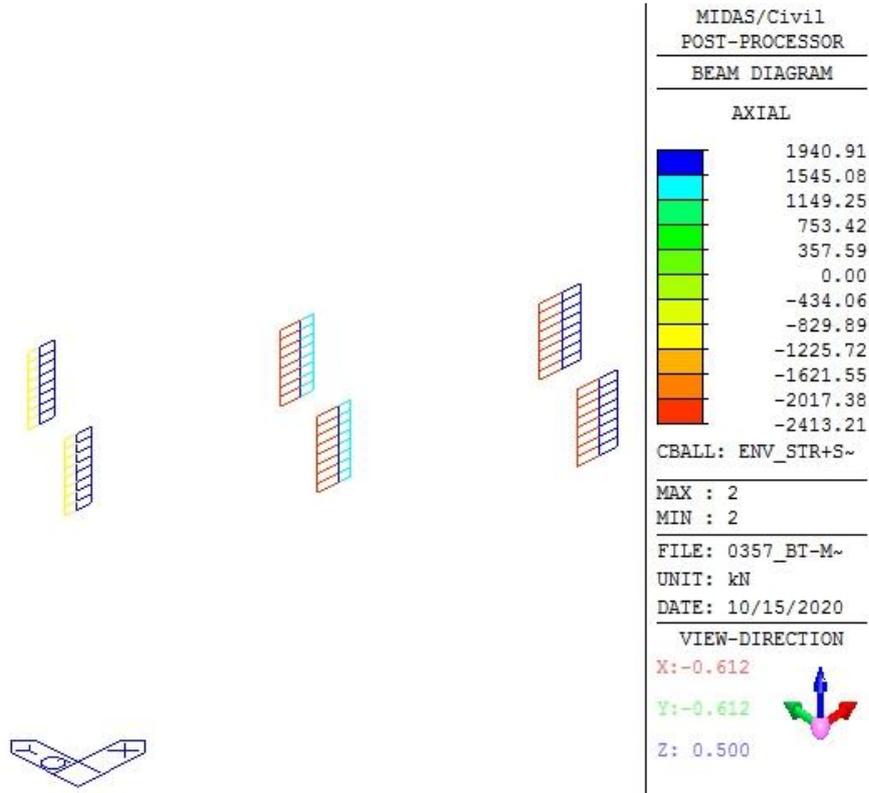
I carichi permanenti applicati alla pila sono valutati assumendo i seguenti pesi specifici di riferimento:

- calcestruzzo: 25 kN/m³
- materiale di riempimento: 20 kN/m³

7.4 AZIONI INTERNE PALI DI FONDAZIONE

Si riportano i diagrammi delle azioni interne nel tratto di testa dei pali di fondazione per gli involuipi STR e SLV:





7.5 PALI - VERIFICHE STR

7.5.1 Verifica a pressoflessione

Ai fini delle verifiche, considerando un carico assiale (medio sulla palificata) pari a $N = 240\text{kN}$, si ottiene il seguente momento di plasticizzazione:

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]

Raggio interno [cm]

N° barre uguali

Diametro barre [cm]

Copriferro (baric.) [cm]

N° barre **Zoom**

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200,000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="14.17"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Pertanto, si ottiene il seguente coefficiente di sicurezza a pressoflessione:

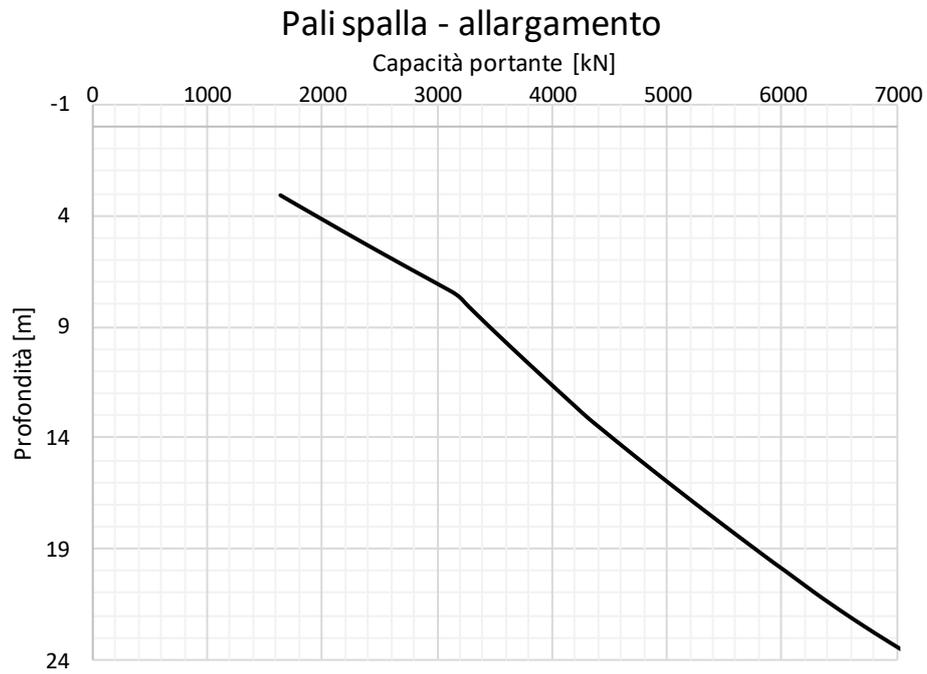
$$F.S = M_{Rd} / M_{Sd} = 1282 \text{ kNm} / 608\text{kNm} = 2.11$$

7.5.2 Verifica a taglio

MANUFATTO	[-]	Pila	
ELEMENTO	[-]	Palo	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	14.1	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	7.1	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	764	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	843	Larghezza sezione
s	[mm]	100	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	226	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	609	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	2045	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	609	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	494	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.23	Coefficiente di sicurezza

7.6 PALI - VERIFICHE CAPACITÀ PORTANTE

Zw	50.00	[m]	profondità falda		APPR. 1 COMB.2				APPR. 2			Gwizdala(1984)												
D	1.00	[m]	diametro palo		M1				M1			granul.	α _N	q _{umax}										
Z _{TP}	3.90	[m]	profondità testa palo		base				lat, c			ξ ₃	G	0.15	7.5									
H _{TP}	0.00	[m]	altezza palo fuori terra		lat, t				ξ ₄			S	0.12	5.8										
Ab	0.79	[m ²]	area di base		lat, t				ξ ₄			S(L)	0.085	4.3										
As	3.14	[m ² /m]	area laterale unitaria																					
Z	L _{palo}	γ	c _u	c'	φ	L/d	σ _v	u	σ' _v	N _q *	q _{b,k limitat}	Q _{b,k}	Q _{s,k}	α	α*CU	β _{sabbie}	q _{s,k}	q _{s,k limitato}	Q _{s,k}	Q _{b,d}	Q _{s,d}	Q _{s,k} / ξ	Q _{s,t,d}	Q _{s,tot}
[m p.c.]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[kPa]	[kN]	[kN]			[-]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.0	0.0	19	50	0	26	0.0	0.0	0.0	0.0	4.88	0.0	0.0	0.0	0.6	30	1.20	30.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	0.0	19	52	0	26	0.0	9.5	0.0	9.5	4.88	0.0	0.0	0.0	0.6	30.99	1.17	31.0	31.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	0.0	19	53	0	26	0.0	19.0	0.0	19.0	4.88	0.0	0.0	0.0	0.6	31.98	1.08	32.0	32.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.5	0.0	19	55	0	26	0.0	28.5	0.0	28.5	4.88	0.0	0.0	0.0	0.6	32.97	1.02	33.0	33.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	0.0	19	57	0	26	0.0	38.0	0.0	38.0	4.88	0.0	0.0	0.0	0.6	33.96	0.97	34.0	34.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.5	0.0	19	58	0	26	0.0	47.5	0.0	47.5	4.88	0.0	0.0	0.0	0.6	34.95	0.93	35.0	35.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.5	0.0	20	0	0	38	0.0	47.5	0.0	47.5	26.18	0.0	0.0	0.0			0.93	44.0	44.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	0.0	20	0	0	38	0.0	57.5	0.0	57.5	26.18	0.0	0.0	0.0			0.89	51.2	51.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.5	0.0	20	0	0	38	0.0	67.5	0.0	67.5	26.18	0.0	0.0	0.0			0.86	57.8	57.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.0	0.1	20	0	0	38	0.1	77.5	0.0	77.5	26.18	2029.0	1593.6	1593.6			0.83	64.1	64.1	20.1	694.4	10.3	11.8	12.0	704.3
4.5	0.6	20	0	0	38	0.6	87.5	0.0	87.5	26.18	2290.8	1799.2	1799.2			0.80	70.0	70.0	130.0	784.0	66.5	76.5	76.2	848.1
5.0	1.1	20	0	0	38	1.1	97.5	0.0	97.5	26.18	2552.6	2004.8	2004.8			0.77	75.5	75.5	248.6	873.6	127.2	146.2	144.5	996.4
5.5	1.6	20	0	0	38	1.6	107.5	0.0	107.5	26.18	2814.4	2210.4	2210.4			0.75	80.6	80.6	375.3	963.1	191.9	220.7	216.6	1148.8
6.0	2.1	20	0	0	38	2.1	117.5	0.0	117.5	26.18	3076.2	2416.0	2416.0			0.73	85.5	85.5	509.6	1052.7	260.6	299.7	292.3	1305.1
6.5	2.6	20	0	0	38	2.6	127.5	0.0	127.5	26.18	3338.0	2621.7	2621.7			0.71	90.1	90.1	651.0	1142.3	333.0	383.0	371.4	1465.1
7.0	3.1	20	0	0	38	3.1	137.5	0.0	137.5	26.18	3599.8	2827.3	2827.3			0.69	94.3	94.3	799.2	1231.9	408.8	470.1	453.6	1628.6
7.5	3.6	20	0	0	38	3.6	147.5	0.0	147.5	26.18	3861.6	3032.9	3032.9			0.67	98.3	98.3	953.7	1321.5	487.8	561.0	538.8	1795.2
8.0	4.1	20	0	0	38	4.1	157.5	0.0	157.5	26.17	4121.0	3236.6	3236.6			0.65	102.1	102.1	1114.1	1410.3	569.9	655.3	626.8	1964.1
8.5	4.6	20	0	0	38	4.6	167.5	0.0	167.5	26.09	4369.9	3432.1	3432.1			0.63	105.6	105.6	1280.0	1495.5	654.7	752.9	717.3	2132.1
9.0	5.1	20	0	0	38	5.1	177.5	0.0	177.5	26.01	4617.3	3626.4	3626.4			0.61	108.9	108.9	1451.0	1580.1	742.2	853.5	810.3	2302.3
9.5	5.6	20	0	0	38	5.6	187.5	0.0	187.5	25.94	4863.2	3819.5	3819.5			0.60	111.9	111.9	1626.9	1664.3	832.2	957.0	905.6	2474.4
10.0	6.1	20	0	0	38	6.1	197.5	0.0	197.5	25.86	5107.5	4011.5	4011.5			0.58	114.8	114.8	1807.1	1747.9	924.4	1063.0	1002.9	2648.3
10.5	6.6	20	0	0	38	6.6	207.5	0.0	207.5	25.78	5350.4	4202.2	4202.2			0.57	117.4	117.4	1991.5	1831.0	1018.7	1171.5	1102.2	2823.8
11.0	7.1	20	0	0	38	7.1	217.5	0.0	217.5	25.71	5591.7	4391.7	4391.7			0.55	119.8	119.8	2179.8	1913.6	1115.0	1282.2	1203.3	3000.7
11.5	7.6	20	0	0	38	7.6	227.5	0.0	227.5	25.63	5800.0	4555.3	4555.3			0.54	122.0	122.0	2371.4	1984.9	1213.0	1395.0	1306.0	3168.1
12.0	8.1	20	0	0	38	8.1	237.5	0.0	237.5	25.56	5800.0	4555.3	4555.3			0.52	124.1	124.1	2566.3	1984.9	1312.7	1509.6	1410.2	3265.8
12.5	8.6	20	0	0	38	8.6	247.5	0.0	247.5	25.48	5800.0	4555.3	4555.3			0.51	125.9	125.9	2764.1	1984.9	1413.9	1625.9	1515.8	3365.0
13.0	9.1	20	0	0	38	9.1	257.5	0.0	257.5	25.40	5800.0	4555.3	4555.3			0.50	127.6	127.6	2964.5	1984.9	1516.4	1743.8	1622.6	3465.5
13.5	9.6	20	0	0	38	9.6	267.5	0.0	267.5	25.33	5800.0	4555.3	4555.3			0.48	129.1	129.1	3167.2	1984.9	1620.1	1863.1	1730.4	3567.2
14.0	10.1	20	0	0	38	10.1	277.5	0.0	277.5	25.25	5800.0	4555.3	4555.3			0.47	130.4	130.4	3372.0	1984.9	1724.8	1983.5	1839.3	3670.0
14.5	10.6	20	0	0	38	10.6	287.5	0.0	287.5	25.18	5800.0	4555.3	4555.3			0.46	131.5	131.5	3578.5	1984.9	1830.5	2105.0	1949.0	3773.7
15.0	11.1	20	0	0	38	11.1	297.5	0.0	297.5	25.10	5800.0	4555.3	4555.3			0.45	132.5	132.5	3786.6	1984.9	1936.9	2227.4	2059.4	3878.2
15.5	11.6	20	0	0	38	11.6	307.5	0.0	307.5	25.02	5800.0	4555.3	4555.3			0.43	133.3	133.3	3996.0	1984.9	2044.0	2350.6	2170.5	3983.3
16.0	12.1	20	0	0	38	12.1	317.5	0.0	317.5	24.95	5800.0	4555.3	4555.3			0.42	134.0	134.0	4206.5	1984.9	2151.6	2474.4	2282.0	4089.0
16.5	12.6	20	0	0	38	12.6	327.5	0.0	327.5	24.87	5800.0	4555.3	4555.3			0.41	134.5	134.5	4417.7	1984.9	2259.7	2598.6	2393.9	4195.1
17.0	13.1	20	0	0	38	13.1	337.5	0.0	337.5	24.80	5800.0	4555.3	4555.3			0.40	134.8	134.8	4629.5	1984.9	2368.0	2723.2	2506.1	4301.4
17.5	13.6	21	0	0	38	13.6	348.0	0.0	348.0	24.72	5800.0	4555.3	4555.3			0.39	135.2	135.2	4841.9	1984.9	2476.7	2848.2	2618.5	4418.8
18.0	14.1	22	0	0	38	14.1	359.0	0.0	359.0	24.64	5800.0	4555.3	4555.3			0.38	135.7	135.7	5054.9	1984.9	2585.6	2973.5	2731.3	4537.3
18.5	14.6	23	0	0	38	14.6	370.5	0.0	370.5	24.57	5800.0	4555.3	4555.3			0.37	136.1	136.1	5268.7	1984.9	2695.0	3099.3	2844.4	4657.0
19.0	15.1	24	0	0	38	15.1	382.5	0.0	382.5	24.49	5800.0	4555.3	4555.3			0.36	136.6	136.6	5483.3	1984.9	2804.7	3225.5	2957.9	4777.8
19.5	15.6	25	0	0	38	15.6	395.0	0.0	395.0	24.42	5800.0	4555.3	4555.3			0.35	137.0	137.0	5698.5	1984.9	2914.8	3352.1	3071.7	4899.7
20.0	16.1	26	0	0	38	16.1	408.0	0.0	408.0	24.34	5800.0	4555.3	4555.3			0.34	137.5	137.5	5914.5	1984.9	3025.3	3479.1	3185.8	5022.8
20.5	16.6	27	0	0	38	16.6	421.5	0.0	421.5	24.26	5800.0	4555.3	4555.3			0.33	137.9	137.9	6131.1	1984.9	3136.1	3606.5	3300.2	5147.1
21.0	17.1	28	0	0	38	17.1	435.5	0.0	435.5	24.19	5800.0	4555.3	4555.3			0.32	138.3	138.3	6348.3	1984.9	3247.2	3734.3	3414	



7.7 PALI - VERIFICHE CAPACITÀ PORTANTE CARICHI ORIZZONTALI

PORTATA PALI CARICHI TRASVERSALI (Broms)			STATICA GEO DRENATA	
Combinazione Condizione				
Dati generali			Parametri geotecnici	
			minimi	medi
Lunghezza palo	L	[m]	20.0	20.0
Diametro palo	D	[m]	1.000	1.0
Momento di plasticizzazione	M_p	[kNm]	4622	4622
Angolo d'attrito terreno	ϕ'	[°]	38.0	38.0
Angolo d'attrito palo-terreno	δ	[°]	25.3	25.3
Coefficiente di spinta passiva (Muller-Breslau)	k_p	[-]	14.221	14.221
Peso specifico effettivo terreno	γ'	[kN/m ³]	20.0	20
Carico assiale (medio sulla palificata)	$N_{sd,medio}$	[kN]	1282	1282
Palo corto				
Portata ultima	$H_{u,1}$	[kN]	170649	170649
Palo intermedio				
Portata ultima	$H_{u,2}$	[kN]	57114	57114
Momento massimo lungo il fusto	M_{max}	[kNm]	1080776	1080776
Profondità momento massimo	f	[m]	20.0	20.0
Palo lungo				
Portata ultima	$H_{u,3}$	[kN]	4346	4346
Momento massimo lungo il fusto	M_{max}	[kNm]	4622	4622
Profondità momento massimo	f	[m]	3.2	3.2
Verifica				
Comportamento	-	[-]	Palo lungo	Palo lungo
Portata ultima	H_u	[kN]	4346	4346
Coefficiente di correlazione	ξ	[-]	1.70	1.70
Coefficiente parziale per la resistenza	γ_R	[-]	1.60	1.60
Portata di progetto	H_{Rd}	[kN]	1598	1598
			1598	
Azione sollecitante	H_{Sd}	[kN]	494	
Coefficiente di sicurezza	F_s	[-]	3.235	
OK				