

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

82T - VIADOTTO NAVILE-BATTIFERRO AMPL. TANG.

AMPLIAMENTO NORD E SUD

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO
SOTTOSTRUTTURE

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	V82	VA82N	SFD00	R	S T R	0564	2	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
						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'	2
1.1	OGGETTO E SCOPO	2
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
1.3	PRINCIPI DI PROGETTAZIONE	7
1.3.1	<i>Metodi di Calcolo</i>	7
1.3.2	<i>Unità di Misura</i>	7
1.3.3	<i>Stati Limite e Situazioni di Progetto</i>	7
1.4	INQUADRAMENTO SISMICO	8
2	MATERIALI	9
3	SPALLA LATO MILANO	11
3.1	ANALISI DEI CARICHI	11
3.1.1	<i>Peso proprio (g_1) e carichi permanenti (g_2)</i>	11
3.1.2	<i>Spinta delle terre</i>	11
3.1.3	<i>Carichi accidentali</i>	11
3.1.4	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	12
3.1.5	<i>Azione Sismica</i>	14
3.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI	15
3.2.1	<i>Generalita'</i>	15
3.2.2	<i>Stato limite ultimo</i>	17
3.3	MODELLAZIONE FEM	18
3.4	SINTESI DEI RISULTATI	20
3.5	VERIFICHE SPALLA	22
3.5.1	<i>Verifica flessionale paramento verticale</i>	22
3.5.2	<i>Verifica a taglio del paramento verticale</i>	23
3.5.3	<i>Verifica capacità portante pali</i>	25
4	PILA 1 E PILA 2	34
4.1	ANALISI DEI CARICHI	34
4.1.1	<i>Peso proprio (g_1)</i>	34
4.1.2	<i>Azione del vento</i>	34
4.1.3	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	35
4.1.4	<i>Azione Sismica</i>	37
4.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI	38
4.2.1	<i>Generalita'</i>	38
4.2.2	<i>Stato limite ultimo</i>	40
4.3	MODELLAZIONE FEM	41
4.4	SINTESI DEI RISULTATI	42
4.5	VERIFICHE PILA	44
4.5.1	<i>Verifica a flessione del pulvino</i>	44
4.5.2	<i>Verifica a flessione del fusto</i>	45
4.5.3	<i>Verifica a taglio del pulvino</i>	46
4.5.4	<i>Verifica a taglio del fusto</i>	49
4.5.5	<i>Verifica capacità portante pali</i>	51

1 GENERALITA'

1.1 OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e al dimensionamento delle sottostrutture in allargamento del ponte sui canali Battiferro e Navile previste nell'ambito del progetto esecutivo di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale nodo di Bologna.

La struttura esistente è costituita da un impalcato a travi in c.a.p. in semplice appoggio su 3 campate con luce di calcolo è pari a 24,05 m e solette di continuità tra le campate sulle pile di luce pari a 2,10 m e tra l'impalcato e le spalle di luce pari a 1,50 m.

L'opera è stata oggetto di un primo intervento risalente al 2004 che ha portato all'allargamento della piattaforma, per ciascuna delle due carreggiate, mediante l'aggiunta di una trave in struttura mista acciaio-calcestruzzo a fianco di quelle esistenti in C.A.P. ed un ampliamento anche delle sottostrutture, comportante la continuazione strutturale del pulvino e del plinto con l'inserimento di una nuova colonna dello stesso diametro delle esistenti.

Per quanto concerne il nuovo intervento, la larghezza trasversale della parte in allargamento è pari a 10,68 m, ed è realizzato tramite la disposizione di 5 travi in acciaio di altezza pari a 96 cm solidarizzate con una soletta di spessore 25 cm. Detto impalcato è quindi connesso all'impalcato esistente attraverso la soletta esistente di spessore 20 cm e quindi in corrispondenza dei traversi di spalla e pila dove viene prolungato il traverso dell'ultimo intervento di allargamento con il traverso in acciaio delle nuove travi in acciaio.

La soletta superiore viene quindi completamente solidarizzata in corrispondenza dell'attuale taglio di separazione della carreggiata autostradale dalla carreggiata della tangenziale. In tal modo si ottiene un unico impalcato di sostegno delle due carreggiate. La separazione tra le due carreggiate è definita da un cordolo largo 80 cm di compensazione delle pendenze trasversali.

Le spalle di allargamento risultano definite da una ciabatta di fondazione di forma trapezoidale a raccordo con la fondazione di primo allargamento che, nella spalla lato Ancona caratterizzata dalla massima altezza, risulta pari a 11,10 x 6,00 m e spessore 1,30 m. Il paraghiaia, di spessore 40 cm, risulta di altezza 1,50 m. L'altezza massima dell'elevazione delle spalle risulta pari a 8,30 m.

Le fondazioni delle spalle sono caratterizzate da 11 pali di diametro 1000 mm e lunghi 22 m. Gli apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato in numero di uno per trave.

Le pile di allargamento risultano definite da una ciabatta di fondazione di dimensioni 11,00 x 6,80 m e spessore 1,20 m e quindi da un zoccolo di sopralzo largo 2,00 m e alto 0,60 m. L'elevazione è caratterizzata da due fusti di diametro 1,20 m e altezza massima 5,20 m su cui poggia un pulvino di altezza 1,00 m e larghezza 2,60 m.

Le fondazioni delle pile sono caratterizzate da 12 pali di diametro 1000 mm e lunghi 22 m. Gli apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato in numero di uno per trave.

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

La presente relazione riporta le analisi svolte per il dimensionamento e verifica delle sottostrutture in allargamento.

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

SEZIONE SPALLA scala (1:100)
 NUOVO AMPLIAMENTO

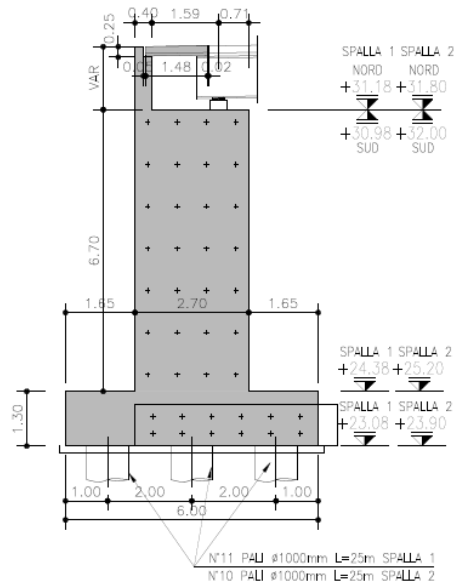


Figura 1.1: Sezione spalla nuovo ampliamento

SEZIONE PILA scala (1:100)
 NUOVO AMPLIAMENTO

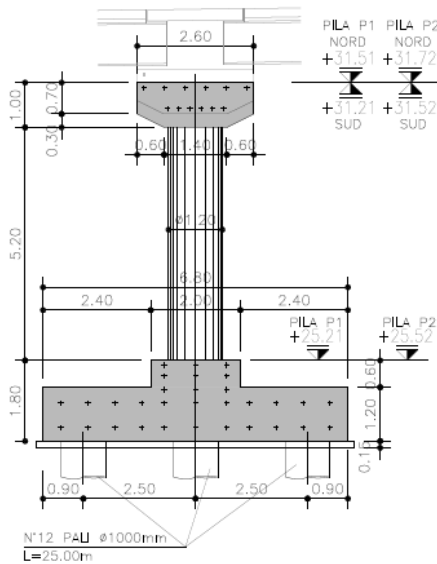


Figura 1.2: Sezione trasversale Spalla lato Ancona

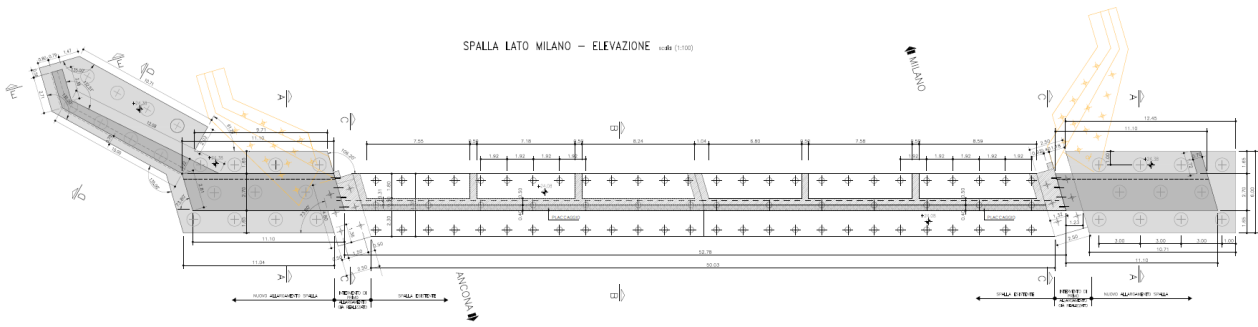


Figura 1.3: Spalla lato Milano - Elevazione

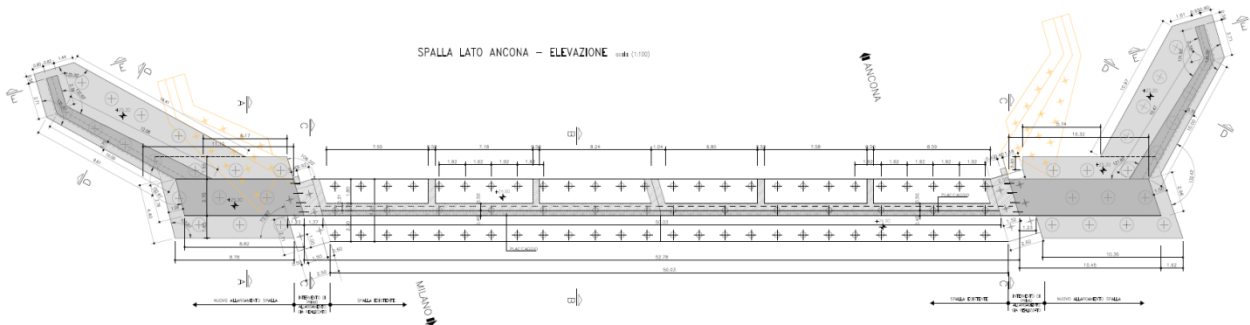


Figura 1.4: Spalla lato Ancona - Elevazione

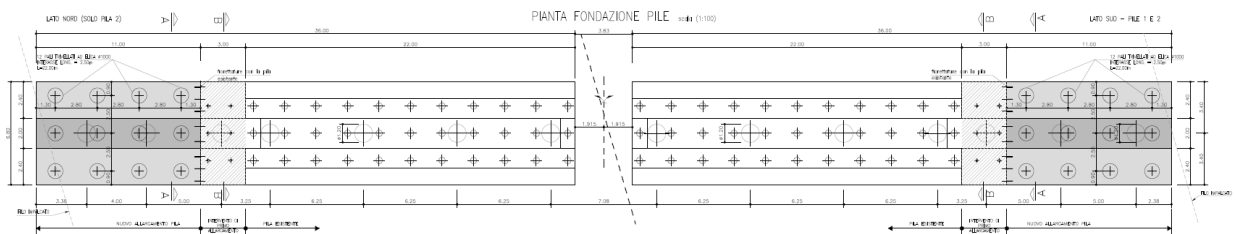


Figura 1.5: Pianta fondazione pile

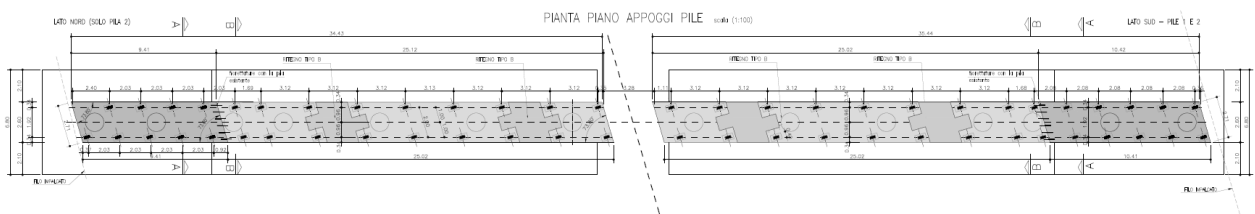


Figura 1.6: Pianta pulvino

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. 17/01/2018 Aggiornamento delle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” - GU n°42 del 20/2/2018 (di seguito indicata con la sigla “NTC”)
- Circolare 21 Gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«*Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"*» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- CNR DT 207/2008 “*Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*”.
- CNR UNI 10011/88: “*Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione*”.
- CNR 10016/85: “*Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni*”.
- CNR 10030/87: “*Anime irrigidite di travi a parete piena*”.
- CNR 10024/86: “*Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*”.
- 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 ENV 1090-1:2001: *Esecuzione di strutture in acciaio – Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- 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.*
- UNI ENV 1993-1-1:1994: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-5:2007: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural element.*
- UNI ENV 1993-1-6:2002: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-6: Regole generali – Regole supplementari per le strutture a guscio.*
- UNI EN 1993-1-8:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.*

- UNI EN 1993-1-11:2005: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components.*
- UNI ENV 1994-1-1:2004: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.*
- UNI ENV 1994-2:2005: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*

Inoltre si è fatto riferimento a:

- Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n88/2019 – Ministero delle Infrastrutture – 17.04.2020

1.3 PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

1.3.1 Metodi di Calcolo

Tutti i calcoli di verifica vengono svolti secondo i metodi comprovati derivanti dalla scienza e dalla tecnica delle costruzioni, ricavati dalla letteratura e dalla normativa vigente.

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Data la notevole mole di dati elaborati e di calcoli svolti per verificare tutti i componenti e tener conto delle possibili situazioni di progetto, vengono di seguito riportati solo i principali risultati ed una parte dei calcoli strutturali. In allegato si riporta un estratto dei tabulati di input dati e i relativi dati di output per la condizione di massime sollecitazioni sulle nuove travi in acciaio e sulle travi esistenti secondo la configurazione di carico definite dalle attuali norme.

1.3.2 Unità di Misura

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le masse ⇒ kg, t
- per i carichi ⇒ kN, kN/m, kN/m²
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ N/mm², MPa, daN/cm²

1.3.3 Stati Limite e Situazioni di Progetto

Stati Limite

Per la progettazione e verifica delle strutture in oggetto viene adottato il metodo degli Stati Limite; per le verifiche che seguono sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, le seguenti categorie di Stati Limite:

- Stati Limite Ultimi (SLU).
- Stati Limite di Servizio (SLS).

Per la progettazione e verifica della struttura in oggetto sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, i seguenti Stati Limite Ultimi significativi:

- Stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU).
- Stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR).

Situazioni di Progetto

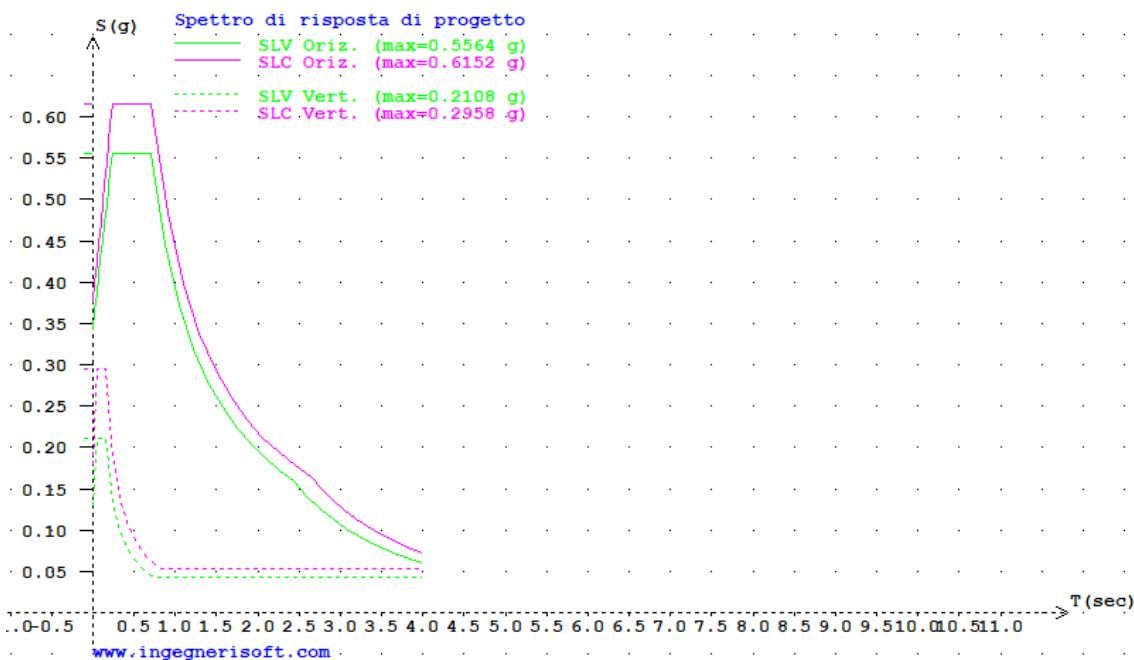
Poiché la costruzione in oggetto rientra nelle tipologie strutturali ordinarie, vengono prese in considerazione le seguenti situazioni di progetto pertinenti:

- Situazioni di Progetto Persistenti: sono le condizioni progettuali corrispondenti alle normali condizioni d'uso della struttura.
- Situazioni di Progetto Sismiche: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta all'evento sismico.
- Situazioni di Progetto Eccezionali: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta ad azioni eccezionali di progetto.

1.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Si richiama di seguito l'inquadramento sismico del sito di intervento.

Vita nominale:	50anni
Classe d'uso:	IV → Cu = 2.0
Vita di riferimento:	100anni
Accelerazione massima su suolo tipo A:	a _g = 0.210g
Categoria topografica:	T1
Tipo di suolo:	D (pk da 10+200 a 18+500) C (pk da 8+900 a 10+200 e da 18+500 a 22+300)
Coeff. di amplificazione topografica S _T :	1.00
Coeff. di amplificazione stratigrafica S _s :	1.635 (suolo tipo D) 1.394 (suolo tipo C)
Accelerazione massima al sito:	a _{max} = 0.3434g (suolo tipo D) a _{max} = 0.2927g (suolo tipo C)



2 MATERIALI

I materiali per le strutture in cemento armato sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018 – D.M. 17/01/2018), 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	$\alpha = 1,00 \times 10^{-5} 1/^{\circ}\text{C}$
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	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 24,90 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 31.447 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo dell'aggregato	32 mm
Copriferro nominale	60 mm

Calcestruzzo per fondazione

Classe di resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 29,05 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 32.588 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo dell'aggregato	32 mm
Copriferro nominale	40 mm

Calcestruzzo per elevazione

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 33,20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 33.643 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF2
Classe di consistenza	S4

Diametro massimo dell'aggregato	20 mm
Copriferro nominale	35 mm

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:

Barre

Tipo di acciaio	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Rapporto tensioni caratteristiche	$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$
Rapporto tensioni di snervamento	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

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 SPALLA LATO MILANO

Nel seguente paragrafo verranno riportate le analisi svolte relativamente alla Spalla lato Milano. Tali verifiche sono da ritenersi valide anche per la Spalla lato Ancona, data la similitudine tra le due strutture.

3.1 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sulla spalla in esame.

3.1.1 Peso proprio (g_1) e carichi permanenti (g_2)

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri strutturali dell'opera (g_1), assumendo un peso unitario del c.a. pari a 25 kN/m^3 . Questi carichi vengono assegnati automaticamente dal programma di calcolo in funzione dell'area degli elementi e dei rispettivi pesi specifici determinati in funzione della geometria specifica di ciascun elemento.

Inoltre è stato considerato il peso del terrapieno retrostante la spalla, assunto pari a 19.00 kN/m^3 , uniformemente distribuito sulla superficie della platea.

3.1.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno presente a monte della struttura va considerata come carico permanente di tipo *strutturale* in quanto il terreno, interagendo con l'opera, contribuisce con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidità, al comportamento strutturale dell'opera.

Con riferimento alle indicazioni del DM-2018, l'effetto delle spinte è valutato con i metodi tradizionali dell'equilibrio limite. Si è considerato il volume di terreno spingente in condizioni di spinta attiva, assumendo:

- Angolo di attrito del terreno $\phi = 35^\circ$
- Peso del volume di terreno considerato $g_t = 19 \text{ kN/m}^3$;

$$K_A = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0.271$$

3.1.3 Carichi accidentali

Per le analisi di stabilità globali e per la verifica degli elementi principali si considera un sovraccarico sul terrapieno retrostante la spalla, pari a 20 kN/m^2 .

La spinta dovuta a tale carico è stata valutata in ragione di $0.271 \times 20 = 5.42 \text{ kPa}$.

3.1.4 Carichi trasmessi dall'impalcato

Nel seguito si riportano le azioni sulle apparecchiature di appoggio, derivate dall'analisi dell'impalcato. Si specifica che nella determinazione dei pesi propri derivanti dall'impalcato si è tenuto conto della sola quota parte derivante dalle strutture in ampliamento.

Appoggi non in prossimità dei ritegni

SLU

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	306
Permanenti	1.35	0	0	107
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	1.35	0	0	539
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.90	0	0	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.72	0	0	0
Sisma	0.00	0	0	0
Tot.		0	0	952

SLU 2a

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	306
Permanenti	1.35	0	0	107
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	1.35	0	0	348
Vento	0.30	0	0	0
Frenatura	1.35	0	0	0
Temperatura	0.72	0	0	0
Sisma	0.00	0	0	0
Tot.		0	0	761

SLV

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.00	0	0	227
Permanenti	1.00	0	0	79
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.00	0	0	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.50	0	0	0
Sisma	1.00	0	0	86
Tot.		0	0	392

Appoggi in prossimità dei ritegni

SLU

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	306
Permanenti	1.35	0	0	107
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	1.35	0	0	539
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.90	27	237	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.72	187	0	0
Sisma	0.00	0	0	0
Tot.		214	237	952

SLU 2a

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	306
Permanenti	1.35	0	0	107
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	1.35	0	0	348
Vento	0.30	9	79	0
Frenatura	1.35	72	0	0
Temperatura	0.72	187	0	0
Sisma	0.00	0	0	0
Tot.		268	79	761

SLV

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.00	0	0	227
Permanenti	1.00	0	0	79
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.00	0	0	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.50	130	0	0
Sisma	1.00	170	51	86
Tot.		300	51	392

3.1.5 Azione Sismica

Il calcolo dei parametri sismici segue quanto descritto nel paragrafo precedente. Per la determinazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti utilizzando i metodi pseudo statici di cui al paragrafo.

Verranno considerate le seguenti azioni in campo dinamico:

- | | | |
|--|-------------------------|---------------------------------|
| 1- forze di inerzia orizzontali corpo spalla: | $F_{ih} = k_h \times W$ | $F_{sp,ih} = K_h \times W_{sp}$ |
| 2- forze di inerzia verticali corpo spalla: | $F_{iv} = k_v \times W$ | $F_{sp,iv} = K_v \times W_{sp}$ |
| 3- forze di inerzia verticali terreno su fondazione: | $F_{iv} = k_v \times W$ | $F_{t,iv} = K_v \times W_t$ |

dove:

W_{sp} = peso del corpo spalla.

K_h = coeff. sismico orizzontale

K_v = coeff. sismico verticale

I valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \quad [7.11.6]$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{max,h} = 0.3434 g$$

Il valore del coefficiente β_m è stato assunto pari a 1. Pertanto si avrà:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \cdot S_s \cdot S_t = 1 \times 0.3434 \times 1.635 \times 1.00 = 0.56$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h = \pm 0.5 \times 0.56 = \pm 0.28$$

Tali componenti di accelerazione vengono applicate alle masse strutturali dell'opera. Inoltre, in aggiunta alle pressioni statiche del terreno, calcolate con il coefficiente di spinta K_A , sono applicati anche i corrispondenti incrementi sismici.

La valutazione di tali incrementi viene effettuata, secondo la teoria di Wood, in accordo a quanto suggerito dall' Eurocodice 8 – Parte 5 “fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, in particolare all'Appendice E – punto E.9:

$$\Delta P = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 0.56 \cdot 19 \cdot 10.0^2 = 94.02 \text{ kN/m}$$

Dove:

$$a_{max}/g = a_g/g \cdot S_s \cdot S_t = 0.56$$

da cui:

$$\sigma_p = 10.00 \text{ kPa}$$

3.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

3.2.1 Generalità

Ai fini delle verifiche degli stati limite, il punto 2.5.3 del D.M. 2018 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione caratteristica (SLE rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione sismica (SLV), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

- G_1 valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
- Q_{K1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{K,i}$ valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{Q1} coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,i}$ coefficienti di combinazione per i vari stati limite, descritti nella seguente tabella;
- + combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione di cui alla tabella 5.1.VI del D.M. 2018.

Azioni	Effetto del Carico	ψ_0 di combinazione	ψ_1 frequenti	ψ_2 quasi permanenti
Azioni da traffico	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti)	0.4	0.4	0.0
	Gruppo 1 - Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ - Ponte scarico esecuzione	0.8	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE	0.6	0.2	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte carico	0.6	0.0	0.0
Azioni termiche	T_k	0.6	0.6	0.5

Tabella 3.1: estratto della tabella 5.1.VI del D.M. 2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame - coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali

3.2.2 Stato limite ultimo

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si considerano i seguenti casi:

- **STR** Stato limite di resistenza degli elementi strutturali

Tipi di Carico	Effetto del Carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non Strutturali ⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Ritiro e Viscosità Variazioni termiche	Favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.20	1.20	1.20

⁽¹⁾ equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;

⁽²⁾ nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 3.2: tabella 2.6.I del D.M. 2018 - coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU.

3.3 MODELLAZIONE FEM

Le analisi numeriche sono svolte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Gen 2020 v2.1, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

L'analisi è condotta nell'ipotesi di spalla rigida, giustificata dalla dimensione della zattera di fondazione e dal sistema di fondazione rappresentato da elementi di fondazione del tipo profondo. Si considera inoltre la forza d'inerzia orizzontale dovuta alla massa della spalla ed alla massa del terreno portato, per l'accelerazione massima del suolo. Infine la spinta del terreno retrostante in condizioni sismiche, è valutata in accordo alle indicazioni delle NTC – 7.11.6 con le seguenti precisazioni:

- Nell'ipotesi di struttura rigida la forza dinamica derivante dall'incremento della pressione del terreno a monte, in condizioni sismiche, si valuta secondo le indicazioni del §7.11.6.2.1 NTC in base alla trattazione di Mononobe-Okabe
- Per la spalla, molto rigida e vincolata al terreno con fondazioni profonde si considera, operando in Classe di Duttilità B, un fattore $q=1.5$. La struttura è dimensionata dunque per restare in campo elastico per le sollecitazioni sismiche di progetto.

Data la simmetria della struttura in oggetto, si è scelto di modellare solo metà spalla. Il paramento verticale e il plinto sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo "plate" caratterizzati da comportamento a piastra (tali elementi hanno rigidità sia di tipo membranale, per azioni agenti nel loro piano, sia di tipo flessionale, per sollecitazioni ortogonali al loro piano).

Il pali di fondazioni vengono modellati mediante degli appoggi fissi; Infine sono state applicate le pressioni precedentemente valutate. Per quanto riguarda le sollecitazioni sismiche, sono state applicate sia alle masse strutturali sia tramite i relativi incrementi di spinta del terreno.

I carichi sono stati applicati come "nodal loads" oppure come "pressure loads", in funzione della loro natura.

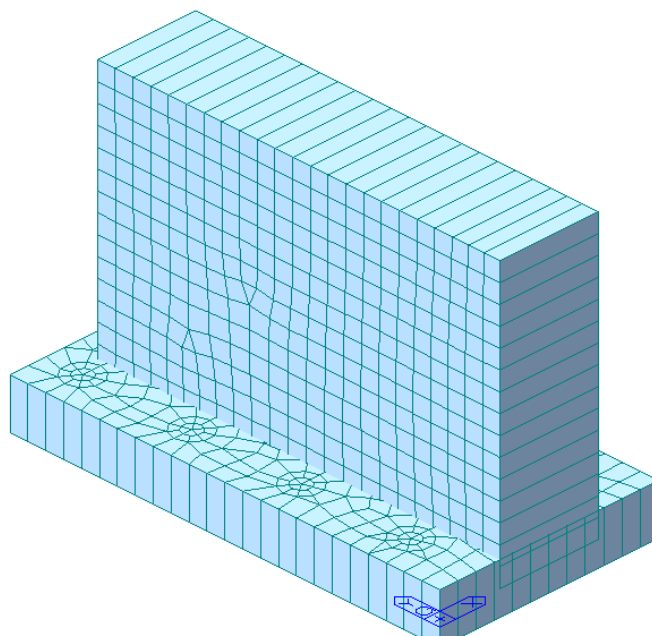


Figura 3.1: *Modello 3D Spalla nuova*

3.4 SINTESI DEI RISULTATI

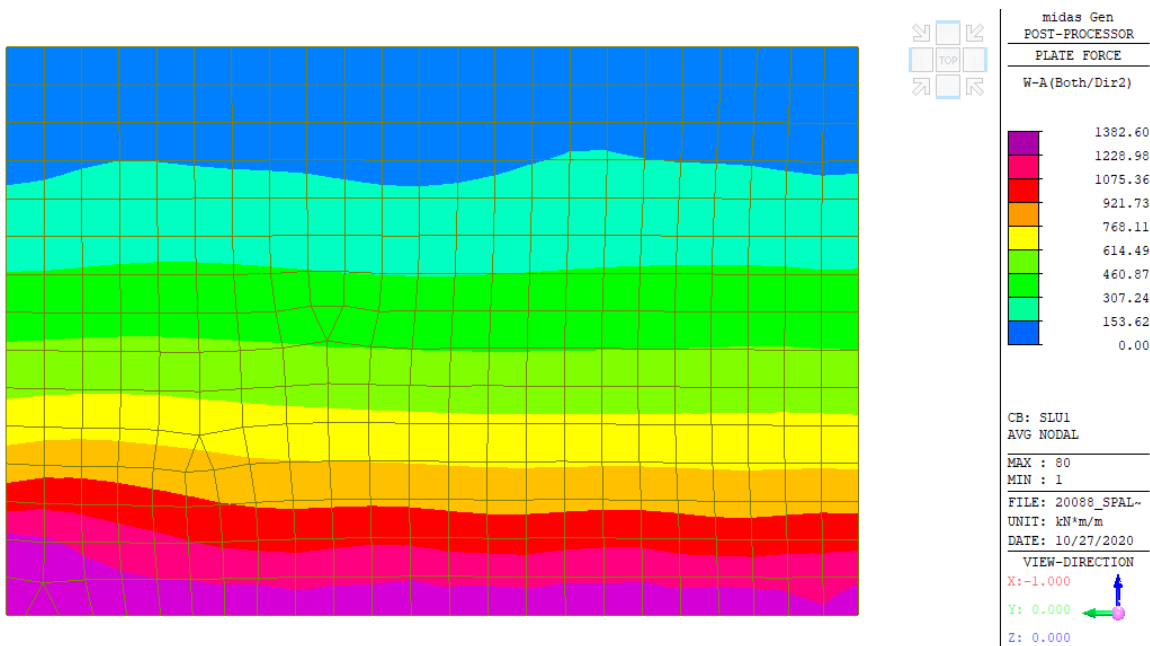


Figura 3.2: Momento flettente paramento verticale – SLU

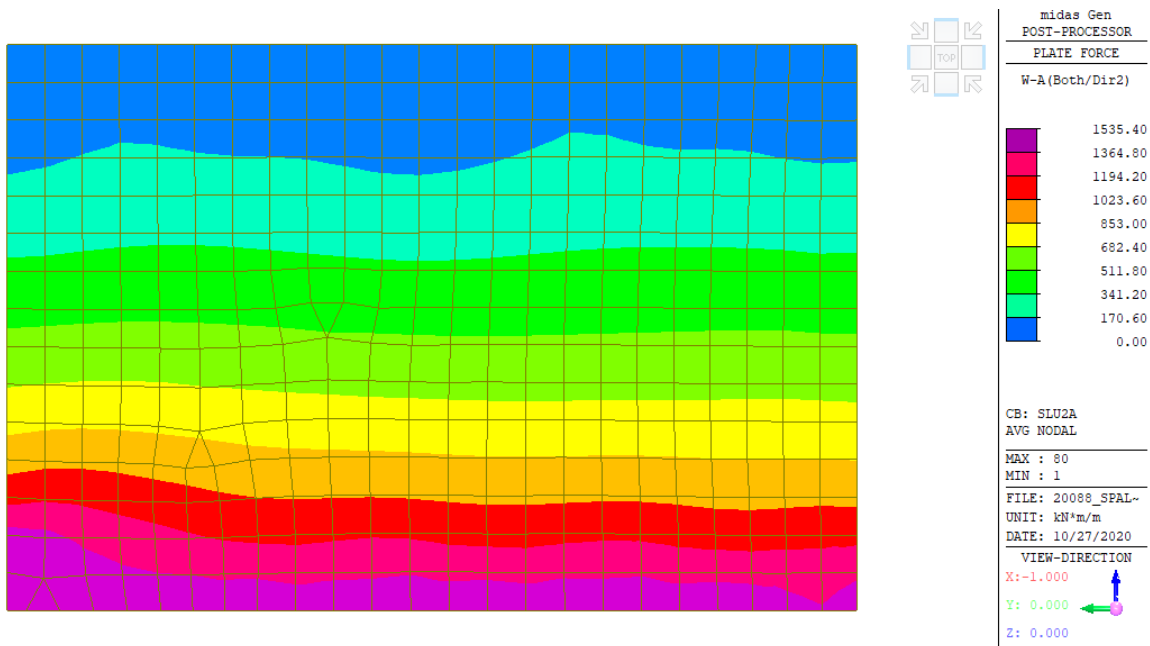


Figura 3.3: Momento flettente paramento verticale – SL2a

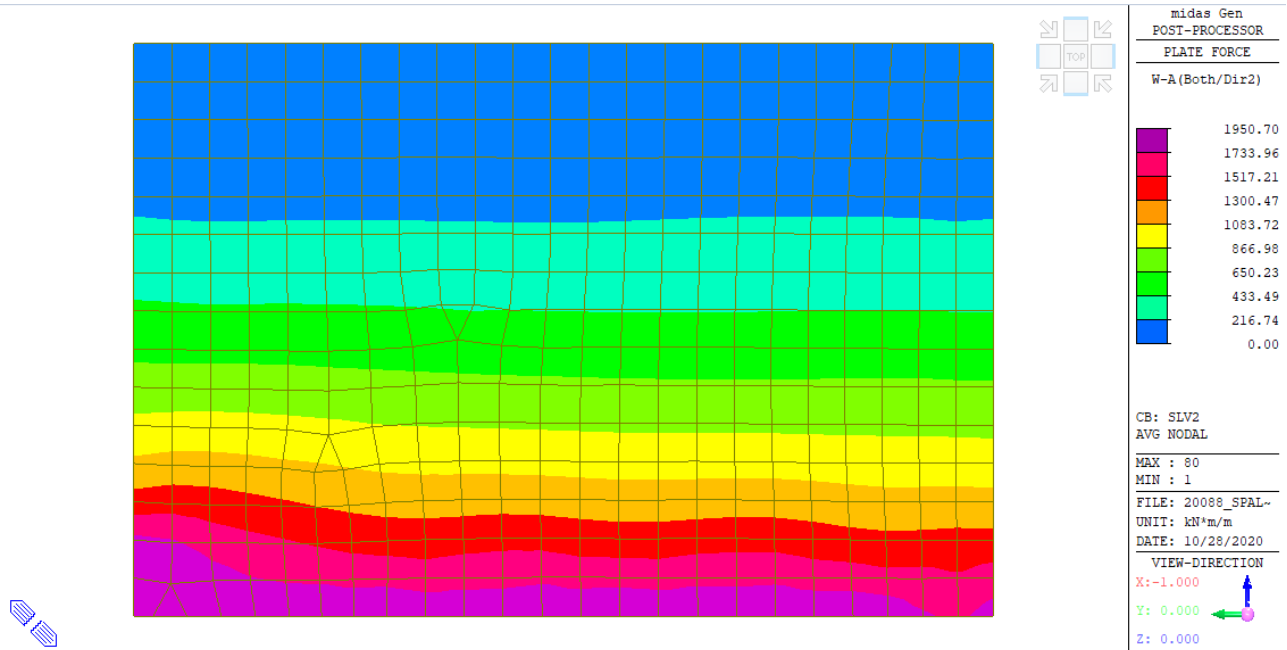


Figura 3.4: Momento flettente paramento verticale – SLV2

In tabella, si riporta una sintesi delle sollecitazioni espresse in kN e kNm.

	N	T	M
SLU1	656.9	544.35	1382.6
SLU2a	513.5	570.26	1535.4
SLV	389.2	632.01	1950.7

3.5 VERIFICHE SPALLA

3.5.1 Verifica flessionale paramento verticale

Le verifiche flessionali sono condotte mediante il software freeware VCASLU, sviluppato da P.Gelfi. Il calcolo è svolto considerando una sezione di calcestruzzo di classe di resistenza pari a C32/40. Ai fini della verifica si considerano $\phi 24/10$ lato terra e $\phi 20/20$ lato impalcato.

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	270

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	6,2
2	15,71	264,4

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 260 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M M_{xRd} 2.117 kN m
 σ_c -17,99 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 1,826 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 264,4 cm
 x 6,965 x/d 0,02634
 δ 0,7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 3.5: Verifica flessione – Paramento verticale nuovo

Essendo:

$$M_{Rd} = 2117.00 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 1950.70 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

3.5.2 Verifica a taglio del paramento verticale

In prima battuta si verificano i valori del taglio resistente "V_{Rd}", determinati con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.1.3.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale tesa disposta.

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

con

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

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

e dove

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

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

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

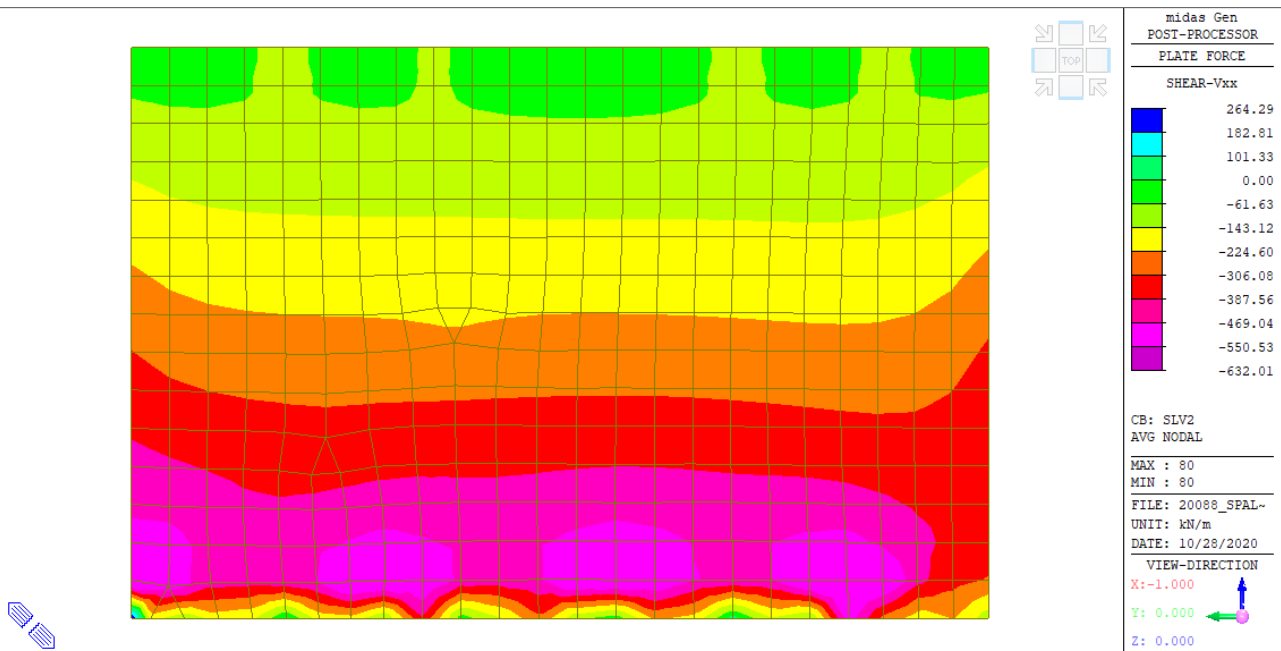
b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, occorre disporre idonea armatura a taglio in tal caso la resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori:

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

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

Si riportano nel seguito i risultati del calcolo condotto.



$$V_{Ed} = 632.01 \text{ kN}$$

ARMATURA LONGITUDINALE DISPOSTA			
<u>Dimensioni della sezione</u>			
Minima arghezza base	bw	1.00	m
Altezza della sezione	h	2.70	m
Copriferro	c	0.050	m
Altezza utile sezione	d	2.650	m
Armatura superiore			
Diametro utilizzato	Ø	24	mm
Numero di barre	n	5	-
Armatura AGGIUNTIVA superiore			
Diametro utilizzato	Ø	0	mm
Numero di barre	n	0	-
<u>ARMATURA SUPERIORE</u>	Asup	2262	mm ²
Armatura inferiore			
Diametro utilizzato	Ø	24	mm
Numero di barre	n	10	-
Armatura AGGIUNTIVA inferiore			
Diametro utilizzato	Ø		mm
Numero di barre	n		-
<u>ARMATURA INFERIORE</u>	Asup	4524	mm ²
Area armatura tesa disposta	As,long	4524	mm ²
Area armatura compressa disposta	As',long	2262	mm ²

RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI SENZA ARMATURA SPECIFICA			
Costante K	K	1.27	-
Percentuale armatura longitudinale	ρ1	0.0017	-
	v min	0.2902	
	Vrdc,min	769.14	kN
Taglio resistente	Vrdc	769.14	kN

La verifica può ritenersi soddisfatta, dal momento che:

$$V_{Rd} = 632.01 \text{ kN} > V_{Ed} = 570.26 \text{ kN}$$

3.5.3 Verifica capacità portante pali

La verifica per capacità portante dei pali viene fatta nei riguardi dello SLU di tipo geotecnico (GEO) con riferimento alla combinazione di carico A1+M1+R3 (§ 6.4.3.1). La capacità portante dei pali viene calcolata mediante la somma del carico laterale Q_S e del carico alla base Q_P :

$$Q_{LIM} = Q_{S,d} + Q_{P,d} - W_{Palo}$$

La valutazione della resistenza laterale $Q_{S,d}$ viene effettuata a partire dal valore caratteristico $Q_{S,k}$ calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza palo terreno $\tau_{a,k}$ in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan \phi'_k$$

dove:

c'_k	coesione efficace del terreno;
ϕ'_k	angolo di attrito al contatto con la superficie laterale dei pali;
$\sigma_{n,k} = k_S \cdot \sigma_V$	tensione normale all'asse dei pali;
σ_V	tensione geostatica verticale alle varie profondità.

Nel seguito si riportano le stratigrafie considerate ai fini del calcolo.

Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	I_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
27.00	0.0 ÷ 3.80	Limo argilloso	A	?	Tabella III
	3.80 ÷ 12.00	Ghiaia e sabbia	B	10.00	Tabella IV
	12.00 ÷ 14.90	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	14.90 ÷ 25.00	Ghiaia e sabbia	B	?	Tabella IV

Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

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

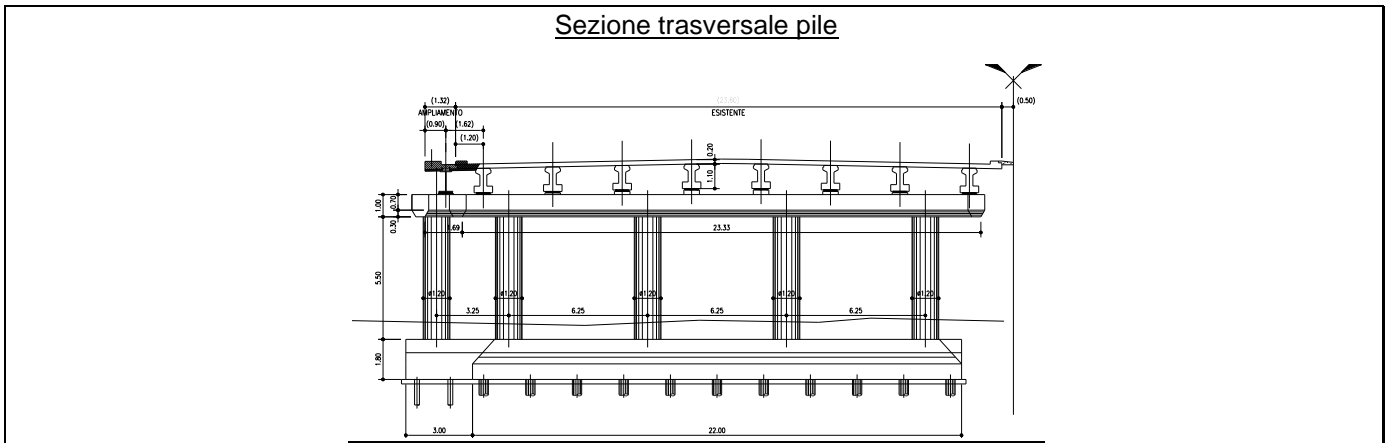
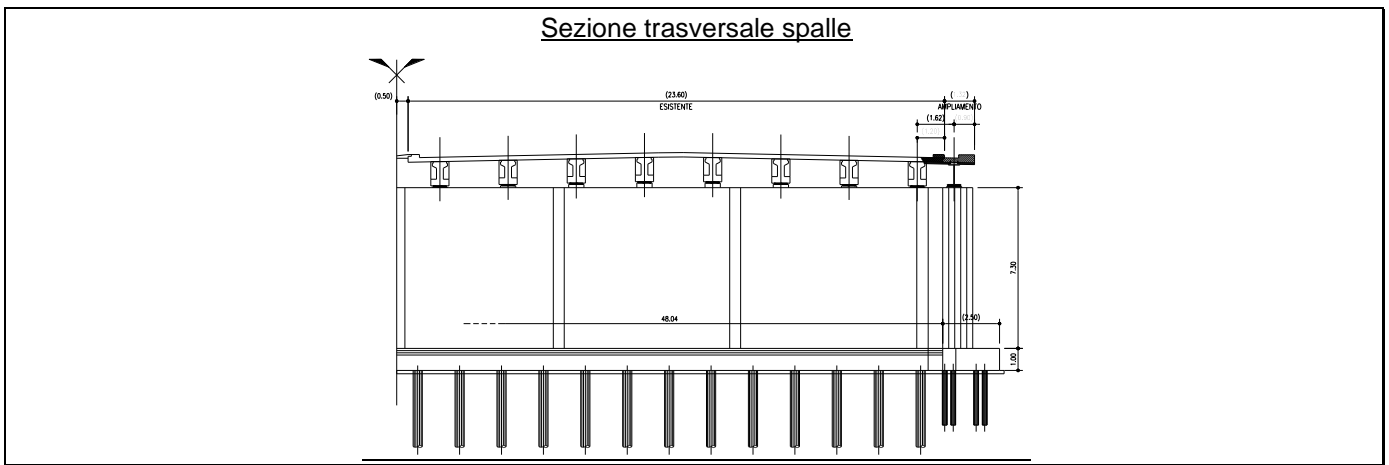
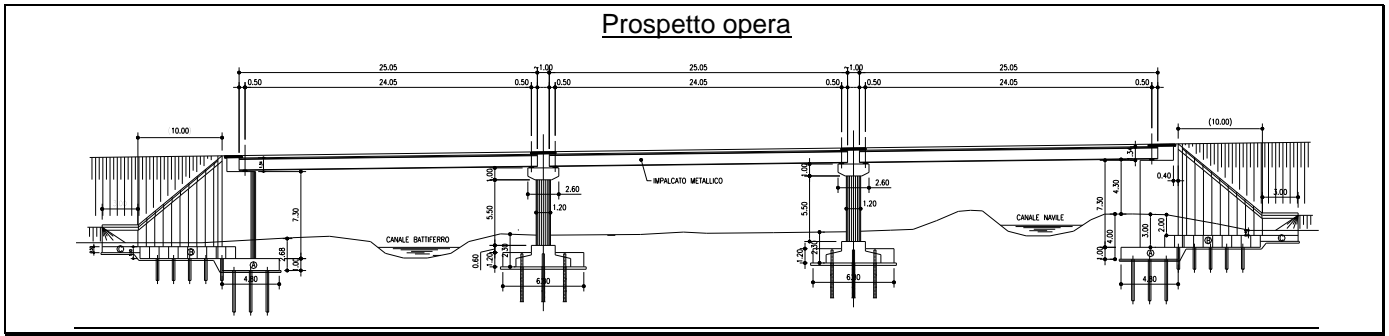
Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')

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	60 +(z-3)	20

Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)



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]
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	--	--	--	--	--	--
γ_t	=	peso di volume del terreno			CR	=	angolo di resistenza al taglio			
c'	=	coesione efficace			RR	=	modulo di elasticità			
ϕ'	=	angolo di resistenza al taglio			C_v	=	coeff. di consolidazione verticale			
E'	=	modulo di elasticità			C_u	=	coesione non drenata			
σ'_{pre}	=	tensione di preconsolid			E_u	=	mod di elasticità in condiz non drenate			



Si riporta di sotto il calcolo relativo alla resistenza laterale:

z [m]	γ' [kN/m ³]	ϕ' [°]	σ'_v [kPa]	μ [-]	k [-]	qs (T ak) [kPa]	D palo [m]	A laterale [m ²]	A base [m ²]	Qs, strato [kN]	Qs, progr [kN]
0.00	19.00	26	0.00	0.488	0.70	0.00	1.00	1.57	0.785	0	
0.50	19.00	26	9.50	0.488	0.70	3.24	1.00	1.57	0.785	5	5
1.00	19.00	26	19.00	0.488	0.70	6.49	1.00	1.57	0.785	10	15
1.50	10.00	38	15.00	0.781	0.70	8.20	1.00	1.57	0.785	13	28
2.00	10.00	38	20.00	0.781	0.70	10.94	1.00	1.57	0.785	17	45
2.50	10.00	38	25.00	0.781	0.70	13.67	1.00	1.57	0.785	21	67
3.00	10.00	38	30.00	0.781	0.70	16.41	1.00	1.57	0.785	26	93
3.50	10.00	38	35.00	0.781	0.70	19.14	1.00	1.57	0.785	30	123
4.00	10.00	38	40.00	0.781	0.70	21.88	1.00	1.57	0.785	34	157
4.50	10.00	38	45.00	0.781	0.70	24.61	1.00	1.57	0.785	39	196
5.00	10.00	38	50.00	0.781	0.70	27.34	1.00	1.57	0.785	43	239
5.50	10.00	38	55.00	0.781	0.70	30.08	1.00	1.57	0.785	47	286
6.00	10.00	38	60.00	0.781	0.70	32.81	1.00	1.57	0.785	52	337
6.50	10.00	38	65.00	0.781	0.70	35.55	1.00	1.57	0.785	56	393
7.00	10.00	38	70.00	0.781	0.70	38.28	1.00	1.57	0.785	60	453
7.50	10.00	38	75.00	0.781	0.70	41.02	1.00	1.57	0.785	64	518
8.00	10.00	38	80.00	0.781	0.70	43.75	1.00	1.57	0.785	69	587
8.50	10.00	38	85.00	0.781	0.70	46.49	1.00	1.57	0.785	73	660
9.00	10.00	38	90.00	0.781	0.70	49.22	1.00	1.57	0.785	77	737
9.50	9.00	26	85.50	0.488	0.70	29.19	1.00	1.57	0.785	46	783
10.00	9.00	26	90.00	0.488	0.70	30.73	1.00	1.57	0.785	48	831
10.50	9.00	26	94.50	0.488	0.70	32.26	1.00	1.57	0.785	51	882
11.00	9.00	26	99.00	0.488	0.70	33.80	1.00	1.57	0.785	53	935
11.50	9.00	26	103.50	0.488	0.70	35.34	1.00	1.57	0.79	56	990
12.00	10.00	38	120.00	0.781	0.70	65.63	1.00	1.57	0.79	103	1093
12.50	10.00	38	125.00	0.781	0.70	68.36	1.00	1.57	0.79	107	1201
13.00	10.00	38	130.00	0.781	0.70	71.10	1.00	1.57	0.79	112	1312
13.50	10.00	38	135.00	0.781	0.70	73.83	1.00	1.57	0.79	116	1428
14.00	10.00	38	140.00	0.781	0.70	76.57	1.00	1.57	0.79	120	1549
14.50	10.00	38	145.00	0.781	0.70	79.30	1.00	1.57	0.79	125	1673
15.00	10.00	38	150.00	0.781	0.70	82.03	1.00	1.57	0.79	129	1802
15.50	10.00	38	155.00	0.781	0.70	84.77	1.00	1.57	0.79	133	1935
16.00	9.00	38	144.00	0.781	0.70	78.75	1.00	1.57	0.79	124	2059
16.50	9.00	38	148.50	0.781	0.70	81.21	1.00	1.57	0.79	128	2187
17.00	9.00	38	153.00	0.781	0.70	83.68	1.00	1.57	0.79	131	2318
17.50	9.00	38	157.50	0.781	0.70	86.14	1.00	1.57	0.79	135	2453
18.00	9.00	38	162.00	0.781	0.70	88.60	1.00	1.57	0.79	139	2592
18.50	9.00	38	166.50	0.781	0.70	91.06	1.00	1.57	0.79	143	2735
19.00	10.00	38	190.00	0.781	0.70	103.91	1.00	1.57	0.79	163	2899
19.50	10.00	38	195.00	0.781	0.70	106.65	1.00	1.57	0.79	168	3066
20.00	10.00	38	200.00	0.781	0.70	109.38	1.00	1.57	0.79	172	3238
20.50	10.00	38	205.00	0.781	0.70	112.11	1.00	1.57	0.79	176	3414
21.00	10.00	38	210.00	0.781	0.70	114.85	1.00	1.57	0.79	180	3595
21.50	10.00	38	215.00	0.781	0.70	117.58	1.00	1.57	0.79	185	3779
22.00	10.00	38	220.00	0.781	0.70	120.32	1.00	1.57	0.79	189	3968

Qs, calc

Come si evince dalla tabella, la resistenza laterale di calcolo risulta pari a:

$$Q_{s,calc} = 3968 \text{ kN}$$

La resistenza laterale "caratteristica" $Q_{S,k}$ del palo viene determinata applicando al valore ottenuto un fattore di correlazione ξ assunto cautelativamente pari a **1.65** come da tabella seguente:

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

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

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

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

$$Q_{s,k} = Q_{s,calc} / \xi = 3968 / 1.65 = 2405 \text{ kN}$$

Il valore di progetto $Q_{s,d}$ della resistenza si ottiene infine a partire dal predetto valore caratteristico $Q_{s,k}$ applicandovi un coefficiente parziale γ_R , posto pari a **1.15**, in accordo alla tabella seguente.

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

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

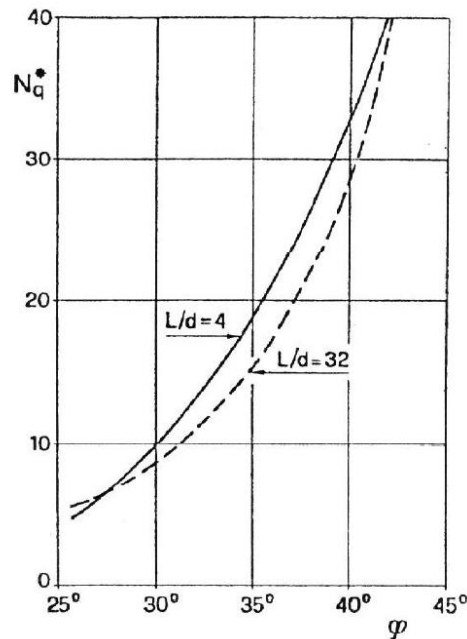
* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$Q_{s,d} = Q_{s,k} / \gamma_R = 2405 / 1.15 = 2091 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda invece il contributo di portata alla base del palo $Q_{P,d}$ è necessaria la valutazione della portata di calcolo $Q_{P,calc}$, come indicato nel seguito.

Per pali di grosso diametro ($D > 700 \text{ mm}$), quali quelli in oggetto, le *Raccomandazioni su Pali di Fondazione* (Associazione Geotecnica Italiana-1984) indicano quanto segue.

“La valutazione della resistenza alla punta deve essere basata su considerazioni relative ai cedimenti ammissibili piuttosto che alla rottura alla base del palo stesso. Il valore dello sforzo alla punta cui corrisponde l'insorgere nel terreno delle prime deformazioni plastiche può essere dedotto dall'espressione $q_P = N_q^ \cdot q_L$, in cui i valori di N_q^* secondo Berezantzev (1963) sono riportate di seguito”.*



Abaco di Berezantzev per la determinazione di Nq^*

Nel caso in esame, assumendo per lo strato $\phi' = 35^\circ$, si ottiene un valore di Nq^* pari a **15**, da cui:

$$q_{P,calc} = 15 q_L = 15 \sum \gamma_i L_i = 3300 \text{ kPa}$$

$$Q_{P,calc} = q_{P,calc} A_P = 3300 (\pi d^2/4) = 2592 \text{ kN}$$

La resistenza laterale "caratteristica" $Q_{P,k}$ del palo viene determinata applicando al valore ottenuto un fattore di correlazione ξ assunto cautelativamente pari a **1.34** come da tabella seguente:

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

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

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

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

$$Q_{P,k} = Q_{P,calc} / \xi = 2592/1.34 = 1934 \text{ kN}$$

Il valore di progetto $Q_{P,d}$ della resistenza si ottiene infine a partire dal predetto valore caratteristico $Q_{P,k}$ applicandovi un coefficiente parziale γ_R , posto pari a **1.30**, in accordo alla tabella seguente.

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

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

$$Q_{P,d} = Q_{P,k} / \gamma_R = 1934 / 1.30 = 1488 \text{ kN}$$

La capacità portante totale del palo vale pertanto:

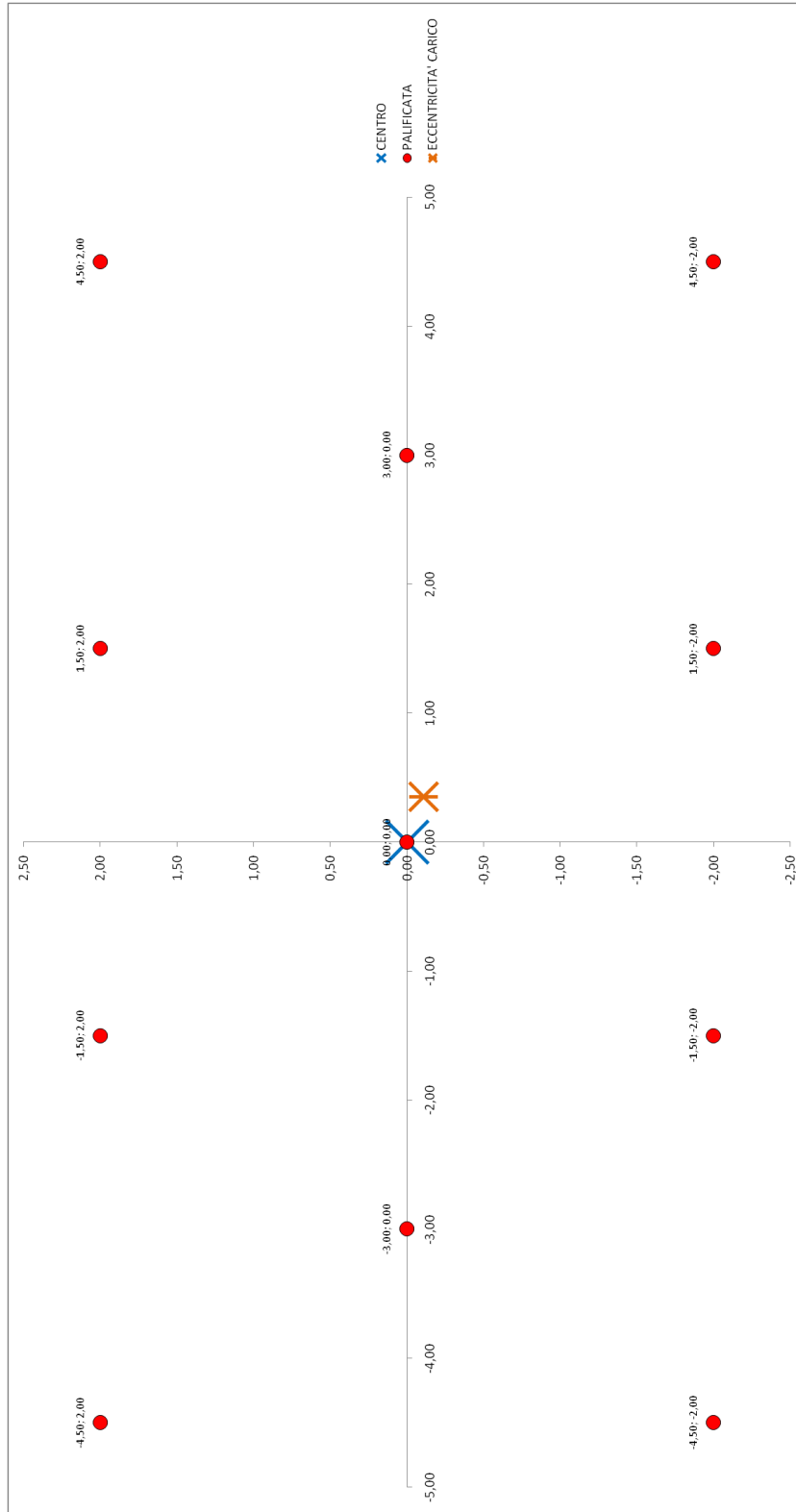
$$Q_{LIM} = Q_{S,d} + Q_{P,d} + W_{palo} = 2091 + 1488 - 432 = 3147 \text{ kN}$$

Il massimo carico risultante in testa ai pali di fondazione é stato determinato adottando una redistribuzione delle sollecitazioni con il metodo semplificato alla Winkler.

Sollecitazioni agenti nel baricentro della fondazione			
Azione assiale	N	23625.00	kN
Taglio in direzione X	Vx	4104.00	kN
Taglio in direzione Y	Vy	948.00	kN
Momento attorno a Y	My	8326.00	kNm
Momento attorno a X	Mx	2515.00	kNm
Eccentricità in direzione X	ex	0.35	m
Eccentricità in direzione Y	ey	-0.11	m
Numero di pali	n	11	-

N. palo [-]	Xi [m]	Yi [m]	N _{palo} [kN]	Vx _{palo} [kN]	Vy _{palo} [kN]
1	1.50	2.00	2106	373	86
2	4.50	2.00	2337	373	86
3	-1.50	2.00	1875	373	86
4	-4.50	2.00	1644	373	86
5	0.00	0.00	2148	373	86
6	-3.00	0.00	1916	373	86
7	3.00	0.00	2379	373	86
8	1.50	-2.00	2421	373	86
9	4.50	-2.00	2652	373	86
10	-1.50	-2.00	2189	373	86
11	-4.50	-2.00	1958	373	86

Da cui risulta una sollecitazione massima di **2652 kN**. Tale valore è inferiore alla capacità portante e si può affermare di conseguenza che la palificata soddisfa le verifiche di capacità portante.



4 PILA 1 E PILA 2

Nel seguente paragrafo verranno riportate le analisi svolte relativamente alle due pile dell'impalcato. Data la similitudine tra i due elementi strutturali, le verifiche sotto riportate sono da ritenersi valide per entrambe le pile.

4.1 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sulle pile in esame.

4.1.1 Peso proprio (g_1)

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri strutturali dell'opera (g_1), assumendo un peso unitario del c.a. pari a 25 kN/m³.

Questi carichi vengono assegnati automaticamente dal programma di calcolo in funzione dell'area degli elementi e dei rispettivi pesi specifici determinati in funzione della geometria specifica di ciascun elemento.

4.1.2 Azione del vento

L'azione del vento è stata stimata come fatto per l'impalcato e applicata, a favore di sicurezza, su una larghezza pari alla lunghezza del diametro.

4.1.3 Carichi trasmessi dall'impalcato

Nel seguito si riportano le azioni sulle apparecchiature di appoggio, derivate dall'analisi dell'impalcato. Si specifica che nella determinazione dei pesi propri derivanti dall'impalcato si è tenuto conto della sola quota parte derivante dalle strutture in ampliamento.

Appoggi non in prossimità di ritegni

SLU

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	612
Permanenti	1.35	0	0	214
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	1.35	0	0	1077
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.90	0	0	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.72	0	0	0
Sisma	0.00	0	0	0
Tot.		0	0	1903

SLU 2a

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	612
Permanenti	1.35	0	0	214
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	1.35	0	0	695
Vento	0.30	0	0	0
Frenatura	1.35	0	0	0
Temperatura	0.72	0	0	0
Sisma	0.00	0	0	0
Tot.		0	0	1521

SLV

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.00	0	0	454
Permanenti	1.00	0	0	158
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.00	0	0	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.50	0	0	0
Sisma	1.00	0	0	172
Tot.		0	0	784

Appoggi in prossimità di ritegni

SLU

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	612
Permanenti	1.35	0	0	214
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	1.35	0	0	1077
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.90	27	237	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.72	187	0	0
Sisma	0.00	0	0	0
Tot.		214	237	1903

SLU 2a

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.35	0	0	612
Permanenti	1.35	0	0	214
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	1.35	0	0	695
Vento	0.30	9	79	0
Frenatura	1.35	72	0	0
Temperatura	0.72	187	0	0
Sisma	0.00	0	0	0
Tot.		268	79	1521

SLV

Load case		Fx	Fy	Fz
Dead load	1.00	0	0	454
Permanenti	1.00	0	0	158
Precompressione	1.00	0	0	0
Traffico no psi	0.00	0	0	0
Traffico psi	0.00	0	0	0
Vento	0.00	0	0	0
Frenatura	0.00	0	0	0
Temperatura	0.50	130	0	0
Sisma	1.00	170	51	171
Tot.		300	51	783

4.1.4 Azione Sismica

Il calcolo dei parametri sismici segue quanto descritto nel paragrafo precedente. Per la determinazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti utilizzando i metodi pseudo statici.

Verranno considerate le seguenti azioni in campo dinamico:

- | | | |
|--|-------------------------|---------------------------------|
| 4- forze di inerzia orizzontali corpo spalla: | $F_{ih} = k_h \times W$ | $F_{sp,ih} = K_h \times W_{sp}$ |
| 5- forze di inerzia verticali corpo spalla: | $F_{iv} = k_v \times W$ | $F_{sp,iv} = K_v \times W_{sp}$ |
| 6- forze di inerzia verticali terreno su fondazione: | $F_{iv} = k_v \times W$ | $F_{t,iv} = K_v \times W_t$ |

dove:

W_{sp} = peso del corpo spalla.

K_h = coeff. sismico orizzontale

K_v = coeff. sismico verticale

I valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \quad [7.11.6]$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{max,h} = 0.3434 g$$

Il valore del coefficiente β_m è stato assunto pari a 1. Pertanto si avrà:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \cdot S_s \cdot S_t = 1 \times 0.3434 \times 1.635 \times 1.00 = 0.56$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h = \pm 0.5 \times 0.56 = \pm 0.28$$

Tali componenti di accelerazione vengono applicate alle masse strutturali dell'opera.

4.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

4.2.1 Generalità

Ai fini delle verifiche degli stati limite, il punto 2.5.3 del D.M. 2018 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione caratteristica (SLE rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione sismica (SLV), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

- G_1 valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
- Q_{K1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{K,i}$ valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{Q1} coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,i}$ coefficienti di combinazione per i vari stati limite, descritti nella seguente tabella;
- + combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione di cui alla tabella 5.1.VI del D.M. 2018.

Azioni	Effetto del Carico	ψ_0 di combinazione	ψ_1 frequenti	ψ_2 quasi permanenti
Azioni da traffico	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti)	0.4	0.4	0.0
	Gruppo 1 - Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ - Ponte scarico esecuzione	0.8	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE	0.6	0.2	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte carico	0.6	0.0	0.0
Azioni termiche	T_k	0.6	0.6	0.5

Tabella 4.1: estratto della tabella 5.1.VI del D.M. 2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame - coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali

4.2.2 Stato limite ultimo

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si considerano i seguenti casi:

- **STR** Stato limite di resistenza degli elementi strutturali

Tipi di Carico	Effetto del Carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non Strutturali ⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Ritiro e Viscosità Variazioni termiche	Favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.20	1.20	1.20

⁽¹⁾ equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;

⁽²⁾ nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 4.2: tabella 2.6.I del D.M. 2018 - coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU.

4.3 MODELLAZIONE FEM

Le analisi numeriche sono svolte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Gen 2020 v2.1, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

I fusti e il pilvino sono stati modellati mediante elementi beam a due nodi i e j . Ciascuno caratterizzato da sei gradi di libertà (tre traslazionali e tre rotazionali).

Il plinto della pila è stato modellato mediante elementi bidimensionali tipo "plate" caratterizzati da comportamento a piastra (tali elementi hanno rigidità sia di tipo membranale, per azioni agenti nel loro piano, sia di tipo flessionale, per sollecitazioni ortogonali al loro piano).

Il pali di fondazioni sono stati simulati mediante degli appoggi e la connessione tra pulvino nuovo ed esistente è stato simulato mediante un appoggio.

I carichi agenti sono il peso proprio degli elementi strutturali, applicati in maniera automatica dal codice di calcolo, e i carichi derivanti dall'impalcato, applicati mediante *nodal loads*.

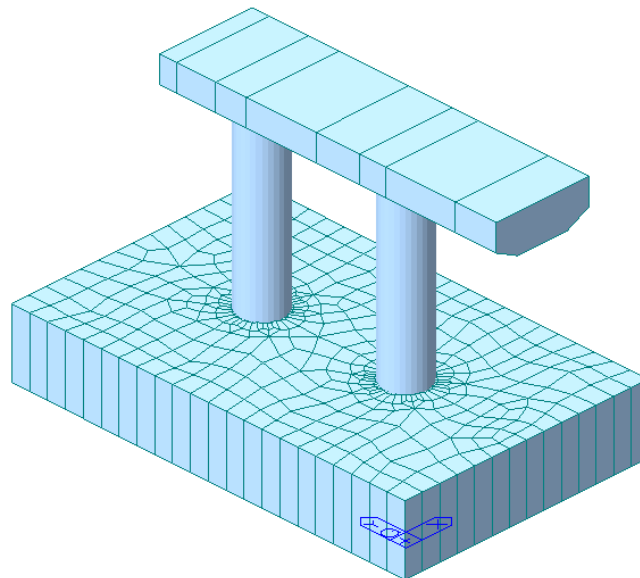


Figura 4.1: Modello 3D Pile esistenti

4.4 SINTESI DEI RISULTATI

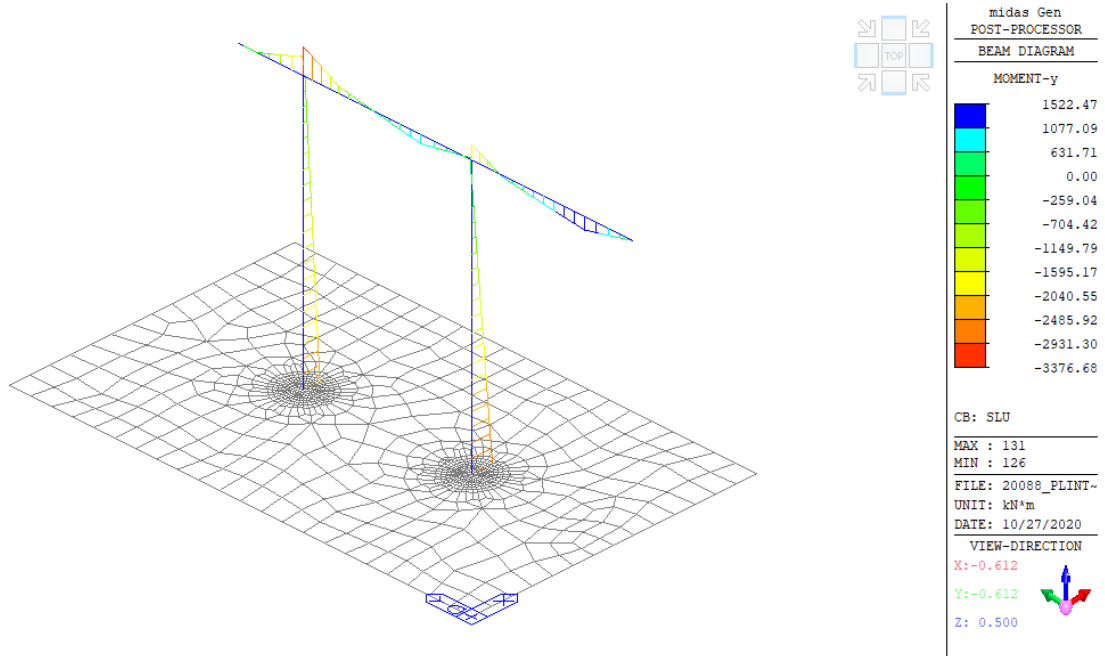


Figura 4.2: Momento flettente – SLU

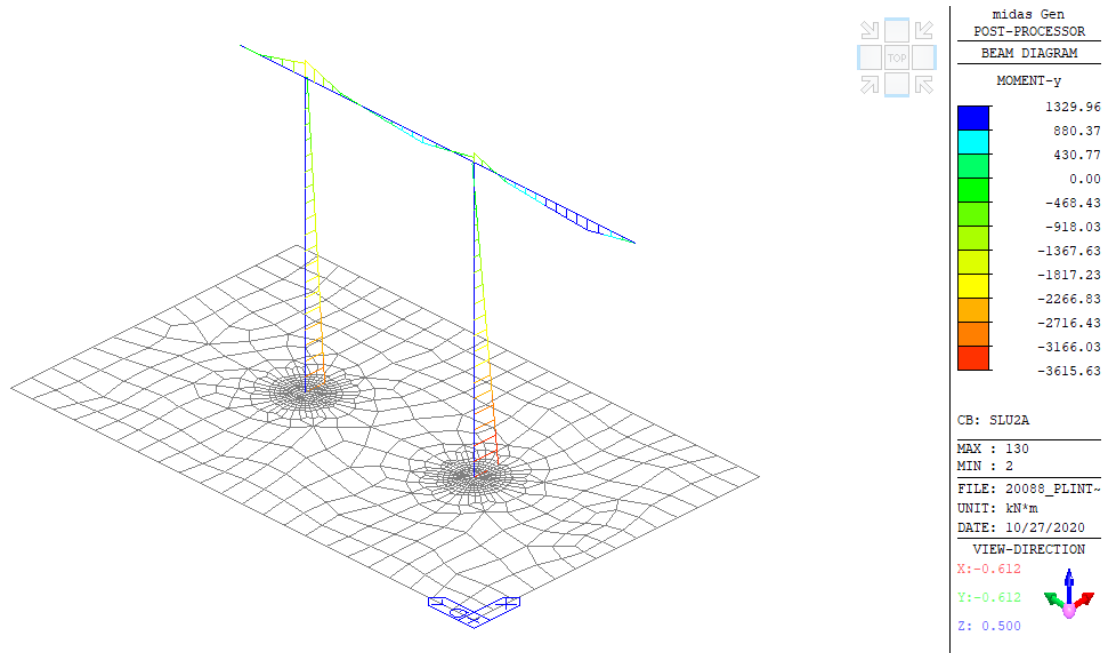


Figura 4.3: Momento flettente – SL2a

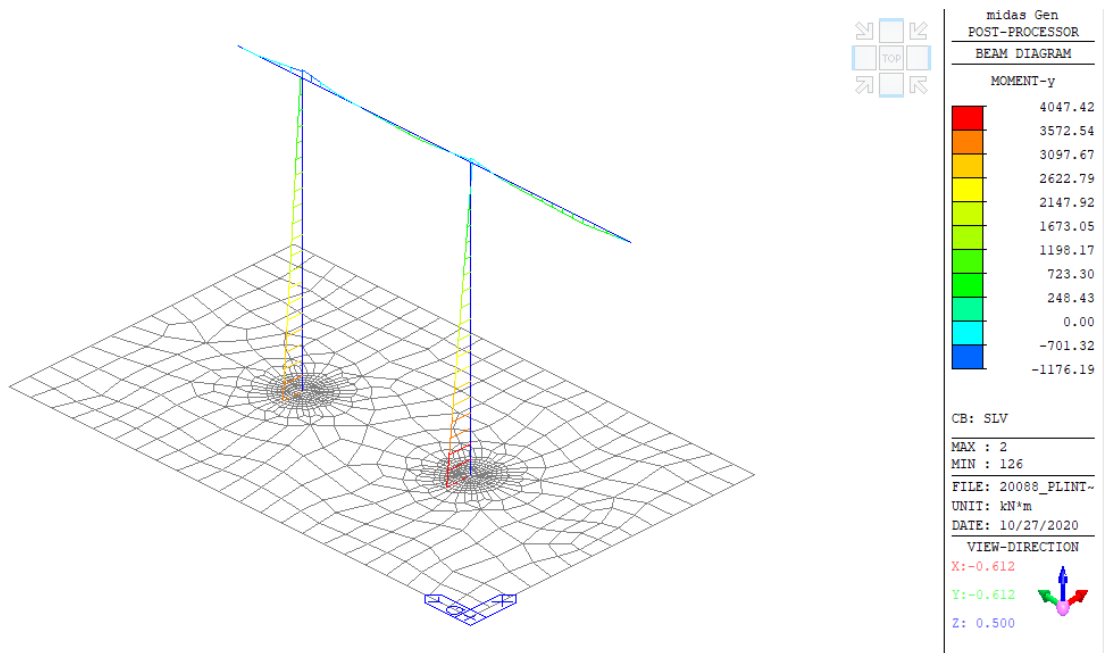


Figura 4.4: Momento flettente – SLV1

In tabella, si riporta una sintesi delle sollecitazioni espresse in kN e kNm.

Pulvino

	N	T	Mx	My
SLU1	474	3013.11	3376.68	731.88
SLU2a	158	2194.29	2128.65	916.56
SLV	102	1192.74	1176.19	307.8

Fusto

	N	T	Mx	My
SLU1	5277.18	511.86	2886.97	1601.04
SLU2a	4076.36	641.05	3615.63	559.51
SLV	2243.04	717.6	4047.42	355.84

4.5 VERIFICHE PILA

4.5.1 Verifica a flessione del pulvino

Le verifiche flessionali sono condotte mediante il software freeware VCASLU, sviluppato da P.Gelfi.

Il calcolo è svolto considerando una sezione di calcestruzzo di classe di resistenza pari a C32/40.

Ai fini della verifica sono stati considerati $\phi 28/15$ a estradosso e $\phi 26/10$ a intradosso.

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	6,16	-55	93,8
2	-60	30	2	6,16	-38,33	93,8
3	-60	100	3	6,16	-21,66	93,8
4	200	100	4	6,16	-4,99	93,8
5	200	30	5	6,16	11,67	93,8
6	140	0	6	6,16	28,34	93,8

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="102"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="-3376,68"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="307,8"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Figura 4.5: Verifica flessione Momento Negativo – Pulvino

Essendo:

$$M_{xRd} = -4527.00 \text{ kNm} \geq M_{xEd} = -3376.68 \text{ kNm}$$

$$M_{yRd} = 408.00 \text{ kNm} \geq M_{yEd} = 307.80 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

4.5.2 Verifica a flessione del fusto

Le verifiche flessionali sono condotte mediante il software freeware VCASLU, sviluppato da P.Gelfi.

Il calcolo è svolto considerando una sezione di calcestruzzo di classe di resistenza pari a C32/40.

Ai fini della verifica sono stati considerati 22φ24.

Titolo : []

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 100 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 30
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 42,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 2243,04 0 kN
 M_{xEd}: 4047,42 0 kNm
 M_{yEd}: 355,84 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ε_{su}: 10 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 210.000 N/mm² f_{cd}: 17 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,863 ‰ σ_{c,adm}: 12,25 N/mm²
 σ_{s,adm}: 260 N/mm² τ_{co}: 0,7333
 τ_{c1}: 2,114

M_{xRd}: 6.098 kN m
 M_{yRd}: 641 kN m
 σ_c: -17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 8,427 ‰
 d: 157,2 cm
 x: 46,12 x/d: 0,2934
 δ: 0,8068

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 354

Precompresso

Figura 4.6: Verifica flessione – Fusto

Essendo:

$$M_{xRd} = 6098.00 \text{ kNm} \geq M_{xEd} = 4047.42 \text{ kNm}$$

$$M_{yRd} = 641.00 \text{ kNm} \geq M_{yEd} = 355.84 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

4.5.3 Verifica a taglio del pulvino

In prima battuta si verificano i valori del taglio resistente "V_{Rd}", determinati con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.1.3.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale tesa disposta.

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

con

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

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

e dove

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

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

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

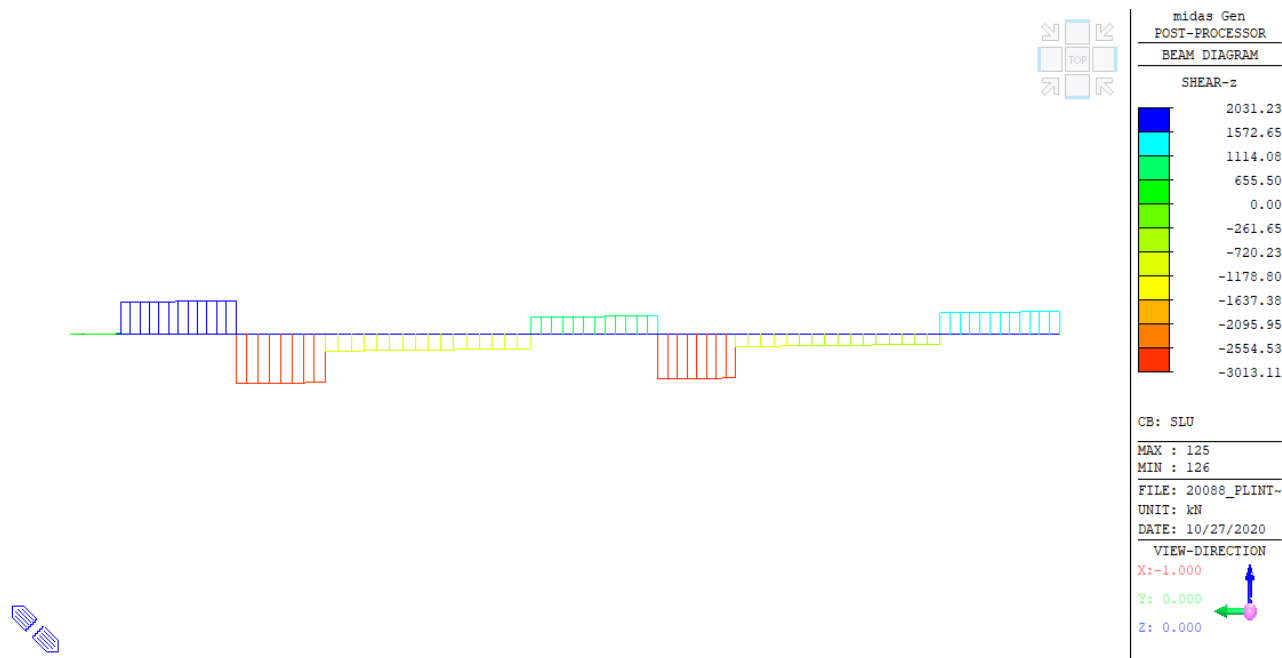
b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, occorre disporre idonea armatura a taglio in tal caso la resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori:

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

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

Si riportano nel seguito i risultati del calcolo condotto.



$$V_{Ed} = 3013.11 \text{ kN}$$

ARMATURA LONGITUDINALE DISPOSTA			
<u>Dimensioni della sezione</u>			
Minima arghezza base	bw	1.40	m
Altezza della sezione	h	1.00	m
Copriferro	c	0.050	m
Altezza utile sezione	d	0.950	m
Armatura superiore			
Diametro utilizzato	Ø	28	mm
Numero di barre	n	16	-
Armatura AGGIUNTIVA superiore			
Diametro utilizzato	Ø	0	mm
Numero di barre	n	0	-
<u>ARMATURA SUPERIORE</u>	Asup	9852	mm ²
Armatura inferiore			
Diametro utilizzato	Ø	26	mm
Numero di barre	n	21	-
Armatura AGGIUNTIVA inferiore			
Diametro utilizzato	Ø		mm
Numero di barre	n		-
<u>ARMATURA INFERIORE</u>	Asup	11150	mm ²
Area armatura tesa disposta	As,long	11150	mm ²
Area armatura compressa disposta	As',long	9852	mm ²

RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI SENZA ARMATURA SPECIFICA			
Costante K	K	1.46	-
Percentuale armatura longitudinale	ρ1	0.0084	-
	v min	0.3553	
	Vrdc,min	472.60	kN
Taglio resistente	Vrdc	705.59	kN
<u>Verifica taglio in assenza di armatura specifica</u>	NON VERIFICATO		
Vsd ≤ Vrd ?	% sfruttamento		4.91

La verifica non è soddisfatta. L'armatura a taglio è costituita da staffe $\phi 16/20$ a 4 braccia. Inoltre nelle zone in prossimità della pila sono stati considerati i ferri di ripresa del fusto.

La resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori

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

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

RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI STAFFATI			
Numero di bracci nella sezione	nb	6	-
Diametro barre arm. a taglio	Ø	16	mm
Passo	s	200	mm
Area armatura a taglio	Asw/s	6.03	mm ² /mm
<u>Calcolo resistenza a taglio lato calcestruzzo</u>			
Coefficiente maggiorativo	αc	1.00	-
Angolo inclinazione armatura	α	90.00	°
Cotangente di α	cotg(α)	0.00	-
Cotangente angolo inclinazione puntoni (di calcolo)	cotg(θ)	2.14	-
Cotangente angolo inclinazione puntoni (da utilizzare)	cotg(θ*)	2.14	-
Resistenza a taglio lato cls	Vrd,max	4318.60	kN
<u>Calcolo resistenza a taglio lato armatura</u>			
Seno di α	sin(α)	1.00	-
Resistenza a taglio lato acciaio	Vrds	4318.60	kN
Resistenza al taglio complessiva			
min (Vrdmax; Vrds)	Vrd	4318.60	kN
Verifica taglio	VERIFICATO		
Vsd ≤ Vrd ?	% sfruttamento		0.803

La verifica può ritenersi soddisfatta, dal momento che:

$$V_{Rd} = 4318.60 \text{ kN} > V_{Ed} = 3013.11 \text{ kN}$$

4.5.4 Verifica a taglio del fusto

In prima battuta si verificano i valori del taglio resistente " V_{Rd} ", determinati con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.1.3.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale tesa disposta.

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

con

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

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

e dove

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

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

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

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

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, occorre disporre idonea armatura a taglio in tal caso la resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori:

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

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

Nel seguito si riporta il dettaglio del calcolo condotto per il fusto maggiormente sollecitato, per il quale risulta una massima sollecitazione pari a:

$$V_{Ed} = 717,60 \text{ kN}$$

Tale valore si verifica nella sezione alla base, dotata di ringrosso.

ARMATURA LONGITUDINALE DISPOSTA			
<u>Dimensioni della sezione</u>			
Minima larghezza base	bw	2.00	m
Altezza della sezione	h	2.00	m
Copriferro	c	0.350	m
Altezza utile sezione	d	1.650	m
Armatura superiore			
Diametro utilizzato	Ø	26	mm
Numero di barre	n	2	-
Armatura AGGIUNTIVA superiore			
Diametro utilizzato	Ø		mm
Numero di barre	n		-
<u>ARMATURA SUPERIORE</u>	Asup	1062	mm ²
Armatura inferiore			
Diametro utilizzato	Ø	26	mm
Numero di barre	n	28	-
Armatura AGGIUNTIVA inferiore			
Diametro utilizzato	Ø		mm
Numero di barre	n		-
<u>ARMATURA INFERIORE</u>	Asup	14866	mm ²
Area armatura tesa disposta	As,long	14866	mm ²
Area armatura compressa disposta	As',long	1062	mm ²

RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI SENZA ARMATURA SPECIFICA			
Costante K	K	1.35	-
Percentuale armatura longitudinale	ρ1	0.0045	-
	v min	0.2824	
	Vrdc,min	931.76	kN
	Taglio resistente	Vrdc	1221.06
<u>Verifica taglio in assenza di armatura specifica</u>	VERIFICATO		
Vsd ≤ Vrd ?	% sfruttamento	0.59	

La verifica può ritenersi soddisfatta, dal momento che:

$$V_{Rd} = 1221.06 \text{ kN} > V_{Ed} = 717.60 \text{ kN}$$

4.5.5 Verifica capacità portante pali

La verifica per capacità portante dei pali viene fatta nei riguardi dello SLU di tipo geotecnico (GEO) con riferimento alla combinazione di carico A1+M1+R3 (§ 6.4.3.1). La capacità portante dei pali viene calcolata mediante la somma del carico laterale Q_S e del carico alla base Q_P :

$$Q_{LIM} = Q_{S,d} + Q_{P,d} - W_{Palo}$$

La valutazione della resistenza laterale $Q_{S,d}$ viene effettuata a partire dal valore caratteristico $Q_{S,k}$ calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza palo terreno $\tau_{a,k}$ in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno (§6.4.3.1.1), mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan \phi'_k$$

dove:

c'_k	coesione efficace del terreno;
ϕ'_k	angolo di attrito al contatto con la superficie laterale dei pali;
$\sigma_{n,k} = k_S \cdot \sigma_V$	tensione normale all'asse dei pali;
σ_V	tensione geostatica verticale alle varie profondità.

Nel seguito si riportano le stratigrafie considerate ai fini del calcolo.

Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	I_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
27.00	0.0 ÷ 3.80	Limo argilloso	A	?	Tabella III
	3.80 ÷ 12.00	Ghiaia e sabbia	B	10.00	Tabella IV
	12.00 ÷ 14.90	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	14.90 ÷ 25.00	Ghiaia e sabbia	B	?	Tabella IV

Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

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

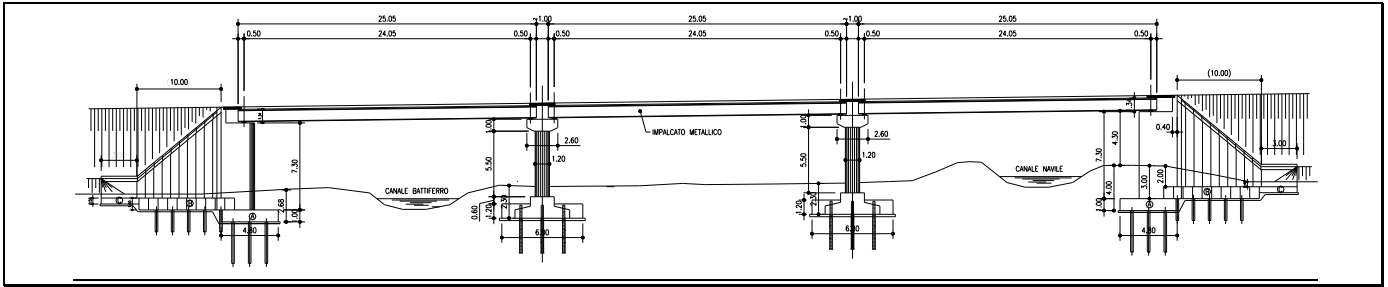
Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')

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	60 +(z-3)	20

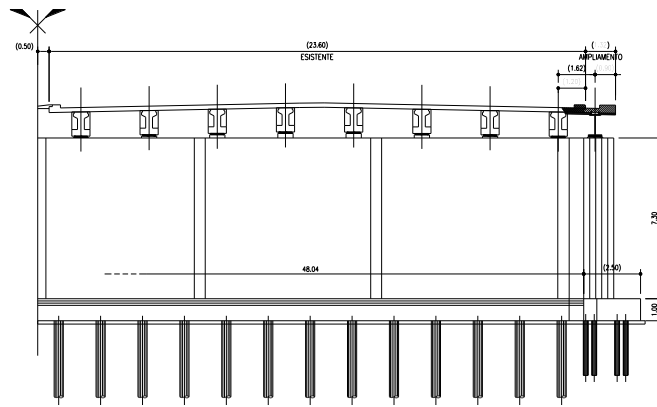
Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)



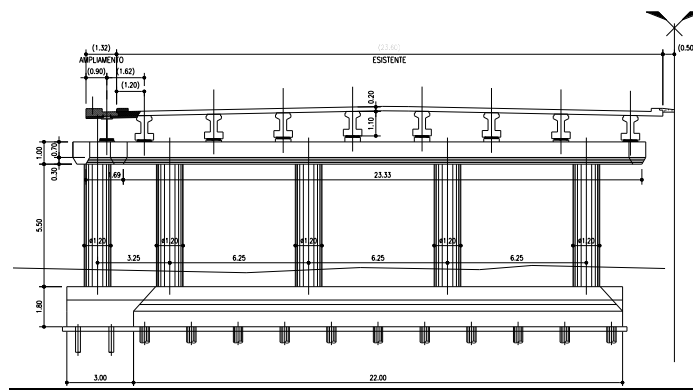
Descrizione	γ	c'	ϕ	E'	σ'_{pre}	CR	RR	C_v	C_u	E_u
	[KN/m ³]	[KPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	m/sec ²	[KPa]	[MPa]
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	—	—	—	—	—	—
γ	=	peso di volume del terreno			CR	=	angolo di resistenza al taglio			
c'	=	coesione efficace			RR	=	modulo di elasticità			
ϕ'	=	angolo di resistenza al taglio			C_v	=	coeff. di consolidazione verticale			
E'	=	modulo di elasticità			C_u	=	coesione non drenata			
σ'_{pre}	=	tensione di preconsolid			E_u	=	mod di elasticità in condiz non drenate			



Sezione trasversale spalle



Sezione trasversale pile



z [m]	γ' [kN/m ³]	ϕ' [°]	σ'_v [kPa]	μ [-]	k [-]	qs (T ak) [kPa]	D palo [m]	A laterale [m ²]	A base [m ²]	Qs, strato [kN]	Qs, progr [kN]
0.00	19.00	26	0.00	0.488	0.70	0.00	1.00	1.57	0.785	0	
0.50	19.00	26	9.50	0.488	0.70	3.24	1.00	1.57	0.785	5	5
1.00	19.00	26	19.00	0.488	0.70	6.49	1.00	1.57	0.785	10	15
1.50	10.00	38	15.00	0.781	0.70	8.20	1.00	1.57	0.785	13	28
2.00	10.00	38	20.00	0.781	0.70	10.94	1.00	1.57	0.785	17	45
2.50	10.00	38	25.00	0.781	0.70	13.67	1.00	1.57	0.785	21	67
3.00	10.00	38	30.00	0.781	0.70	16.41	1.00	1.57	0.785	26	93
3.50	10.00	38	35.00	0.781	0.70	19.14	1.00	1.57	0.785	30	123
4.00	10.00	38	40.00	0.781	0.70	21.88	1.00	1.57	0.785	34	157
4.50	10.00	38	45.00	0.781	0.70	24.61	1.00	1.57	0.785	39	196
5.00	10.00	38	50.00	0.781	0.70	27.34	1.00	1.57	0.785	43	239
5.50	10.00	38	55.00	0.781	0.70	30.08	1.00	1.57	0.785	47	286
6.00	10.00	38	60.00	0.781	0.70	32.81	1.00	1.57	0.785	52	337
6.50	10.00	38	65.00	0.781	0.70	35.55	1.00	1.57	0.785	56	393
7.00	10.00	38	70.00	0.781	0.70	38.28	1.00	1.57	0.785	60	453
7.50	10.00	38	75.00	0.781	0.70	41.02	1.00	1.57	0.785	64	518
8.00	10.00	38	80.00	0.781	0.70	43.75	1.00	1.57	0.785	69	587
8.50	10.00	38	85.00	0.781	0.70	46.49	1.00	1.57	0.785	73	660
9.00	10.00	38	90.00	0.781	0.70	49.22	1.00	1.57	0.785	77	737
9.50	9.00	26	85.50	0.488	0.70	29.19	1.00	1.57	0.785	46	783
10.00	9.00	26	90.00	0.488	0.70	30.73	1.00	1.57	0.785	48	831
10.50	9.00	26	94.50	0.488	0.70	32.26	1.00	1.57	0.785	51	882
11.00	9.00	26	99.00	0.488	0.70	33.80	1.00	1.57	0.785	53	935
11.50	9.00	26	103.50	0.488	0.70	35.34	1.00	1.57	0.79	56	990
12.00	10.00	38	120.00	0.781	0.70	65.63	1.00	1.57	0.79	103	1093
12.50	10.00	38	125.00	0.781	0.70	68.36	1.00	1.57	0.79	107	1201
13.00	10.00	38	130.00	0.781	0.70	71.10	1.00	1.57	0.79	112	1312
13.50	10.00	38	135.00	0.781	0.70	73.83	1.00	1.57	0.79	116	1428
14.00	10.00	38	140.00	0.781	0.70	76.57	1.00	1.57	0.79	120	1549
14.50	10.00	38	145.00	0.781	0.70	79.30	1.00	1.57	0.79	125	1673
15.00	10.00	38	150.00	0.781	0.70	82.03	1.00	1.57	0.79	129	1802
15.50	10.00	38	155.00	0.781	0.70	84.77	1.00	1.57	0.79	133	1935
16.00	9.00	38	144.00	0.781	0.70	78.75	1.00	1.57	0.79	124	2059
16.50	9.00	38	148.50	0.781	0.70	81.21	1.00	1.57	0.79	128	2187
17.00	9.00	38	153.00	0.781	0.70	83.68	1.00	1.57	0.79	131	2318
17.50	9.00	38	157.50	0.781	0.70	86.14	1.00	1.57	0.79	135	2453
18.00	9.00	38	162.00	0.781	0.70	88.60	1.00	1.57	0.79	139	2592
18.50	9.00	38	166.50	0.781	0.70	91.06	1.00	1.57	0.79	143	2735
19.00	10.00	38	190.00	0.781	0.70	103.91	1.00	1.57	0.79	163	2899
19.50	10.00	38	195.00	0.781	0.70	106.65	1.00	1.57	0.79	168	3066
20.00	10.00	38	200.00	0.781	0.70	109.38	1.00	1.57	0.79	172	3238
20.50	10.00	38	205.00	0.781	0.70	112.11	1.00	1.57	0.79	176	3414
21.00	10.00	38	210.00	0.781	0.70	114.85	1.00	1.57	0.79	180	3595
21.50	10.00	38	215.00	0.781	0.70	117.58	1.00	1.57	0.79	185	3779
22.00	10.00	38	220.00	0.781	0.70	120.32	1.00	1.57	0.79	189	3968

Qs, calc

Come si evince dalla tabella, la resistenza laterale di calcolo risulta pari a:

$$Q_{s,calc} = 3968 \text{ kN}$$

La resistenza laterale "caratteristica" $Q_{S,k}$ del palo viene determinata applicando al valore ottenuto un fattore di correlazione ξ assunto cautelativamente pari a **1.65** come da tabella seguente:

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

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

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

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

$$Q_{s,k} = Q_{s,calc} / \xi = 3968 / 1.65 = 2405 \text{ kN}$$

Il valore di progetto $Q_{s,d}$ della resistenza si ottiene infine a partire dal predetto valore caratteristico $Q_{s,k}$ applicandovi un coefficiente parziale γ_R , posto pari a **1.15**, in accordo alla tabella seguente.

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

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

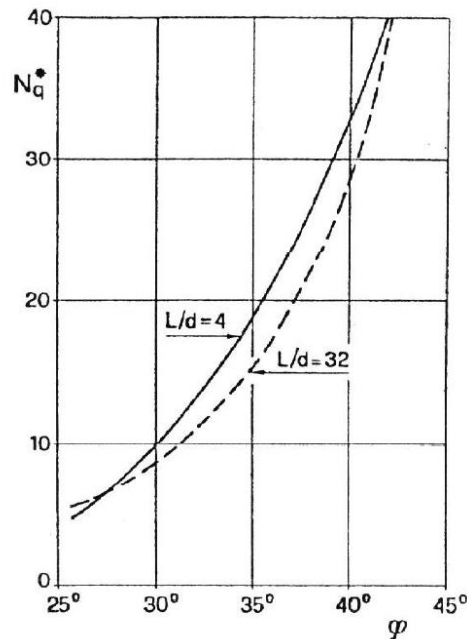
* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$Q_{s,d} = Q_{s,k} / \gamma_R = 2405 / 1.15 = 2091 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda invece il contributo di portata alla base del palo $Q_{P,d}$ è necessaria la valutazione della portata di calcolo $Q_{P,calc}$, come indicato nel seguito.

Per pali di grosso diametro ($D > 700 \text{ mm}$), quali quelli in oggetto, le *Raccomandazioni su Pali di Fondazione* (Associazione Geotecnica Italiana-1984) indicano quanto segue.

“La valutazione della resistenza alla punta deve essere basata su considerazioni relative ai cedimenti ammissibili piuttosto che alla rottura alla base del palo stesso. Il valore dello sforzo alla punta cui corrisponde l'insorgere nel terreno delle prime deformazioni plastiche può essere dedotto dall'espressione $q_P = N_q^ \cdot q_L$, in cui i valori di N_q^* secondo Berezantzev (1963) sono riportate di seguito”.*



Abaco di Berezantzev per la determinazione di Nq^*

Nel caso in esame, assumendo per lo strato $\phi' = 35^\circ$, si ottiene un valore di Nq^* pari a **15**, da cui:

$$q_{P,calc} = 15 q_L = 15 \sum \gamma_i L_i = 3300 \text{ kPa}$$

$$Q_{P,calc} = q_{P,calc} A_P = 3300 (\pi d^2/4) = 2592 \text{ kN}$$

La resistenza laterale "caratteristica" $Q_{P,k}$ del palo viene determinata applicando al valore ottenuto un fattore di correlazione ξ assunto cautelativamente pari a **1.34** come da tabella seguente:

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

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

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

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

$$Q_{P,k} = Q_{P,calc} / \xi = 2592/1.34 = 1934 \text{ kN}$$

Il valore di progetto $Q_{P,d}$ della resistenza si ottiene infine a partire dal predetto valore caratteristico $Q_{P,k}$ applicandovi un coefficiente parziale γ_R , posto pari a **1.30**, in accordo alla tabella seguente.

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

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

γ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

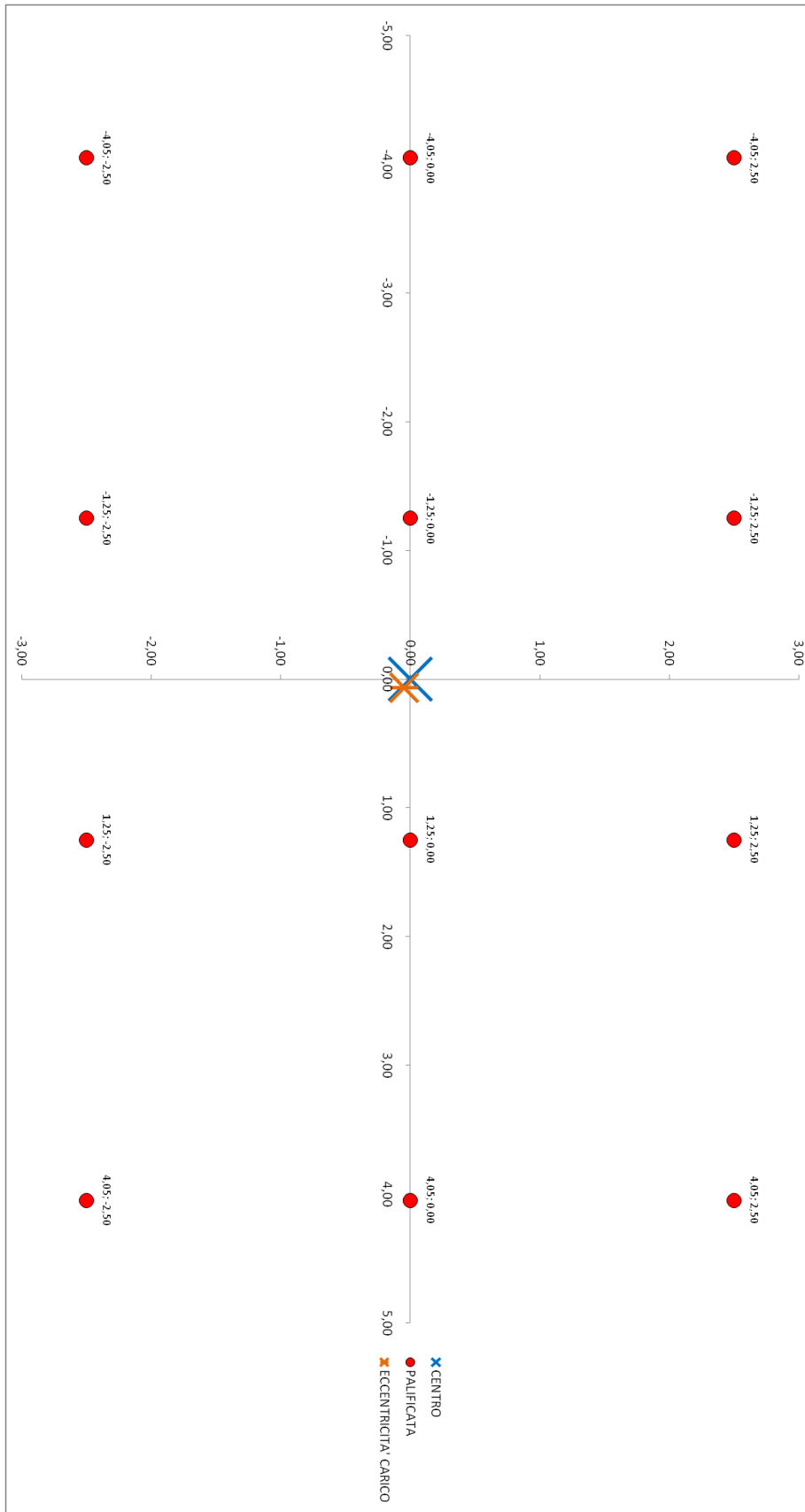
$$Q_{P,d} = Q_{P,k} / \gamma_R = 1934 / 1.30 = 1488 \text{ kN}$$

La capacità portante totale del palo vale pertanto:

$$Q_{LIM} = Q_{S,d} + Q_{P,d} + W_{palo} = 2091 + 1488 - 432 = 3147 \text{ kN}$$

Sollecitazioni agenti nel baricentro della fondazione			
Azione assiale	N	14230.00	kN
Taglio in direzione X	Vx	948.00	kN
Taglio in direzione Y	Vy	108.00	kN
Momento attorno a Y	My	958.00	kNm
Momento attorno a X	Mx	659.00	kNm
Eccentricità in direzione X	ex	0.07	m
Eccentricità in direzione Y	ey	-0.05	m
Numero di pali	n	12	-

N. palo [-]	Xi [m]	Yi [m]	N_palo [kN]	Vx_palo [kN]	Vy_palo [kN]
1	-1.25	0.00	1175	79	9
2	-4.05	0.00	1150	79	9
3	1.25	0.00	1197	79	9
4	4.05	0.00	1222	79	9
5	-1.25	2.50	1142	79	9
6	-4.05	2.50	1117	79	9
7	1.25	2.50	1164	79	9
8	4.05	2.50	1189	79	9
9	-1.25	-2.50	1208	79	9
10	-4.05	-2.50	1183	79	9
11	1.25	-2.50	1230	79	9
12	4.05	-2.50	1255	79	9



Da cui risulta una sollecitazione massima di **1255 kN**. Tale valore è inferiore alla capacità portante e si può affermare di conseguenza che la palificata soddisfa le verifiche di capacità portante.