

SKYMETRO

PROLUNGAMENTO DELLA METROPOLITANA IN VALBISAGNO

CUP B39J22001360001 CIG 9262977270

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA (D.lgs. n. 36 / 2023)



STAZIONI

STAZIONE BRIGNOLE SANT'AGATA

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI DELLA PIASTRA DI COLLEGAMENTO

Commessa	Fase	Lotto	Disciplina	WBS	Tipo	Numero	Foglio	Rev.
MGE1	P4	L1	STR	SBR	R	004	00	A

Rev.	Descrizione	Nome		Data	Ragioni Modifica
A	Adeguamento al parere del CSLPP e altri Enti e allineamento progetto	Redatto	C. Di Meglio	07/03/2025	
		Verificato	M. Minno	07/03/2025	
		Approvato	E. Calatozzo	07/03/2025	
		Autorizzato	P. Cucino	07/03/2025	
B		Redatto			
		Verificato			
		Approvato			
		Autorizzato			
C		Redatto			
		Verificato			
		Approvato			
		Autorizzato			
D		Redatto			
		Verificato			
		Approvato			
		Autorizzato			

INDICE

1.	PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE OPERE	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO, DOCUMENTI DI SUPPORTO E SOFTWARE IMPIEGATI	8
2.1	NORMATIVA TECNICA	8
2.2	DOCUMENTI DI SUPPORTO	8
2.3	SOFTWARE IMPIEGATI	8
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1.1	CALCESTRUZZO PER ZATTERE E PALI DI FONDAZIONE	9
3.1.2	CALCESTRUZZO MAGRO	9
3.2	ACCIAI	10
3.2.1	ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA	10
4.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO	11
4.1	UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE	11
4.2	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	12
4.3	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	13
4.3.1	RIGIDEZZA LATERALE EQUIVALENTE DEL PALO SINGOLO	13
4.3.2	CURVE P-Y NEL CASO DI SABBIE	14
4.3.3	CURVE P-Y NEL CASO DI ARGILLE	16
4.3.4	CURVE P-Y NEL CASO WEAK ROCK	17
4.4	IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI	19
4.5	DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE	20
4.6	PARAMETRI DI CALCOLO	22
4.6.1	PARAMETRI NUMERICI SISMICI	22
4.6.2	CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	22
4.6.3	CATEGORIA TOPOGRAFICA	22
5.	CRITERI DI VERIFICA DEL SISTEMA FONDAZIONE	24
5.1	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	24
5.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	26
6.	CRITERI DI CALCOLO	27
6.1	VERIFICA DI CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI – COMPRESSIONE	27
6.2	VERIFICA DI CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI – TRAZIONE	27
6.3	METODO PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA LATERALE DEL TRATTO IMMORSATO	28
6.4	VERIFICA DI CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DELLE AZIONI TRASVERSALI	30

7.	VERIFICHE STRUTTURALI	32
8.	RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 1 E 2	33
8.1	SOLLECITAZIONI DI INPUT	33
8.2	RISULTATI DELLE ANALISI	38
8.1	RISULTATI DELLE VERIFICHE	42
8.1.1	VERIFICA DI CARICO LIMITE VERTICALE DELLA PALIFICATA	42
8.1.2	VERIFICA CARICO LIMITE IN DIREZIONE TRASVERSALE	45
8.1.3	VERIFICA DEI CEDIMENTI ALLO SLE	47
8.1.4	VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO	48
9.	RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 3-4-5	50
9.1	SOLLECITAZIONI DI INPUT	50
9.2	RISULTATI DELLE ANALISI	58
9.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE	62
9.3.1	VERIFICA DI CARICO LIMITE VERTICALE DELLA PALIFICATA	62
9.3.2	VERIFICA CARICO LIMITE IN DIREZIONE TRASVERSALE	65
9.3.3	VERIFICA DEI CEDIMENTI ALLO SLE	67
9.3.4	VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO	68
10.	RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 6-7	70
11.	INTERFACCIA CON LE OPERE ESISTENTI	71
12.	CONCLUSIONI	72
13.	OUTPUT	73

1. PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il presente documento riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei pali di fondazione delle colonne della piastra di collegamento della Stazione Brignone Sant'Agata alle strutture esistenti del Sottopasso Brignole e del Ponte Brignole.

La struttura presenta un'estensione in pianta con superficie pari a 372,0 mq, suddivisa su due campate continue di lunghezza rispettivamente pari a:

- Campata 1 → $L_{m1} = 15,18 \text{ m}$
- Campata 2 → $L_{m2} = 14,93 \text{ m}$

Si riporta nel seguito la pianta della piastra.

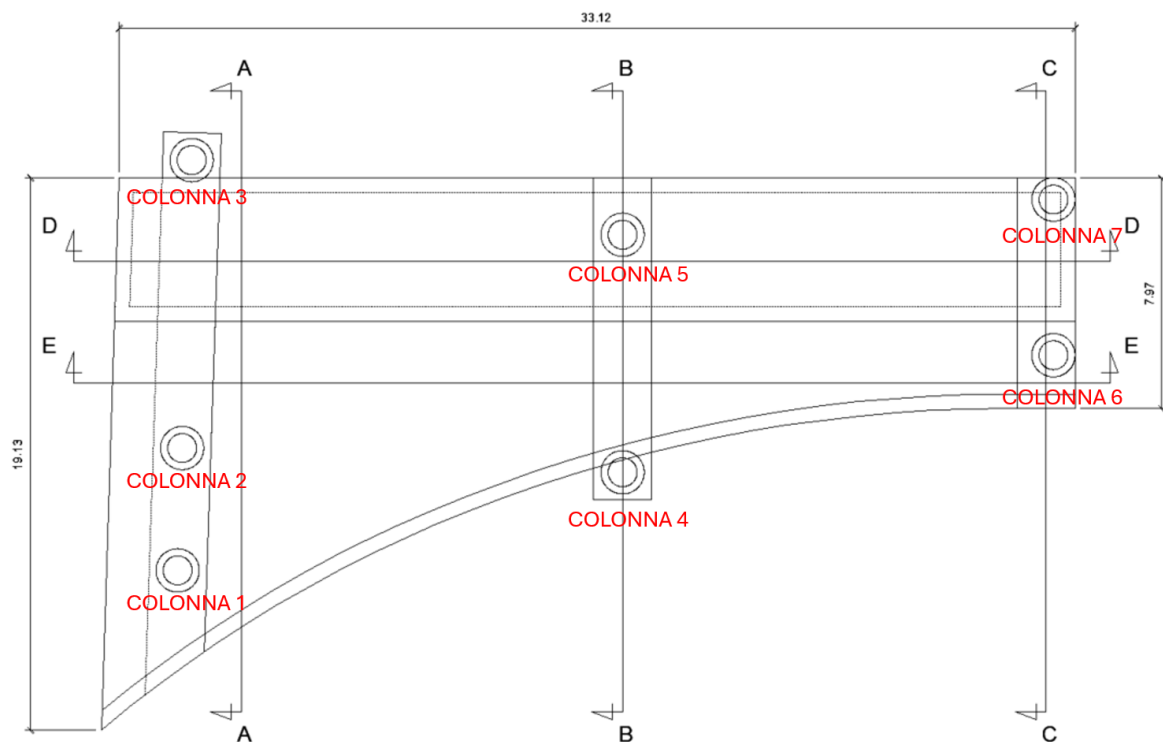


Figura 1. Pianta piastra di collegamento stazione Brignole

Per i dettagli della struttura in elevazione si rimanda alla relazione specifica MGEP2LVSTRSBRR00200A.

Per le prime due colonne è prevista una piastra rettangolare di dimensioni 8,46mX6,28m rispettivamente in direzione trasversale e longitudinale di spessore 1,5m e fondata su sei pali $\phi 1000$ lunghi 28m.

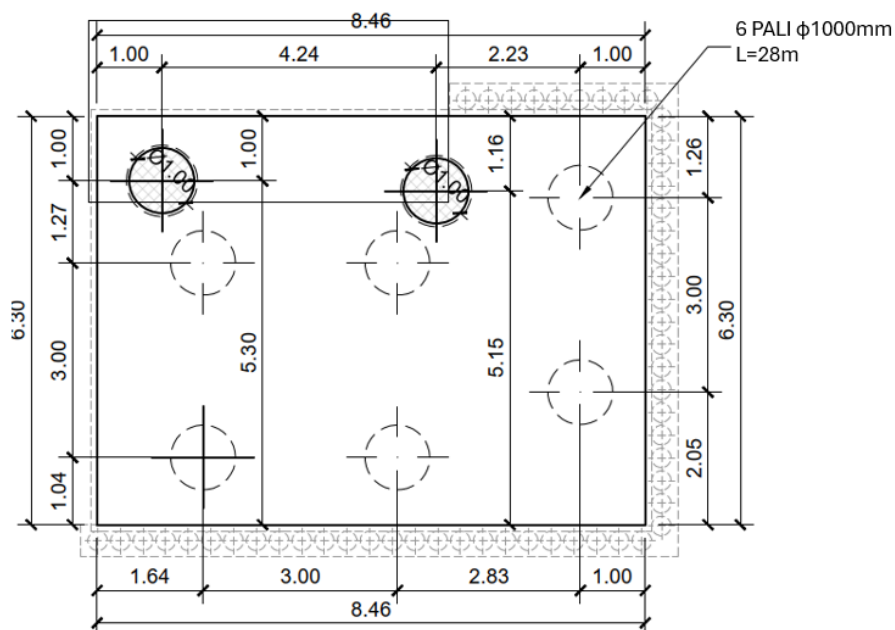


Figura 2. Carpenteria fondazione colonne 1-2

Le restanti colonne presentano piastre quadrate con dimensioni 5m x 5m con spessore 1,5m fondate su 4 pali Ø1000 lunghi 28m.

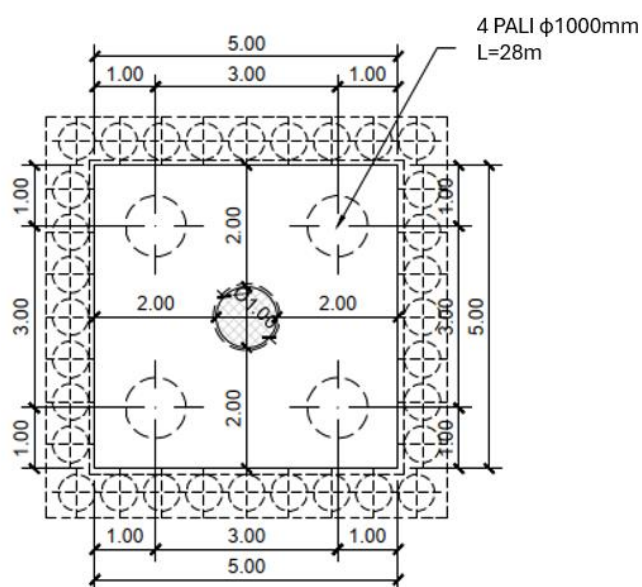


Figura 3. Carpenteria Tipo per fondazioni colonne da 3 a 5

Le dimensioni delle fondazioni ed il loro approfondimento, per le Colonne 1,2, e 3, in particolare, sono stati valutati in modo da non arrecare danni alle opere esistenti.

Nel seguito, in particolare, saranno affrontati i seguenti argomenti:

- inquadramento geotecnico dell'area in esame;
- determinazione della capacità portante del singolo palo per carichi verticali;
- verifica a carico limite orizzontale;
- verifiche strutturali.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO, DOCUMENTI DI SUPPORTO E SOFTWARE IMPIEGATI

2.1 Normativa tecnica

Si riporta di seguito l'elenco delle Normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente Relazione:

- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica, 2004;
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica, 2004;
- Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17 gennaio 2018.
- Circolare del 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2.2 Documenti di supporto

I seguenti documenti sono stati consultati:

- C. Viggiani (1999), *Fondazioni*, Hevelius Edizioni.
- C. Viggiani & A. Mandolini (2012), *Fondazioni su pali*, Hevelius Edizioni.
- J. Bowles, *Foundation analysis and design*, Fifth Edition, The McGraw-Hill Companies, Inc.
- L. C. Reese, W. F., Van Impe, *Single piles and pile groups under lateral loading*, 2nd Edition, CRC Press Taylor & Francis Group
- L. C. Reese, S.T. Wang, L. Vasquez, *A Program for the Analysis of a Group of Piles Subjected to Vertical and Lateral Loading (Technical Manual)*, Ensoft INC, May 2019.

2.3 Software impiegati

Le verifiche vengono effettuate tramite:

- Group 2019 Ensoft Inc.
- Fogli di calcolo interni.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in oggetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 17/01/19.

Per specifiche si rimanda all'elaborato MGE1P2LVSTRS00T001-00_A.

3.1.1 Calcestruzzo per zattere e pali di fondazione

Per gli elementi in calcestruzzo armato ordinario in fondazione (pali e zattere di fondazione) è stato previsto l'utilizzo di un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40**, del quale si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza del calcestruzzo

Resistenza caratteristica cubica a compressione
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
Resistenza cilindrica media a compressione
Resistenza media a trazione
Resistenza caratteristica a trazione
Modulo elastico istantaneo
Modulo elastico medio

C32/40

R_{ck}	40.00	[N/mm ²]
f_{ck}	33.20	[N/mm ²]
f_{cm}	41.20	[N/mm ²]
f_{ctm}	3.10	[N/mm ²]
f_{ctk}	2.17	[N/mm ²]
E_c	36,049.97	[N/mm ²]
E_{cm}	33,642.78	[N/mm ²]

Per le zattere di fondazione è stato assunto un copriferro netto minimo pari a **45 mm**, mentre per i pali di fondazione è stato assunto un copriferro minimo pari a **60 mm**.

A favore di sicurezza per le verifiche si considera un calcestruzzo C25/30.

3.1.2 Calcestruzzo magro

Per il magrone della zattera è stato previsto l'utilizzo di un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15**:

Classe di resistenza del calcestruzzo

Resistenza caratteristica cubica a compressione
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
Resistenza cilindrica media a compressione
Resistenza media a trazione
Resistenza caratteristica a trazione
Modulo elastico istantaneo
Modulo elastico medio

C12/15

R_{ck}	15.00	[N/mm ²]
f_{ck}	12.45	[N/mm ²]
f_{cm}	20.45	[N/mm ²]
f_{ctm}	1.61	[N/mm ²]
f_{ctk}	1.13	[N/mm ²]
E_c	22,076.01	[N/mm ²]
E_{cm}	27,266.58	[N/mm ²]

3.2 Acciai

3.2.1 Acciaio per barre di armatura

Per le armature dei pali è stato previsto l'utilizzo di un acciaio **B450C** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tipologia dell'acciaio

B450 C

Tensione caratteristica di rottura

f_{tk} 540,00 [N/mm²]

Tensione caratteristica di snervamento

f_{yk} 450,00 [N/mm²]

Modulo elastico

E_s 210.000,00 [N/mm²]

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

Nel presente capitolo si riporta una sintesi dell'inquadramento geotecnico dell'area in esame.

La stratigrafia di calcolo e i parametri fisico-meccanici di progetto per le singole unità geotecniche individuate sono stati assunti in accordo agli elaborati progettuali di riferimento, a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

L'interpretazione di tutte le indagini geognostiche svolte, nonché le misure in situ e le determinazioni di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e non, hanno consentito di definire l'assetto stratigrafico e i parametri meccanici di resistenza e deformabilità da attribuire alle singole unità geotecniche.

4.1 Unità geotecniche intercettate

Le unità geotecniche presenti nell'area di studio sono:

- Materiali di riporto/terreni rimaneggiati (rip);
- Alluvioni grossolane (al1);
- Alluvioni fini (al2);
- Deposito pedemontano (dp1);
- Argille di Ortovero (AOR1);
- Accumulo detritico caotico (AOR2);
- Formazione Monte Antola (FMA);
- Argilliti di Montoggio (AMT).

In particolare, in copertura su tutte le unità si rinviene la coltre di terreni di riporto (rip), formata prevalentemente da ghiaie e sabbie, che mostra spessori variabili da 0 a 13 m con valori medi di 4 m presenta una elevata eterogeneità ed un variabile grado di addensamento.

Il tracciato di progetto intercetta prevalentemente la litofacies composta da ghiaie e ciottoli dei Depositi alluvionali (al1) che colmano la valle del fiume Bisagno con spessori variabili da 10 a 37 metri.

Si segnala comunque la frequente possibilità di incontrare intercalazioni di livelli/lenti a granulometria sabbioso-limosa (al2) di spessore che localmente può raggiungere gli 8 m. Nel tratto iniziale, a una profondità variabile tra 40 e 20 m dal p.c., si rinvencono i terreni composti da limi e argille sabbiose (dp1) del Deposito Pedemontano.

Per quanto riguarda le unità del substrato, nel tratto iniziale a circa 40 m dal p.c. si rinvencono i limi e argille con sabbie delle Argille di Ortovero (AOR1), con uno spessore di circa 4m. Verso il basso si rinvencono le ghiaie in matrice limoso-argillosa dell'accumulo detritico caotico (AOR2), con uno spessore di circa 5 m.

Tali depositi poggiano, nel tratto iniziale e centrale, sui calcari e marne della Formazione Monte Antola (FMA). Questi terreni si rinvencono a profondità variabili tra 6 m e 45 m dal p.c. Mentre nel tratto finale il substrato è rappresentato dalle argilliti scistose delle Argilliti di Montoggio (AMT). Le quali si rinvencono tra i 14 m e i 28 m dal p.c.

4.2 Stratigrafia di progetto

Le risultanze delle indagini geognostiche realizzate, unitamente ai rilievi di campo eseguiti e all'analisi dei dati bibliografici disponibili, hanno permesso di configurare un quadro di conoscenze esaustivo relativamente all'assetto litostratigrafico dell'area ed alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni impegnati dalle opere in progetto riportato nel report specifico.

Nella seguente tabella si riportano i valori caratteristici impiegati nel calcolo.

Per il dimensionamento delle fondazioni si considera una quota di testa del palo a 3.5 m di profondità da piano campagna e, cautelativamente, un livello di falda coincidente con la testa del palo.

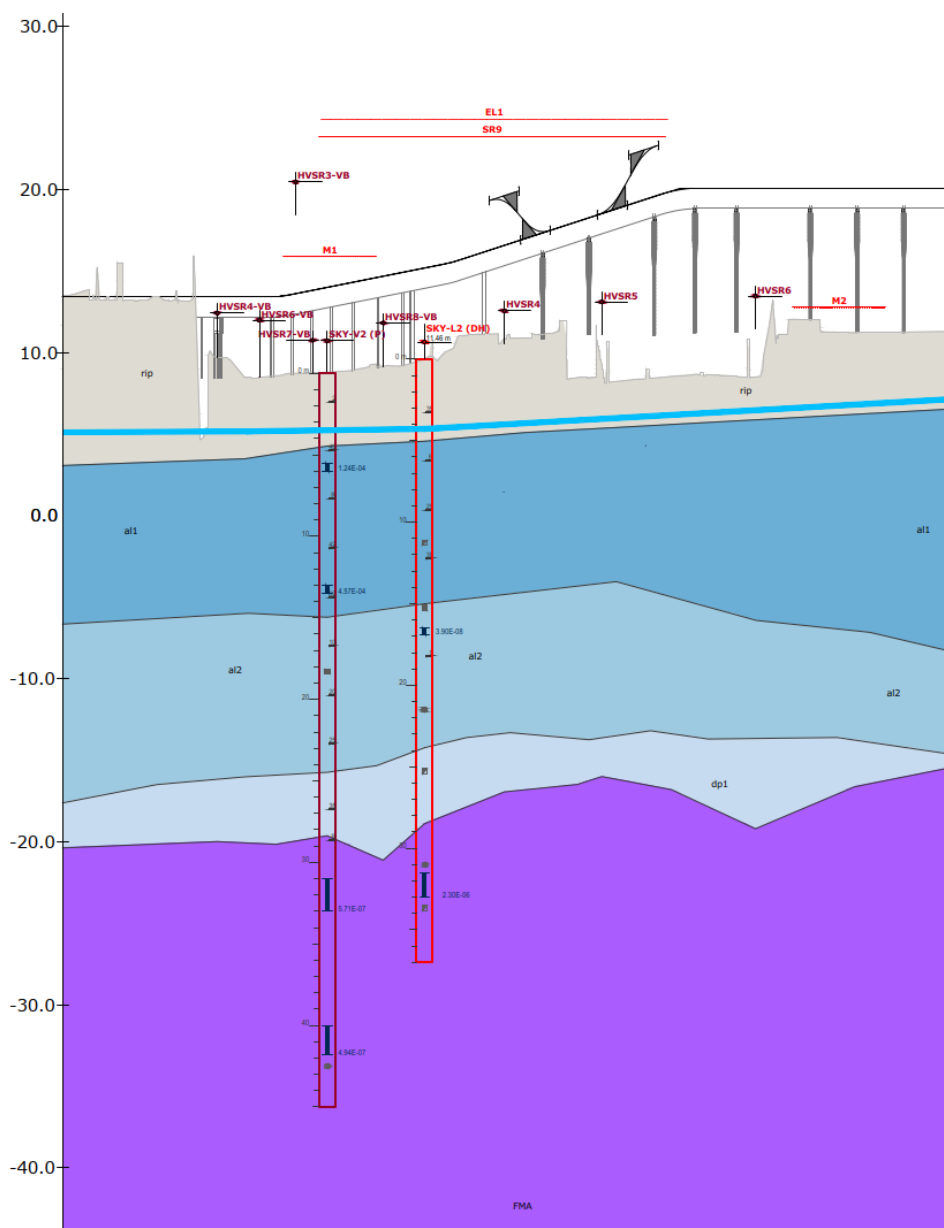


Figura 4. Stralcio profilo geotecnico

UNITÀ	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
Materiali di riporto/terreni rimaneggiati	19	30	0
Alluvioni grossolane	19,5	32	0
Alluvioni fini	19	30	0
Deposito pedemontano	20	21	10
Formazione Monte Antola	22	42	80

4.3 Modello geotecnico di riferimento

In accordo col par. 6.4.3 delle NTC2018, è stata condotta un'analisi di interazione terreno-struttura al fine di determinare le azioni sugli elementi strutturali e le condizioni relative alla condizione di esercizio (6.4.3.2, calcolo spostamenti e distorsioni tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base).

L'attività è stata svolta attraverso l'utilizzo del software GROUP che consente di risolvere il problema dell'interazione tra la platea di fondazione ed i pali in campo non lineare, tenendo conto, mediante opportuni accorgimenti, anche degli "effetti gruppo" sia in direzione orizzontale che in direzione verticale.

Nel caso particolare si tiene in conto esclusivamente l'effetto gruppo in direzione orizzontale, selezionando l'opzione "reduction factors for Lateral Loads".

Tale opzione consente di applicare dei fattori di riduzione empirica, in funzione della configurazione dei pali, utilizzati per aumentare i valori di deflessione di ciascun punto su ciascuna curva p-y; così si genera un nuovo set di curve p-y che includono gli effetti del gruppo. La modifica delle curve p-y, come descritto sopra per i pali nel gruppo, consente il calcolo della deflessione e del momento flettente in funzione della profondità.

Nel caso di carichi verticali, infatti, questi tipi di terreni, l'efficienza risulta essere non minore di 1 nel caso di carichi verticali.

4.3.1 Rigidezza laterale equivalente del palo singolo

Si fa ricorso al noto metodo della "curve P-y" in base al quale si ipotizza quanto segue:

- Il palo viene schematizzato come un elemento avente modulo elastico del calcestruzzo E_p ;
- Il terreno viene caratterizzato per mezzo di molle non lineari che correlano direttamente la pressione normale esercitata lungo il fusto del palo (p) con il relativo spostamento (y);
- Le azioni interne e lo spostamento del palo vengono pertanto definite integrando la seguente equazione differenziale:

$$E_p \cdot I_p \frac{d^2 y}{dx^4} = E_s \cdot y$$

dove:

- I_p = inerzia del palo
- E_s = modulo di reazione orizzontale secante = p/y
- x = coordinata generica lungo il palo con origine in corrispondenza della testa.

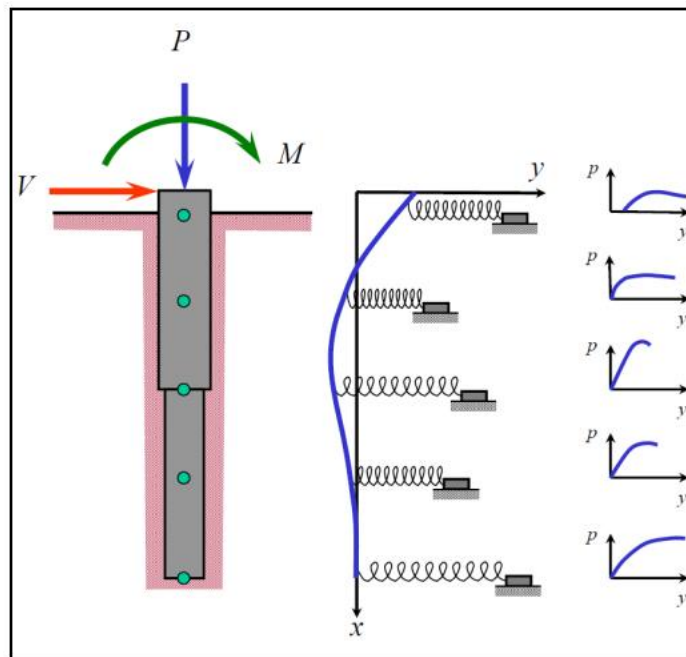


Figura 5. Schema di calcolo di un palo caricato lateralmente e curve P-y

La forma della curva di reazione orizzontale p-y è sostanzialmente definita dal valore della pendenza iniziale (k_{ci}) e dal carico ultimo P_{ult} .

In particolare, per il terreno di riporto e per lo strato definito dall'unità R ed UG2, si sono definiti i seguenti parametri per la generazione delle curve p-y e la curva carico-spostamento.

4.3.2 Curve p-y nel caso di sabbie

Per definire le curve p-y nel caso di terreni incoerenti, il software richiede in input i parametri così definiti:

UNITÀ	Soil type	z da p.c. [m]	Effective weight [kN/m³]	ϕ [°]	p-y, k [kN/m³]	Ultimate side friction [kN/m³]	Ultimate tip resistance [kN/m³]
Materiali di riporto/terreni rimaneggiati	Sand (Reese)	0	19	30	10000	-	-

Alluvioni grossolane	Sand (Reese)	-5	9	32	15000	-	-
Alluvioni fini	Sand (Reese)	-15	9	30	8000	-	-

Tabella 1. Proprietà degli strati utilizzati

Per ottenere una curva p-y per la sabbia, è necessario definire i valori per l'angolo di attrito e il peso dell'unità di terreno.

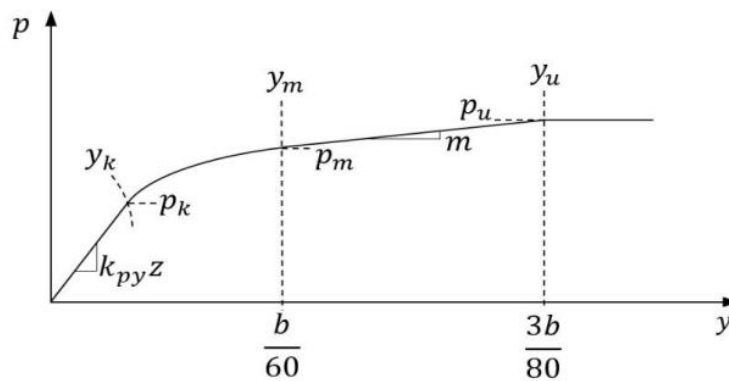


Figura 6. Esempio di curva p-y per sabbie

La variabile k_{py} (o k_ϕ nel caso di terreni attritivi) definisce il tratto di retta iniziale della curva p-y.

Il valore di k viene ricavato in accordo con quanto definito all'interno del ϕ tramite i grafici sotto riportati:

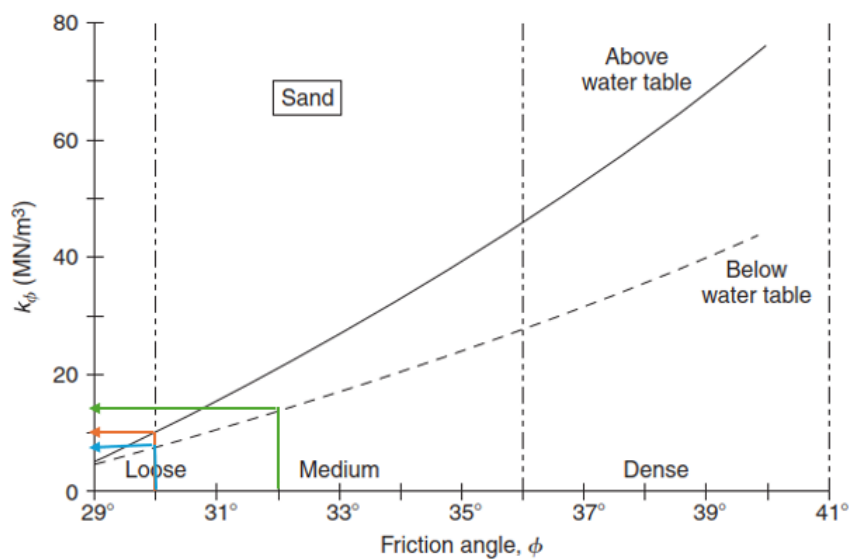


Figura 7. Valore di k per terreni attritivi

La resistenza p_k e l'inflessione del palo p_k sono calcolate a partire da p_m , p_u , y_m e y_u calcolato come definito nel manuale (Rif. "Group2019-TechnicalManual").

4.3.3 Curve p-y nel caso di argille

I parametri richiesti nel caso di "Stiff clay with no Free Water"

UNITÀ	Soil type	z da p.c. [m]	Effective weight [kN/m³]	Undrained Cohesion, c_u [kN/m²]	Strain Factor, E_{50}	Ultimate Unit Side Friction [kN/m³]	Ultimate Unit Tip Resistance [kN/m³]
Deposito pedemontano	Stiff Clay w/o Free Water (Reese)	-24	10	115	0.005	-	-

Tabella 2. Parametri di input per curva p-y in Stiff Clay without Free Water

La figura seguente riporta un esempio di curva p-y nel caso "Stiff clay with no free water":

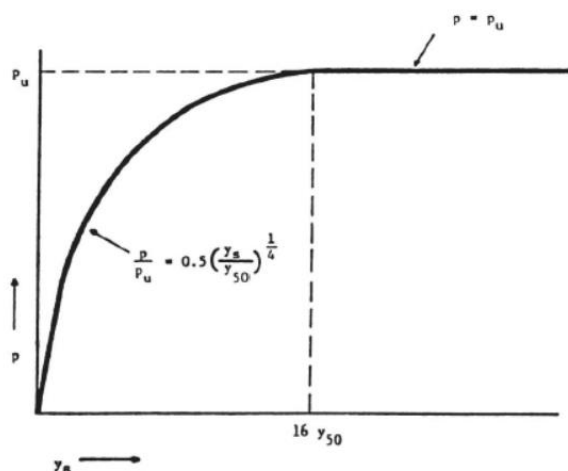


Figura 8. Esempio di curva p-y per stiff clay with no free water

Per ottenere tale curva, è necessario definire i valori della coesione non drenata, del peso dell'unità di terreno ed il diametro del palo.

Inoltre, è necessario valutare E_{50} attraverso la curva sforzo-deformazione oppure utilizzare un valore compreso tra 0.010 e 0.005 come dalla seguente tabella:

Consistency of Clay	ϵ_{50}
Soft	0.020
Medium	0.010
Stiff	0.005

Figura 9. Valori rappresentativi di E50

Il valore della resistenza ultima del terreno per unità di lunghezza del palo si calcola come il minimo tra:

$$p_u = \left[3 + \frac{\gamma'}{c} x + \frac{l}{b} x \right] cb \quad \text{e} \quad p_u = 9cb$$

Dove:

γ' = peso medio effettivo unitario del terreno;

x = profondità della superficie di terreno;

c = resistenza a taglio alla profondità x ;

b = diametro del palo.

I punti che definiscono la curva p - y sono valutati attraverso la seguente relazione:

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5}$$

In cui:

$$y_{50} = 2.5 E_{50} b$$

$$y = 16y_{50}$$

$$p = p_u \text{ per ogni valore di } y.$$

4.3.4 Curve p - y nel caso weak rock

I parametri di input richiesti per questo metodo sono: la resistenza a compressione monoassiale, il modulo di elasticità della roccia, l'RQD e un fattore di deformazione krm :

UNITÀ	Soil type	z da p.c. [m]	Effective weight [kN/m³]	Uniaxial compressive strength, q_u (kN/m²)	Initial modulus of Rock Mass (kN/m²)	Strain Factor, k_{rm}	RQD (%)	Ultimate side friction [kN/m³]	Ultimate tip resistance [kN/m³]
Formazione Monte Antola	Weak Rock	-28	22	20	485000	0.0005	30	-	-

Tabella 3. Parametri di input per curva p - y in weak rock

La figura seguente riporta un esempio di curva p - y nel caso "weak rock":

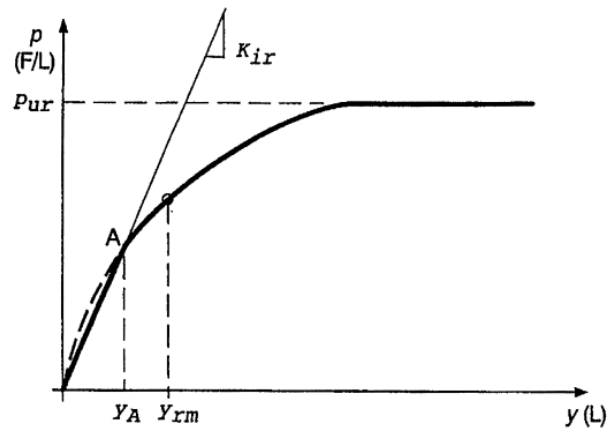


Figura 10. Esempio di curva p-y per weak rock

Tale curva è definita dai 3 rami:

$$\begin{aligned}
 p &= K_{ir} y && \text{per } y \leq y_A \\
 p &= \frac{p_{ur}}{2} \left(\frac{y}{y_{rm}} \right)^{0.25} && \text{per } y > y_A \text{ e } p \leq p_{ur} \\
 p &= p_{ur} && \text{per } y > 16 y_{rm}
 \end{aligned}$$

Essendo:

$$y_{rm} = k_{rm} b$$

k_{rm} è una costante variabile tra 0.0005 e 0.00005 che serve a stabilire la rigidezza complessiva delle curve. Può essere definito come la deformazione a compressione al 50% della compressione monoassiale.

Il valore di p_{ur} è definito in funzione della resistenza a compressione monoassiale della roccia, dell'RQD (da cui dipende il coefficiente α_r) e della profondità di riferimento.

$$p_{ur} = \alpha_r q_{ur} b \left(1 + 1.4 \frac{x_r}{b} \right) \quad \text{for } 0 \leq x_r \leq 3b$$

$$p_{ur} = 5.2 \alpha_r q_{ur} b \quad \text{for } x_r > 3b$$

4.4 Identificazione della località e dei parametri sismici generali

Il sito in esame ricade all'interno del Comune di Genova e risulta definito dalle seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine → **8,949167**
- Latitudine → **44.407222**

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

8,94917

LATITUDINE

44,40722

☐ Ricerca per comune

REGIONE

Liguria

PROVINCIA

Genova

COMUNE

Genova

Elaborazioni grafiche

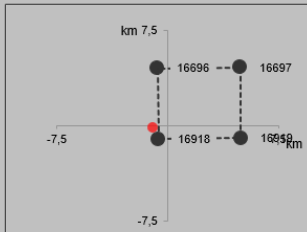
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

media ponder:

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

INTRO

FASE 1

FASE 2FASE 3

MGE1P4L1STRSBRR004-00_A.DOCX

Pagina 19/73

4.5 Definizione della strategia progettuale

In ottemperanza a quanto previsto all'interno del PFTE e in riferimento al D.M. 17.01.2018, l'azione sismica è stata definita in relazione ai seguenti parametri:

- Vita Nominale dell'opera → **100 anni**

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- Classe d'uso dell'opera → **IV**

2.4.2 CLASSI D'USO

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

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell'opera → **2,00**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

- Periodo di riferimento per l'azione sismica → **200 anni**

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i periodi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

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 - $P_{VR} = 81\%$	120
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	201
Stati limite ultimi - SLU {	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1898
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

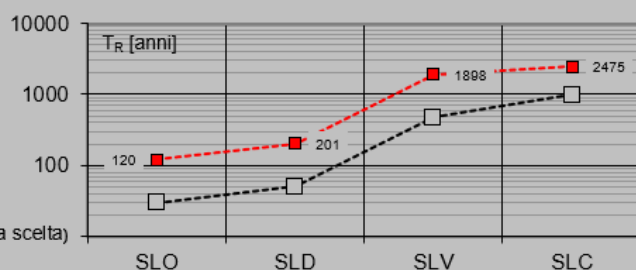
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie - - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

4.6 Parametri di calcolo

4.6.1 Parametri numerici sismici

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,043	2,532	0,257
SLD	201	0,052	2,536	0,269
SLV	1898	0,115	2,511	0,301
SLC	2475	0,126	2,507	0,303

4.6.2 Categoria dei terreni di fondazione

Il terreno di fondazione è classificato similmente come di **categoria B**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

4.6.3 Categoria topografica

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T₁**.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

5. CRITERI DI VERIFICA DEL SISTEMA FONDAZIONE

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche

In particolare, vengono effettuate le verifiche agli stati limite di esercizio ed allo stato limite ultimo seguendo quanto specificato per le fondazioni su pali.

5.1 Verifica agli stati limite ultimi

Al paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018 si cita: *“nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni”*.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertandosi che la seguente condizione sia sempre soddisfatta:

$$E_d \leq R_d \quad \text{essendo} \quad R_d = R_k / \gamma_R$$

dove:

- E_d = Azione di progetto;
- R_d = Resistenza di progetto.

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico

della resistenza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k / \gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza

del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico

F_k , attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$, essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni.

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza dei pali;
- Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali;

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle sottostanti.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2} .

Tabella 4.Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 5.Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

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

Tabella 6.Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Coefficiente parziale (R3)

$\gamma_T = 1,3$

Tabella 7. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Nelle verifiche nei confronti degli SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto

5.2 Verifica agli stati limite di esercizio

Devono essere presi in considerazione i seguenti stati limite:

- Eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- Eccessivi spostamenti trasversali.

Al fine di assicurare che le fondazioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione si deve verificare, anche in questo caso, il rispetto della seguente condizione per ogni stato limite di esercizio:

$$E_d \leq R_d$$

calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni in tutte combinazioni di carico agli SLE tenendo conto dell'effetto della durata delle azioni.

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6. CRITERI DI CALCOLO

Nel presente capitolo sono contenuti i criteri di dimensionamento e calcolo delle fondazioni profonde realizzate con pali trivellati di grande diametro.

6.1 Verifica di carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali – compressione

I pali incassati nella roccia presentano diverse caratteristiche che li distinguono da altri tipi di pali. La loro geometria generalmente tozza implica una distribuzione più equilibrata della capacità portante tra il fusto e la base, con quest'ultima che sopporta una parte significativa del carico applicato. Tuttavia, il basso rapporto tra il modulo elastico del palo e quello della roccia porta a un'elevata comprimibilità relativa. Questo fattore, insieme alla tendenza all'ammorbidimento per deformazione, genera un comportamento tale per cui la capacità del fusto può essere completamente mobilitata, e potenzialmente degradarsi, prima che vi sia una mobilitazione significativa del carico alla base. Questo fenomeno è ulteriormente aggravato dalla frequente presenza di uno strato sottile di sedimenti comprimibili sul fondo del foro, a causa di una pulizia inadeguata prima del getto di calcestruzzo e/o dalla presenza di una zona di calcestruzzo più debole immediatamente sopra la base del palo.

Nel caso quindi di lunghezza di immersione del palo nella roccia pari o superiore a circa 3 diametri, il carico viene trasferito principalmente lungo il fusto del palo, mentre il trasferimento del carico alla base del palo diventa trascurabile soprattutto se si tratta di roccia competente intatta (Viggiani & Mandolini, 2012).

Per tale motivo si trascura a favore di sicurezza la resistenza alla base del palo per la valutazione della capacità portante.

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) Q_d in roccia può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{d_compr} = Q_{sk} / F_{SL}$$

dove:

Q_{sk} = portata laterale limite caratteristica;

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$);

N.B.: il peso del palo viene considerato come incremento delle azioni di compressione.

6.2 Verifica di carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali – trazione

La portata di progetto a trazione di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) (o setti di diaframma) Q_d può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{d_traz} = Q_{sk} / F_{SL} + W'_{p_eff}$$

dove:

Q_{sk} = portata laterale limite caratteristica;

W'_{p_eff} = peso efficace del palo o del setto (posto pari a zero cautelativamente);

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

6.3 Metodo per la determinazione della resistenza laterale del tratto immerso

Per pali trivellati immersati in roccia la portata limite laterale è stata valutata sulla base della seguente espressione (Horvath (1978), Rosenberg & Journeaux (1976), Williams & Pells (1981)):

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot \beta \cdot q_u$$

dove:

α = coefficiente empirico ricavabile dalla

β = coefficiente empirico ricavabile dalla Figura 6.1.3.1.e;

q_u = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

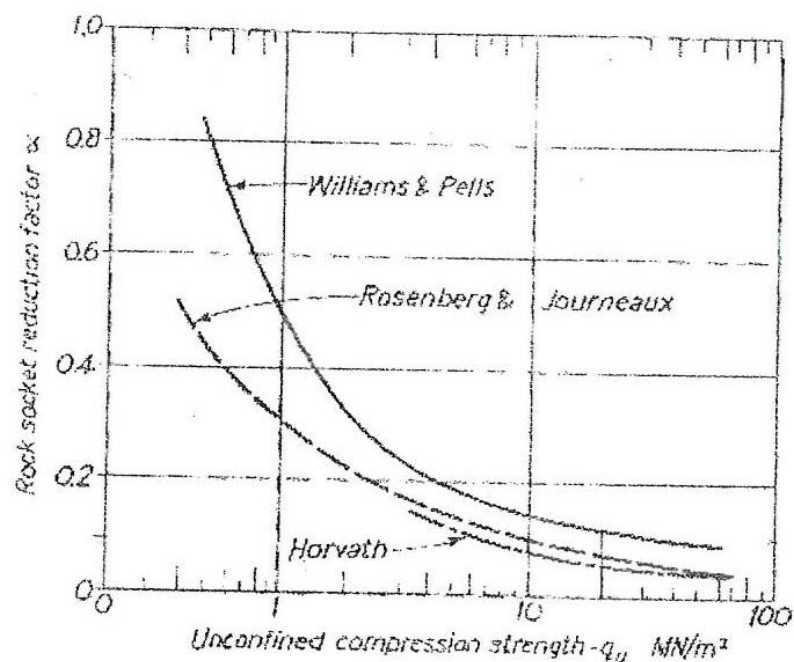


Figura 11. Fattore di riduzione α per la valutazione della resistenza di attrito laterale limite di pali trivellati in roccia (Tomlinson [1994])

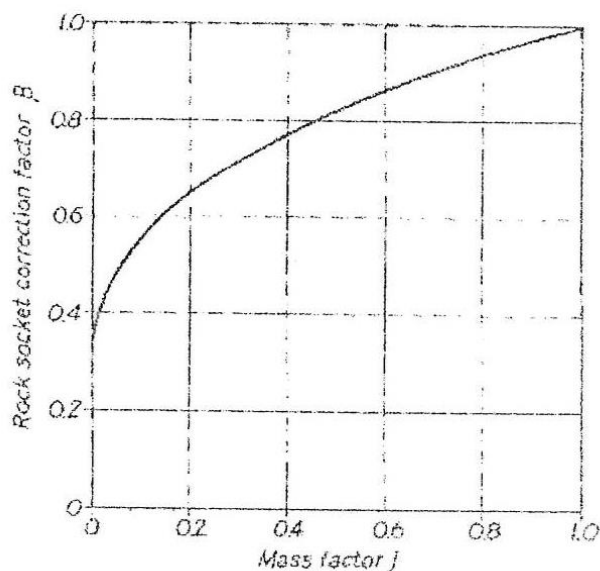


Figura 12. Fattore di riduzione β per la valutazione della resistenza di attrito laterale limite di pali trivellati in roccia (Tomlinson [1994], Williams & Pells [1981])

I valori del coefficiente J che compaiono nella Figura 11 e possono essere dedotti dalla seguente tabella:

RQD (%)	Frequenza delle discontinuità per metro	Fattore J
0÷25	15	0.2
25÷50	15÷8	0.2
50÷75	8÷5	0.2÷0.5
75÷90	5÷1	0.5÷0.8
90÷100	1	0.8÷1

Tabella 8. Criterio per la valutazione del coefficiente J (Tomlinson [1994], Hobbs [1975])

Un altro riferimento per il calcolo della resistenza laterale è fornito dal “Piled foundations in weak rock” (J. A. Gannon, G.G. T. Masterton, W. A. Wallace, D. Muir Wood) tramite la seguente relazione:

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot q_u / 2$$

Il valore del coefficiente α (fattore di adesione) si ricava tramite il seguente grafico in funzione della resistenza a compressione monoassiale della roccia:

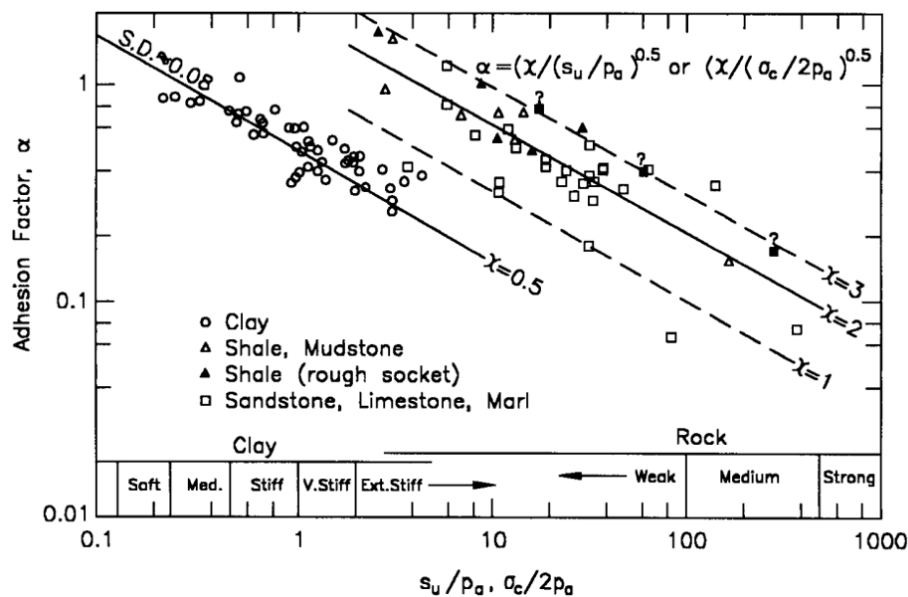


Figura 13. Curve di progetto per il calcolo del fattore di adesione

6.4 Verifica di carico limite nei confronti delle azioni trasversali

Si effettua una verifica semplificata attraverso la metodologia proposta da De Simone, estensione della teoria di Broms, considerando l'approfondimento della fondazione in terreni incoerenti.

Si definisce come eccentricità $e = (L - D)$, la differenza tra la lunghezza del palo (L) e la profondità della base del palo rispetto al piano campagna (D). Tale differenza può assumere valore negativo o positivo a seconda se la testa del palo è posta al di sopra o al di sotto del piano campagna.

Nel caso di eccentricità negativa, l'effetto dell'approfondimento della testa del palo si trasforma in un contributo aggiuntivo di resistenza, funzione dell'approfondimento stesso.

Considerando i tre meccanismi di collasso del sistema palo terreno (palo corto, palo intermedio e palo lungo) previsti dalla teoria di Broms, è possibile determinare, attraverso l'equilibrio delle forze, il valore della resistenza limite in funzione del valore dell'eccentricità e .

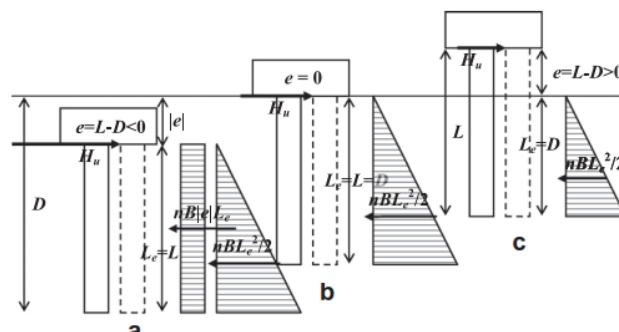


Figura 14. Reazione del terreno per pali corti con testa vincolata: (a) $e/B < 0$, fondazione incassata: trapezoidale (somma di carichi rettangolari e triangolari); (b) $e/B = 0$, schema originale di Broms; (c) $e/B > 0$, fondazione sopra il terreno: triangolare

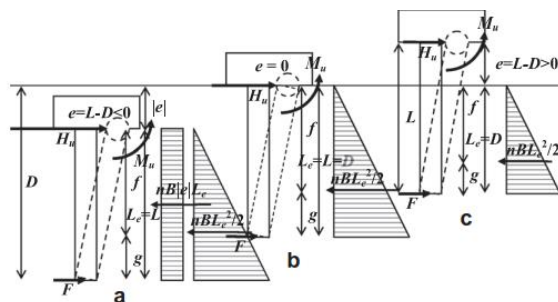


Figura 15. Reazione del terreno per pali intermedi: trapezoidale (a) $e = L - D \leq 0$, triangolare (b) $e = 0$, (Broms) e (c) $e = L - D > 0$, con una forza opposta F alla punta del palo.

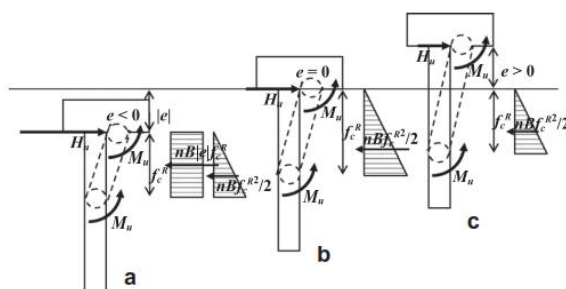


Figura 16. Reazione del terreno per pali lunghi: trapezoidale (a) $e < 0$, triangolare (b) $e = 0$, (Broms) e (c) $e > 0$.

I valori di carico limite per terreni incoerenti sono quindi distinti in funzione del meccanismo che si verifica.

In particolare, dall'equilibrio alla rotazione attorno al piano campagna si ricava la profondità entro il quale si forma la seconda cerniera plastica (f_c^R):

$$\left(\frac{f_c^R}{B}\right) \left(\frac{e}{B}\right) \frac{1}{2} \frac{f_c^R}{B} + \frac{1}{2} \left(\frac{f_c^R}{B}\right)^2 \frac{2}{3} \frac{f_c^R}{B} - 2 \frac{M_u}{nB^4} = 0 \quad (e/B \leq 0)$$

Dall'equazione di equilibrio alla traslazione invece si ricava il valore di carico limite in direzione trasversale:

$$\frac{H_u}{nB^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{f}{B}\right)^2 + \frac{f}{B} \left|\frac{e}{B}\right| \quad (e/B \leq 0)$$

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali dei pali sono svolte in accordo con il capitolo 4.1.2. delle NTC2018. In particolare, le azioni normali ed i momenti agenti vengono verificate con il dominio di resistenza del palo opportunamente armato. In accordo con il paragrafo 4.1.2.1.3.2 del DM18, la resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{R,d} \geq V_{E,d}$$

Dove:

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

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

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

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

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

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

Dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)
- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- ϕ'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \times f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorato pari a:
 - 1 per membrane non compresse
 - $1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
 - 1.25 per $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$
 - $2.5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

8. RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 1 E 2

8.1 Sollecitazioni di input

Per le azioni derivanti dalla sovrastruttura si rimanda al report di calcolo della struttura in elevazione (MGE1P2LVSTRSBRR002).

Gli scarichi indicati includono le azioni orizzontali in termini di spinta statica e sismica del terreno mentre risultano assenti le azioni verticali derivanti dal peso della fondazione e del rinterro.

Le azioni sono disposte secondo la terna di assi indicata nella seguente figura, applicate all'estradosso della fondazione.

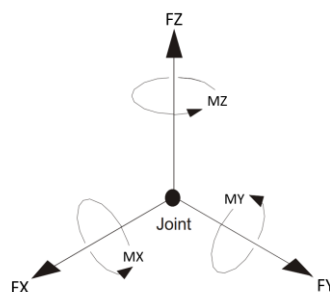


Figura 17. Direzione delle sollecitazioni di input dalla sovrastruttura

Y= Asse longitudinale

X= Asse trasversale

Z= Asse verticale

My= Momento trasv.

Mx= Momento long.

Mz= Momento torcente

La convenzione dei segni utilizzata da Group è la seguente:

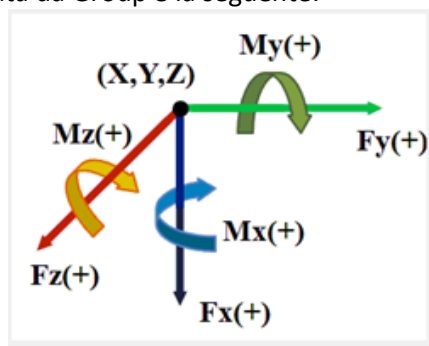


Figura 18. Sistema di riferimento del software Group

● Sollecitazioni massime e minime Colonna 1

SLU C1	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLU-STR.20(max)	2,187.86	224.14	22.08	344.67	127.25	16.60	225.22	37.54
Max Vlong	SLU-STR.20(max)	2,187.86	224.14	22.08	344.67	127.25	16.60	225.22	37.54
Max Vtrasv	SLU-STR.69(max)	1,426.88	103.98	55.04	243.64	-22.67	27.29	117.65	19.61
Max Mtrasv	SLU-STR.61(max)	1,426.88	103.98	-12.86	517.81	-22.67	27.29	104.77	17.46
Max Mlong	SLU-STR.56(max)	2,084.68	214.49	23.86	419.00	151.54	29.80	215.82	35.97
Max Mtorc	SLU-STR.67(max)	2,101.23	198.77	36.20	417.67	108.02	30.21	202.04	33.67
Min Vlong	SLU-STR.62(min)	607.05	-155.87	-246.04	0.51	-588.03	-49.41	291.26	48.54
MIN Vtrasv	SLU-STR.13(min)	1,426.88	-131.47	-276.90	93.60	-502.05	-37.71	306.52	51.09
MIN Mtrasv	SLU-STR.69(min)	689.12	-131.47	-101.93	-111.27	-502.05	-37.71	166.36	27.73
MIN Mlong	SLU-STR.50(min)	660.42	-154.64	-221.51	-49.58	-596.04	-49.33	270.15	45.03
MIN Mtorc	SLU-STR.61(min)	583.28	-143.22	-270.49	26.21	-548.61	-49.77	306.07	51.01

SLV C1	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLV.04(max)	2,987.80	201.75	959.06	1,252.40	282.64	6.80	980.05	163.34
Max Vlong	SLV.01(max)	2,903.49	540.56	463.16	343.41	1,065.76	8.82	711.84	118.64
Max Vtrasv	SLV.03(max)	2,968.12	203.49	962.36	1,252.71	283.13	6.92	983.64	163.94
Max Mtrasv	SLV.03(max)	2,968.12	203.49	962.36	1,252.71	283.13	6.92	983.64	163.94
Max Mlong	SLV.01(max)	2,903.49	540.56	463.16	343.41	1,065.76	8.82	711.84	118.64
Max Mtorc	SLV.01(max)	2,903.49	540.56	463.16	343.41	1,065.76	8.82	711.84	118.64
Min Vlong	SLV.03(min)	2,728.01	170.21	899.58	1,142.68	158.81	-10.74	915.54	152.59
MIN Vtrasv	SLV.01(min)	2,968.12	507.28	400.37	233.38	941.44	-8.84	646.24	107.71
MIN Mtrasv	SLV.01(min)	2,663.38	507.28	400.37	233.38	941.44	-8.84	646.24	107.71
MIN Mlong	SLV.03(min)	2,728.01	170.21	899.58	1,142.68	158.81	-10.74	915.54	152.59
MIN Mtorc	SLV.03(min)	2,728.01	170.21	899.58	1,142.68	158.81	-10.74	915.54	152.59

SLE C1	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLE-CAR.20(max)	1,513.48	128.82	6.69	257.39	19.85	11.49	128.99	21.50
Max Vlong	SLE-CAR.16(max)	1,412.80	136.83	-28.81	389.31	46.47	11.63	139.83	23.31
Max Vtrasv	SLE-CAR.70(max)	985.71	45.31	28.80	186.28	-85.22	18.54	53.68	8.95
Max Mtrasv	SLE-CAR.16(max)	985.71	45.31	-28.81	389.31	-85.22	18.54	53.69	8.95
Max Mlong	SLE-CAR.16(max)	1,412.80	136.83	-28.81	389.31	46.47	11.63	139.83	23.31
Max Mtorc	SLE-CAR.67(max)	1,450.78	110.68	15.81	306.30	4.91	20.56	111.80	18.63
Min Vlong	SLE-CAR.16(min)	460.16	-136.86	-208.27	71.73	-463.35	-27.76	249.22	41.54
MIN Vtrasv	SLE-CAR.16(min)	985.71	-136.86	-208.27	71.73	-463.35	-27.76	249.22	41.54
MIN Mtrasv	SLE-CAR.70(min)	460.16	-136.86	-76.36	-51.33	-463.35	-27.76	156.72	26.12
MIN Mlong	SLE-CAR.50(min)	473.13	-129.65	-158.27	-9.94	-472.22	-32.70	204.60	34.10
MIN Mtorc	SLE-CAR.61(min)	421.16	-121.75	-191.49	41.18	-439.69	-33.00	226.92	37.82

● Sollecitazioni massime e minime Colonna 2

SLU C2	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLU-STR.66(max)	3,976.74	173.02	302.71	-70.74	166.78	14.89	348.67	58.11
Max Vlong	SLU-STR.14(max)	3,743.25	196.83	289.73	-46.11	151.43	7.58	350.26	58.38
Max Vtrasv	SLU-STR.68(max)	3,749.57	174.63	390.90	-145.81	144.07	17.50	428.13	71.36
Max Mtrasv	SLU-STR.61(max)	3,749.57	174.63	294.18	49.91	144.07	17.50	342.10	57.02
Max Mlong	SLU-STR.62(max)	3,847.21	188.30	313.78	-8.42	180.98	17.22	365.94	60.99
Max Mtorc	SLU-STR.67(max)	3,776.12	158.39	371.30	-87.48	108.91	17.84	403.67	67.28
Min Vlong	SLU-STR.72(min)	3,010.02	-43.96	172.34	-565.67	-467.83	-40.04	177.86	29.64
MIN Vtrasv	SLU-STR.61(min)	3,749.57	-6.06	28.53	-420.33	-368.22	-41.24	29.16	4.86
MIN Mtrasv	SLU-STR.68(min)	2,999.93	-6.06	137.37	-593.34	-368.22	-41.24	137.50	22.92
MIN Mlong	SLU-STR.72(min)	3,010.02	-43.96	172.34	-565.67	-467.83	-40.04	177.86	29.64
MIN Mtorc	SLU-STR.61(min)	2,999.93	-6.06	28.53	-420.33	-368.22	-41.24	29.16	4.86

SLV C2	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLV.04(max)	2,987.80	201.75	959.06	1,252.40	282.64	6.80	980.05	163.34
Max Vlong	SLV.01(max)	2,903.49	540.56	463.16	343.41	1,065.76	8.82	711.84	118.64
Max Vtrasv	SLV.03(max)	2,968.12	203.49	962.36	1,252.71	283.13	6.92	983.64	163.94
Max Mtrasv	SLV.03(max)	2,968.12	203.49	962.36	1,252.71	283.13	6.92	983.64	163.94
Max Mlong	SLV.01(max)	2,903.49	540.56	463.16	343.41	1,065.76	8.82	711.84	118.64
Max Mtorc	SLV.01(max)	2,903.49	540.56	463.16	343.41	1,065.76	8.82	711.84	118.64
Min Vlong	SLV.03(min)	2,728.01	170.21	899.58	1,142.68	158.81	-10.74	915.54	152.59
MIN Vtrasv	SLV.01(min)	2,968.12	507.28	400.37	233.38	941.44	-8.84	646.24	107.71
MIN Mtrasv	SLV.01(min)	2,663.38	507.28	400.37	233.38	941.44	-8.84	646.24	107.71
MIN Mlong	SLV.03(min)	2,728.01	170.21	899.58	1,142.68	158.81	-10.74	915.54	152.59
MIN Mtorc	SLV.03(min)	2,728.01	170.21	899.58	1,142.68	158.81	-10.74	915.54	152.59

SLE C2	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLE-CAR.16(max)	3,002.82	146.39	212.76	36.85	89.77	4.91	258.26	43.04
Max Vlong	SLE-CAR.16(max)	3,002.82	146.39	212.76	36.85	89.77	4.91	258.26	43.04
Max Vtrasv	SLE-CAR.68(max)	2,806.20	95.21	272.92	-107.00	31.23	11.26	289.05	48.18
Max Mtrasv	SLE-CAR.16(max)	2,806.20	95.21	212.76	36.85	31.23	11.26	233.09	38.85
Max Mlong	SLE-CAR.16(max)	3,002.82	146.39	212.76	36.85	89.77	4.91	258.26	43.04
Max Mtorc	SLE-CAR.67(max)	2,824.51	84.01	259.41	-66.77	6.98	11.49	272.67	45.44
Min Vlong	SLE-CAR.72(min)	2,310.59	-53.78	126.07	-389.80	-382.78	-27.24	137.06	22.84
MIN Vtrasv	SLE-CAR.16(min)	2,806.20	-44.48	23.35	-295.37	-327.00	-24.93	50.24	8.37
MIN Mtrasv	SLE-CAR.68(min)	2,347.83	-44.48	101.95	-408.88	-327.00	-24.93	111.23	18.54
MIN Mlong	SLE-CAR.72(min)	2,310.59	-53.78	126.07	-389.80	-382.78	-27.24	137.06	22.84
MIN Mtorc	SLE-CAR.61(min)	2,301.38	-27.96	28.66	-292.73	-314.93	-28.06	40.04	6.67

Avendo un'unica fondazione, per inserire i carichi delle colonne 1 e 2 all'interno del programma si è considerata la somma delle sollecitazioni delle due colonne aggiungendo, inoltre, allo sforzo normale il peso proprio della fondazione e del terreno di riempimento opportunamente coefficientati, ed ai momenti, i momenti di trasporto derivanti dal taglio e dagli sforzi normali eccentrici.

SLU C1+C2	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLU-STR.68(max)	10,744.40	390.36	439.29	2,500.83	12,165.24	47.38	587.67	97.94
Max Vlong	SLU-STR.08(max)	10,686.03	416.52	325.81	2,828.05	11,972.90	24.24	528.81	88.13
Max Vtrasv	SLU-STR.68(max)	10,744.40	390.36	439.29	2,500.83	12,165.24	47.38	587.67	97.94
Max Mtrasv	SLU-STR.13(max)	10,668.30	370.05	223.01	2,883.43	11,951.82	24.86	432.05	72.01
Max Mlong	SLU-STR.62(max)	10,735.27	394.60	313.10	2,548.28	12,180.84	46.96	503.73	83.95
Max Mtorc	SLU-STR.67(max)	10,734.13	357.16	407.50	2,526.05	12,138.91	48.04	541.87	90.31
Min Vlong	SLU-STR.50(min)	8,442.30	-194.08	-122.68	-1,120.88	7,056.14	-89.96	229.60	38.27
MIN Vtrasv	SLU-STR.61(min)	8,440.00	-149.28	-241.96	-1,026.13	7,085.65	-91.01	284.31	47.38
MIN Mtrasv	SLU-STR.69(min)	8,622.46	-118.82	65.30	-1,421.11	7,399.14	-86.11	135.58	22.60
MIN Mlong	SLU-STR.68(min)	8,447.20	-189.11	-59.61	-1,144.75	7,044.31	-89.75	198.28	33.05
MIN Mtorc	SLU-STR.61(min)	8,440.00	-149.28	-241.96	-1,026.13	7,085.65	-91.01	284.31	47.38

SLV C1+C2	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLV.03(max)	8,178.95	365.11	1,604.34	1,706.79	9,602.78	19.99	1,645.36	274.23
Max Vlong	SLV.01(max)	7,687.10	963.39	671.44	521.98	8,809.67	22.99	1,174.29	195.72
Max Vtrasv	SLV.03(max)	8,178.95	365.11	1,604.34	1,706.79	9,602.78	19.99	1,645.36	274.23
Max Mtrasv	SLV.03(max)	8,178.95	365.11	1,604.34	1,706.79	9,602.78	19.99	1,645.36	274.23
Max Mlong	SLV.03(max)	8,178.95	365.11	1,604.34	1,706.79	9,602.78	19.99	1,645.36	274.23
Max Mtorc	SLV.01(max)	7,687.10	963.39	671.44	521.98	8,809.67	22.99	1,174.29	195.72
Min Vlong	SLV.03(min)	7,624.11	265.10	1,485.64	940.15	8,338.67	-21.71	1,509.11	251.52
MIN Vtrasv	SLV.01(min)	7,132.25	863.38	552.74	-244.66	7,545.57	-18.71	1,025.16	170.86
MIN Mtrasv	SLV.02(min)	7,153.80	868.78	563.23	-289.96	7,587.88	-18.15	1,035.38	172.56
MIN Mlong	SLV.01(min)	7,132.25	863.38	552.74	-244.66	7,545.57	-18.71	1,025.16	170.86
MIN Mtorc	SLV.03(min)	7,624.11	265.10	1,485.64	940.15	8,338.67	-21.71	1,509.11	251.52

SLE C1+C2	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLE-CAR.16(max)	8,013.23	283.22	183.95	1,618.77	9,063.38	16.54	337.71	56.29
Max Vlong	SLE-CAR.16(max)	8,013.23	283.22	183.95	1,618.77	9,063.38	16.54	337.71	56.29
Max Vtrasv	SLE-CAR.68(max)	7,879.99	217.58	297.14	1,533.23	8,832.56	31.59	368.28	61.38
Max Mtrasv	SLE-CAR.13(max)	7,833.56	204.47	152.27	1,802.66	8,698.86	16.62	254.94	42.49
Max Mlong	SLE-CAR.16(max)	8,013.23	283.22	183.95	1,618.77	9,063.38	16.54	337.71	56.29
Max Mtorc	SLE-CAR.67(max)	7,872.91	194.69	275.21	1,550.62	8,814.40	32.04	337.12	56.19
Min Vlong	SLE-CAR.16(min)	6,405.60	-181.34	-184.92	-715.31	5,609.51	-52.69	259.00	43.17
MIN Vtrasv	SLE-CAR.16(min)	6,405.60	-181.34	-184.92	-715.31	5,609.51	-52.69	259.00	43.17
MIN Mtrasv	SLE-CAR.70(min)	6,445.79	-128.61	46.17	-1,138.24	5,614.83	-57.69	136.64	22.77
MIN Mlong	SLE-CAR.68(min)	6,324.92	-177.08	-39.97	-947.64	5,370.12	-60.20	181.54	30.26
MIN Mtorc	SLE-CAR.61(min)	6,320.16	-149.71	-162.83	-866.93	5,398.27	-61.06	221.20	36.87

I carichi vengono applicati all'intradosso e nel baricentro geometrico della fondazione così come nell'immagine seguente:

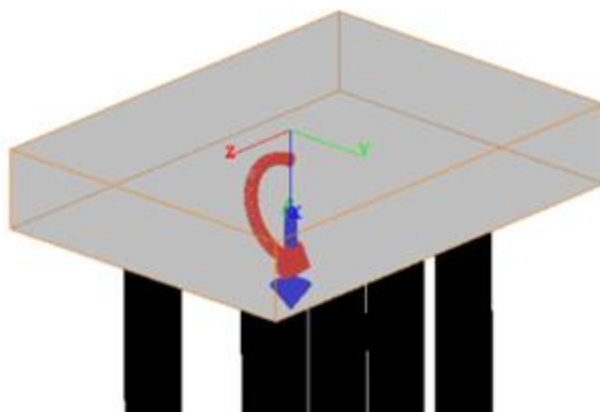


Figura 19. Applicazione dei carichi sulla palificata (piano xyz)

8.2 Risultati delle analisi

Il modello di calcolo riprende le geometrie in precedenza riportate, ed associa alle caratteristiche del palo quelle del terreno con la stratificazione riportata al par.4.3.

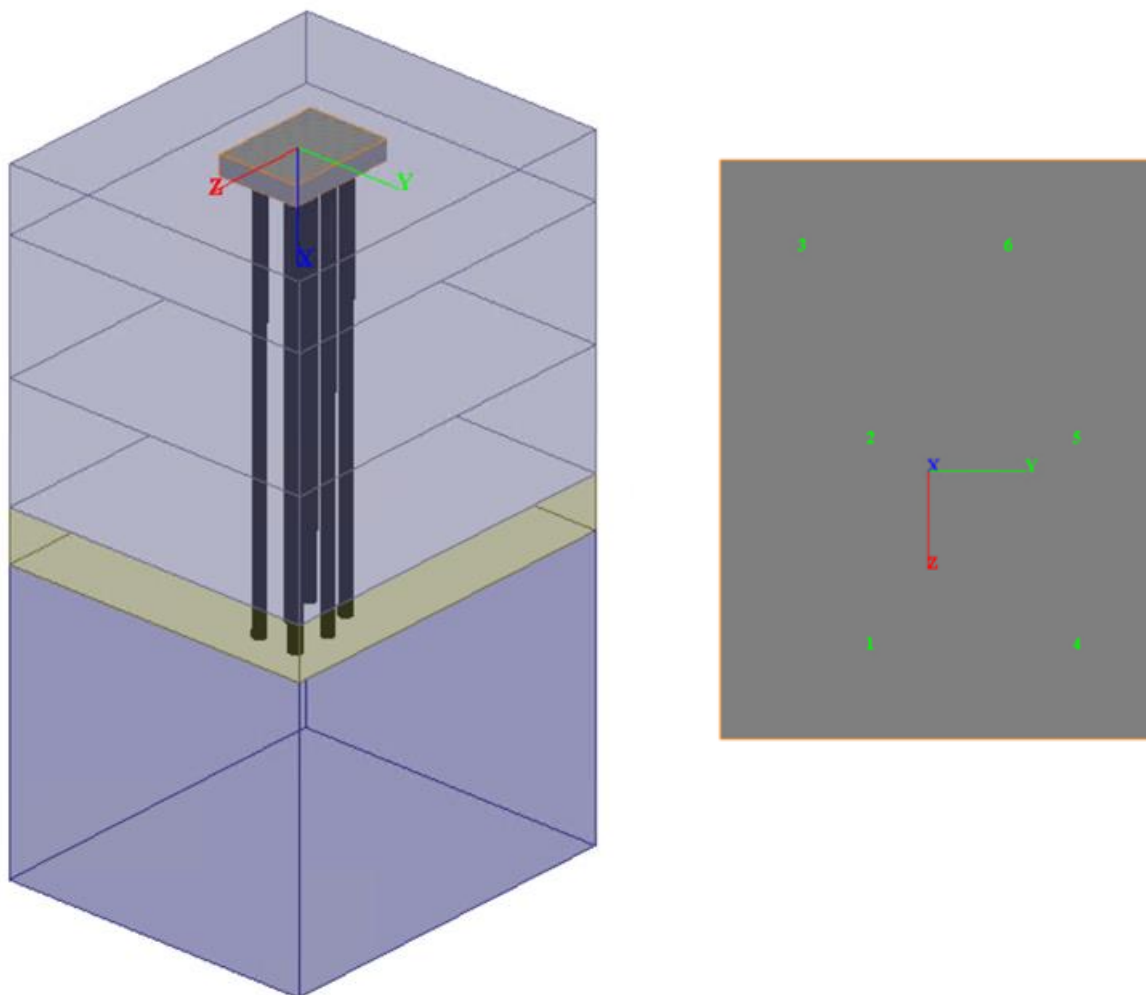


Figura 20. Modello fondazione colonne 1+2

I risultati sintetici sono di seguito riassunti per gli involuipi massimi e minimi delle combinazioni di carico analizzate:

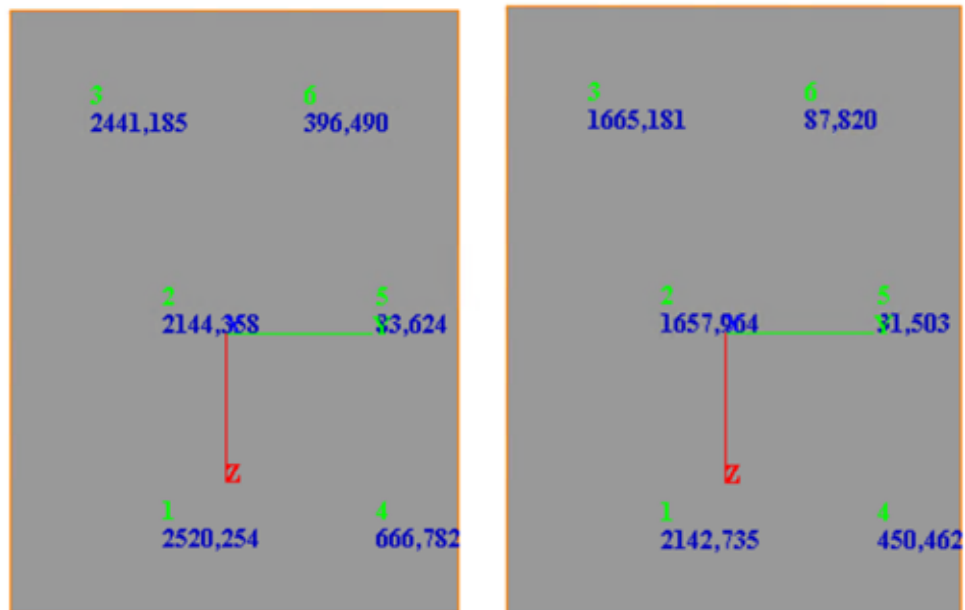


Figura 21. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLE



Figura 22. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLU/SLV

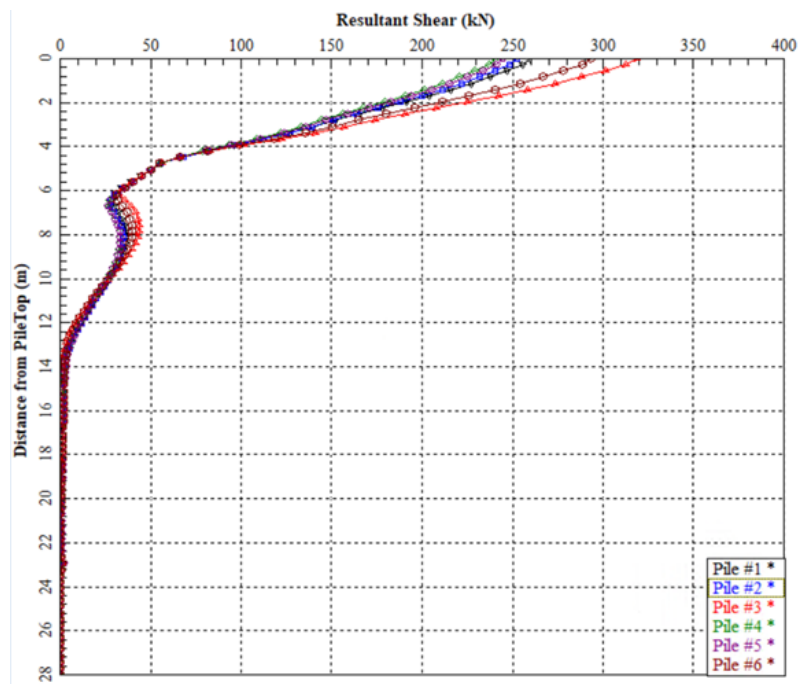


Figura 23. Andamento del taglio lungo i pali (SLU/SLV)

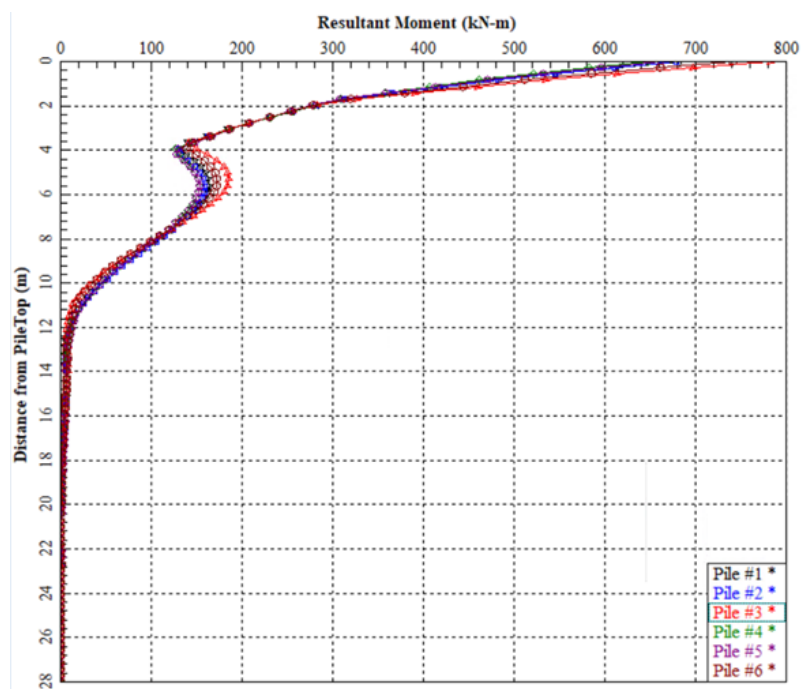


Figura 24. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLU/SLV)

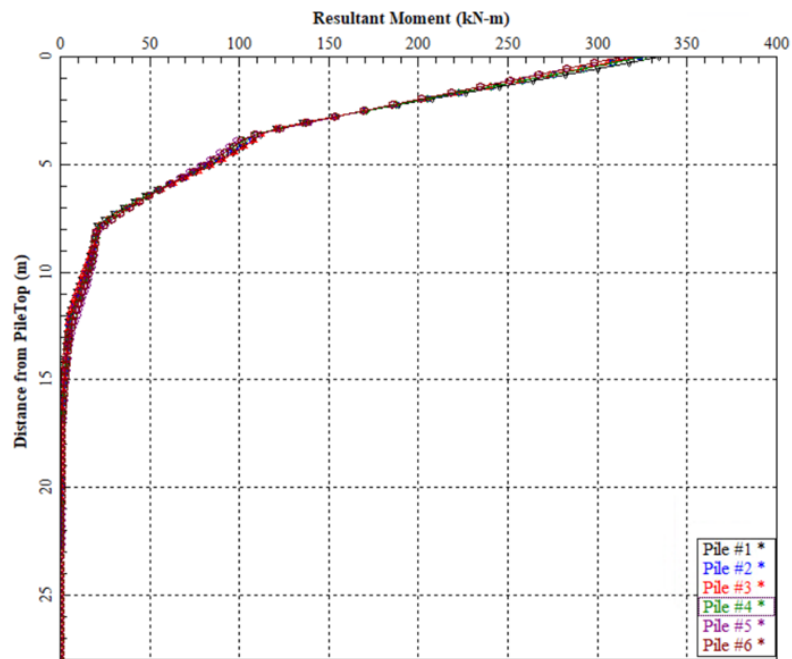


Figura 25. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLE)

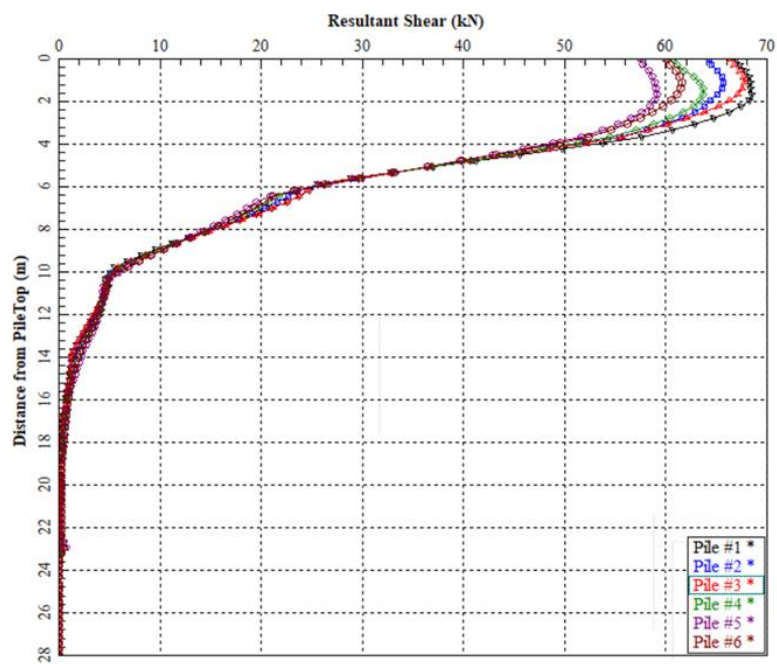


Figura 26. Andamento del taglio lungo i pali (SLE)

8.1 Risultati delle verifiche

8.1.1 Verifica di carico limite verticale della palificata

Metodo di Tomlinson (1994):

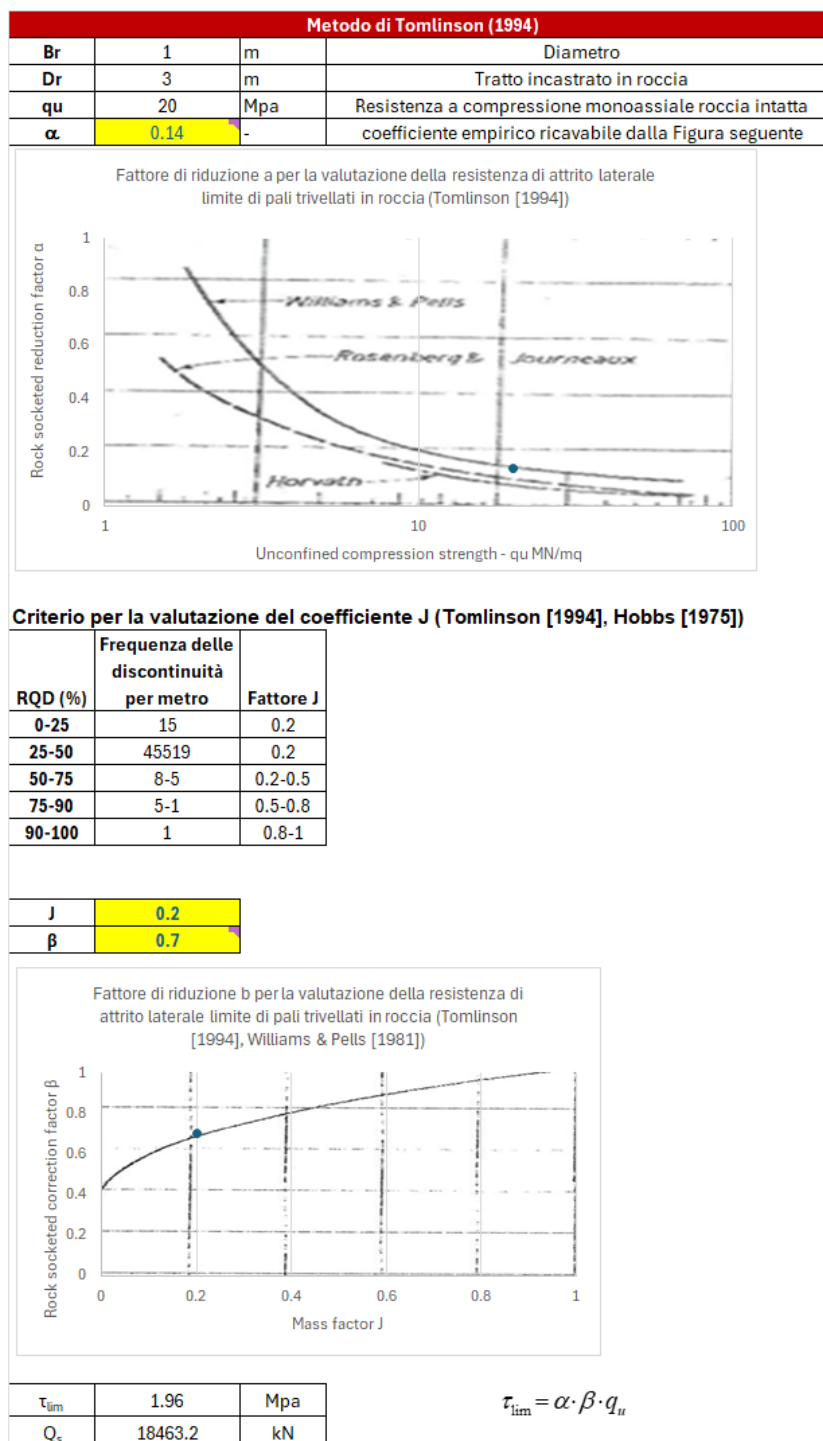


Figura 27. Risultati metodo di Tomlinson (1994)

Metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993):

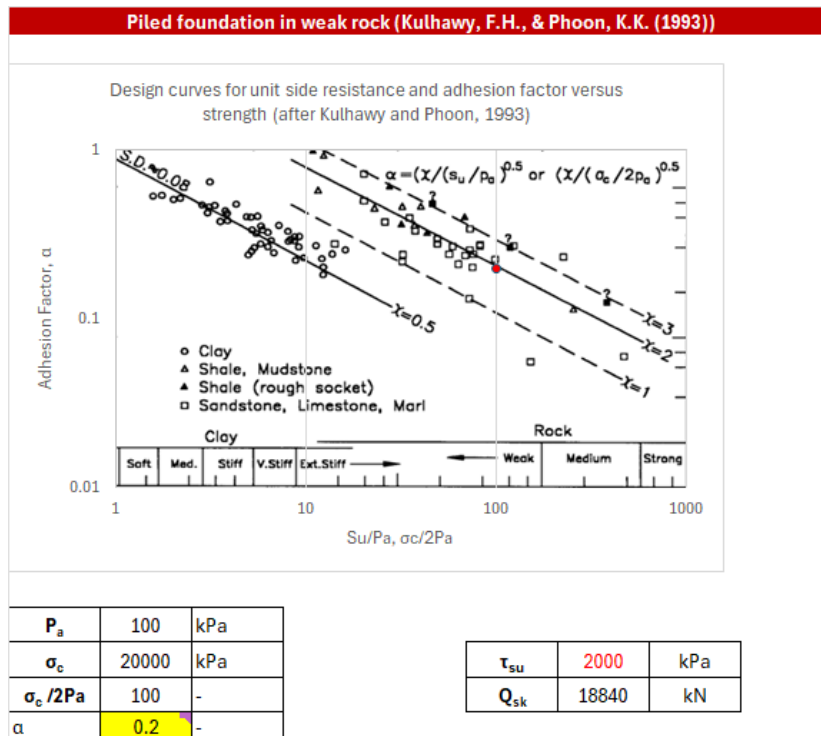


Figura 28. Risultati metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993)

I due metodi forniscono valori pressochè uguali, quindi si ritiene valido utilizzare il metodo di Tomlinson (leggermente più cautelativo):

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

n. di verticali indagate	ξ
1	1.70

Coefficiente di resistenza	γR
Base	1.35
Laterale in compressione	1.15
Laterale in trazione	1.25

Metodo adottato	Tomlinson
q_s (kPa)	1960.00
Q_s (kN)	18463.2

f_{ctd} (MPa)	1.193789076	>	q_{sd} (MPa)	1.152941	se $q_{sd} > f_{cd}$ devi limitare la tensione limite all' f_{cd}
Valore utilizzato	1.152941176	Mpa	18463.20	kN	

$R_{d,c}$	9444.09	kN	Resistenza di calcolo a compressione
$R_{d,t}$	8688.56	kN	Resistenza di calcolo a trazione

VERIFICA A COMPRESSIONE			
	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (+)
SLU - (A1+M1+R3)	4040	9444	2.34
SLV - (EQK+M1+R3)	3876	9444	2.44
VERIFICA A TRAZIONE			
	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	0	8689	-
SLV - (EQK+M1+R3)	0	8689	-

Figura 29. Risultati delle verifiche

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.2 Verifica carico limite in direzione trasversale

Il momento plastico del palo è definito da una armatura costituita da 22 ϕ 22, che fornisce un valore di 1206.5 kN m.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
Raggio = 500 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)
fck = 25 (Mpa)
 γ_c = 1.5
 α_{cc} = 0.85

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

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)
 γ_s = 1.15
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)
 E_s = 206000 (Mpa)
 ϵ_{ys} = 0.190%
 ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero		diametro (mm)		area (mm ²)	copriferro (mm)
22	▲▼	ϕ 22	▲▼	8363	82
0	▲▼	ϕ 20	▲▼	0	30
0	▲▼	ϕ 8	▲▼	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 1206.5 (kN m)

Inserisci

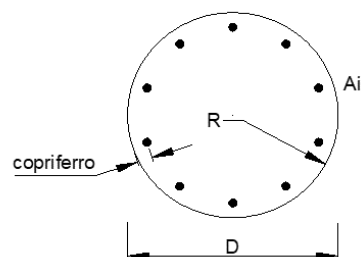


Figura 30. Definizione del momento di plasticizzazione

La figura seguente mostra i risultati in termini di carico limite in direzione trasversale:

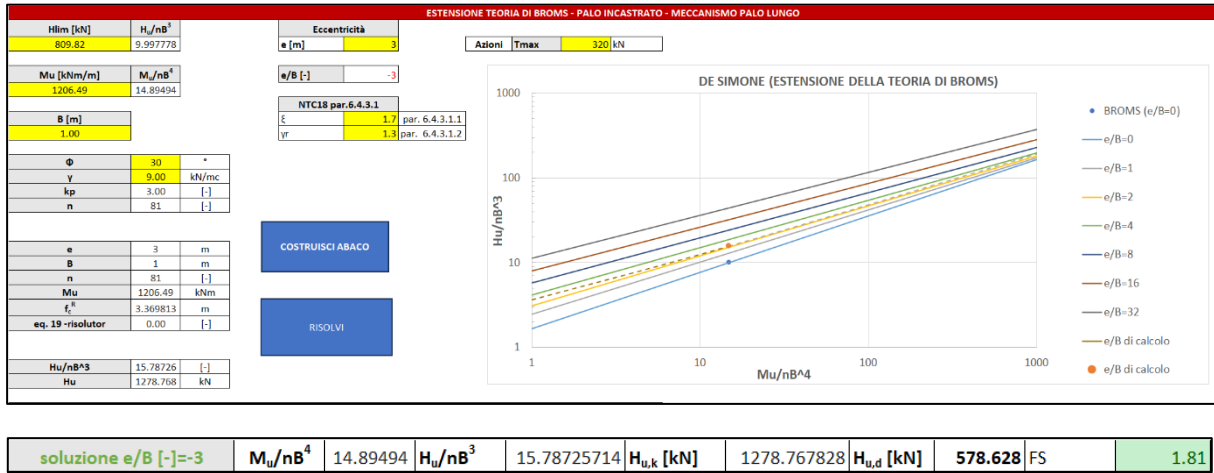


Figura 31. Calcolo della capacità portante in direzione trasversale

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.3 Verifica dei cedimenti allo SLE

Si riportano di seguito i valori degli spostamenti verticali ottenuti per i plinti di fondazione su pali nella combinazione SLE:

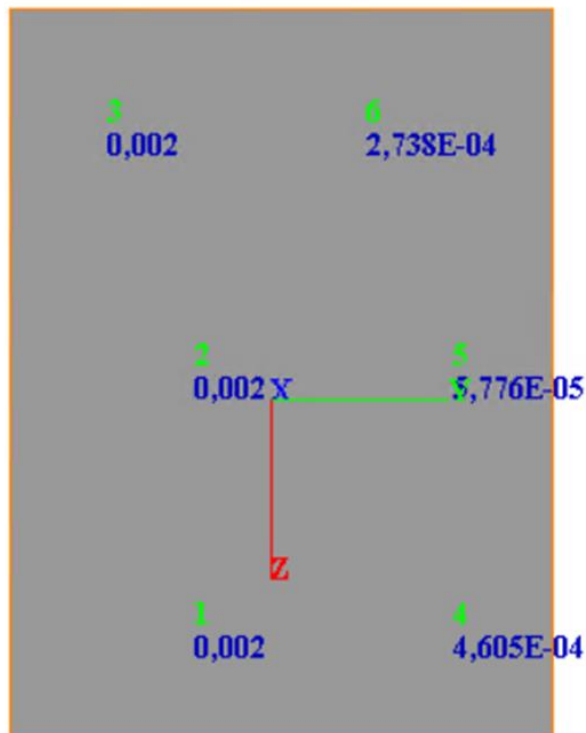


Figura 32. Cedimento massimo su ciascun palo (SLE)

I valori calcolati sono pienamente compatibili con la funzionalità dell'opera.

Si riportano, in aggiunta, i valori di spostamento in fondazione, i quali risultano anche essi accettabili:

Tabella 9. Spostamenti e rotazioni del plinto di fondazione

u_x (m)	u_y (m)	u_z (m)	θ_x (rad)	θ_y (rad)	θ_z (rad)
0.0012	-0.00071	0.0006	-4.29e-7	0.00014	0.00053

8.1.4 Verifica strutturale del palo

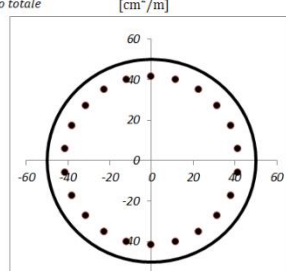
Le verifiche strutturali SLE/SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti MRd, NRd che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le armature previste nei pali sono le seguenti:

- Armatura longitudinale: 22Ø22
- Spirale: Ø12/30
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Si definisce di conseguenza una incidenza media di armatura pari a 110 kg/mc.

1-VER-C.A_SHEAR&FLEX-circular_R30_Colonne1+2

INPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA			
Combinazione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]
SLE Quasi Permanente	0	0	0
SLE Frequente	0	340	70
SLE Rara	0	340	70
SLU	0	800	320
SLV	0	800	320
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.			
Geometria della sezione			
Diametro	D	100	[cm]
Copri ferro netto	c	6.0	[cm]
Area calcestruzzo	A _{cl}	7854	[cm ²]
Copri ferro baricentrico	C _{baric}	8.3	[cm]
Altezza utile della sezione	d	91.7	[cm]
Armatura longitudinale			
	1° STRATO	2° STRATO	
Numero Barre	n _{barre} [-]	22	0
Diametro	Φ [mm]	22	0
Posizione dal lembo esterno	C _{baric} [cm]	8.3	0.0
Area strato	A _{st} [cm ²]	83.63	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.065%	
% minima di armatura	ρ _{min} [%]	0.40%	
Armatura trasversale (spirale/staffe/spilli)			
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	12	0
Numero bracci	n _{br}	2	0
Passo	s _{br} [cm]	30	0
Area armatura a metro per tipo	A _{sv} /s _{br}	7.54	0
Area armatura a metro totale	[cm ² /m]	7.54	
 Disposizione delle barre nella sezione trasversale			
Verifica Interassi e interferri			
	1° STRATO	2° STRATO	
Interferro di progetto	[cm]	10.00	-
Interferro minimo	[cm]	5.80	-
Interasse di progetto	[cm]	12.00	-
Interasse massimo	[cm]	25.00	-
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
Resistenza cubica a compressione	R _{ck} [MPa]	30	
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [MPa]	25	
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [MPa]	33.00	
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [MPa]	2.56	
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [MPa]	14.17	
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm} [MPa]	31476	
Acciaio			
Barre: ad Aderenza migliorata			
Resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk} [MPa]	450	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _s	1.15	
Resistenza di progetto a snervamento	f _{sd} [MPa]	391.3	
Modulo elastico	E	200000	

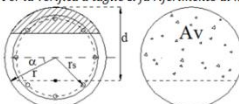
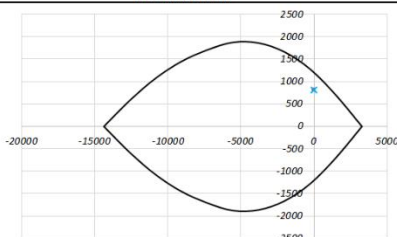
OUTPUT			
VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Approccio di verifica:		NTC18 / EC 2 -2	
Verifica Tensionale		σ limite	
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa]	0.00	< 11.25
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa]	5.08	< 15.00
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa]	155.2	< 360.00
Verifica di fessurazione		Quasi perm.	Frequente
Altezza efficace del calcestruzzo teso	h _{c,eff} [cm]	-	23.27
Area efficace del calcestruzzo teso	A _{c,eff} [cm ²]	-	1388
	A _s [cm ²]	-	26.61
Rapporto dell'acciaio sull'area di calcestruzzo efficace	ρ _{y,eff} [%]	-	1.92%
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4	0.6
Coefficiente funzione delle proprietà di aderenza dell'armatura	k ₁	0.8	0.8
Coefficiente funzione della distribuzione delle deformazioni	k ₂	1.0	0.5
Funzione dipendente dal copriferro	k ₃	3.4	3.4
	k ₄	0.425	0.425
Tensione di verifica:		media	media
Massima tensione nell'armatura alla formazione della fessura	σ _t [MPa]	0.0	138.8
Distanza massima tra le fessure [eq.7.11 di EN 1992-1-1]	s _{r,max} [mm]	-	439.8
Differenza tra deformazione media dell'armatura e del cls	(ε _{sm} - ε _{cm})	-	0.042%
Ampiezza delle fessure	w _t [mm]	0.000	0.183
Ampiezza delle fessure limite	w _{lim} [mm]	0.200	0.300
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Per la verifica a taglio si fa riferimento al metodo di Clarke-Birjandi 1993:			
	$\sin(\alpha) = 2r_s/\pi r$ con $(0<\alpha<\pi/2)$	[-]	0.531
	$A_v = r^2 [\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$	[cm ²]	6451
	$d = r[1 + \sin(\alpha)]$	[cm]	76.5
	$b_w = A_v/d$	[cm]	84.3
Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)	V _{Ed} [kN]	320	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Ed} [kN]	0	
Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd1} [kN]	328	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Ed}	1.03	
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	1532	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	508	
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	508	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Ed}	1.59	
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Sollecitazioni di progetto			
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M _{Ed} [kNm]	800	800
Sforzo Normale concomitante	N _{Ed} [kN]	0	0
Verifica di resistenza			
	SLU	SLV	
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1204	1204
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Ed}	1.51	1.51
DOMINIO M-N			
			

Figura 33. Verifica strutturale del palo – condizione Mmax Nmin

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9. RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 3-4-5

9.1 Sollecitazioni di input

Per le azioni derivanti dalla sovrastruttura si rimanda al report di calcolo della struttura in elevazione (MGE1P2LVSTRSBRR002).

Gli scarichi indicati includono le azioni orizzontali in termini di spinta statica e sismica del terreno mentre risultano assenti le azioni verticali derivanti dal peso della fondazione e del rinterro.

Le azioni sono disposte secondo la terna di assi indicata nella seguente figura, applicate all'estradosso della fondazione.

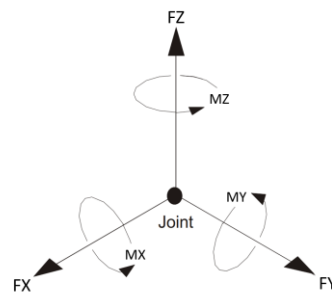


Figura 34. Direzione delle sollecitazioni di input dalla sovrastruttura

Y= Asse longitudinale

X= Asse trasversale

Z= Asse verticale

My= Momento trasv.

Mx= Momento long.

Mz= Momento torcente

La convenzione dei segni utilizzata da Group è la seguente:

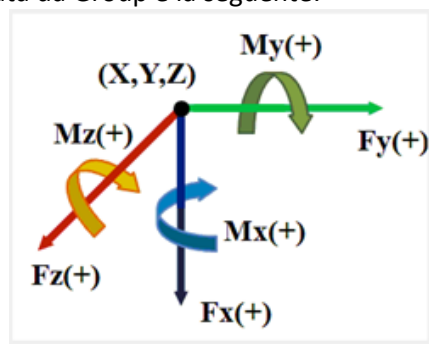


Figura 35. Sistema di riferimento del software Group

Le azioni derivanti dalla struttura di elevazione sono le seguenti:

● Sollecitazioni massime e minime Colonna 3

SLU C3	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLU-STR.66(max)	2,726.18	95.41	-272.85	506.23	223.06	36.01	289.05	72.26
Max Vlong	SLU-STR.66(max)	2,726.18	95.41	-272.85	506.23	223.06	36.01	289.05	72.26
Max Vtrasv	SLU-STR.68(max)	2,624.27	64.11	-194.42	408.86	172.08	35.71	204.71	51.18
Max Mtrasv	SLU-STR.13(max)	2,402.14	65.70	-295.50	576.14	105.72	20.63	302.71	75.68
Max Mlong	SLU-STR.66(max)	2,726.18	95.41	-272.85	506.23	223.06	36.01	289.05	72.26
Max Mtorc	SLU-STR.62(max)	2,662.15	82.40	-254.71	524.26	212.57	37.47	267.71	66.93
Min Vlong	SLU-STR.72(min)	1,178.94	-115.06	-402.03	184.29	-571.32	-61.05	418.17	104.54
MIN Vtrasv	SLU-STR.61(min)	1,208.78	-77.22	-488.82	290.04	-489.97	-60.53	494.88	123.72
MIN Mtrasv	SLU-STR.68(min)	1,157.80	-114.08	-402.93	145.80	-573.33	-63.75	418.77	104.69
MIN Mlong	SLU-STR.68(min)	1,157.80	-114.08	-402.93	145.80	-573.33	-63.75	418.77	104.69
MIN Mtorc	SLU-STR.68(min)	1,157.80	-114.08	-402.93	145.80	-573.33	-63.75	418.77	104.69

SLV C3	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLV.04(max)	1,880.93	131.13	356.73	1,390.07	265.32	17.32	380.07	95.02
Max Vlong	SLV.02(max)	1,775.72	453.44	7.04	675.54	1,009.56	37.63	453.49	113.37
Max Vtrasv	SLV.03(max)	1,871.59	129.43	361.27	1,386.43	264.01	17.25	383.75	95.94
Max Mtrasv	SLV.04(max)	1,880.93	131.13	356.73	1,390.07	265.32	17.32	380.07	95.02
Max Mlong	SLV.02(max)	1,775.72	453.44	7.04	675.54	1,009.56	37.63	453.49	113.37
Max Mtorc	SLV.02(max)	1,775.72	453.44	7.04	675.54	1,009.56	37.63	453.49	113.37
Min Vlong	SLV.03(min)	1,400.77	97.25	307.08	1,329.51	78.55	-12.44	322.11	80.53
MIN Vtrasv	SLV.02(min)	1,300.91	420.30	-45.52	624.16	824.92	8.22	422.76	105.69
MIN Mtrasv	SLV.01(min)	1,295.56	419.56	-42.61	614.98	822.79	7.86	421.72	105.43
MIN Mlong	SLV.03(min)	1,400.77	97.25	307.08	1,329.51	78.55	-12.44	322.11	80.53
MIN Mtorc	SLV.03(min)	1,400.77	97.25	307.08	1,329.51	78.55	-12.44	322.11	80.53

SLE C3	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLE-CAR.66(max)	1,919.94	38.49	-207.09	358.80	84.72	22.04	210.64	52.66
Max Vlong	SLE-CAR.16(max)	1,771.92	59.40	-216.30	456.04	82.29	13.99	224.31	56.08
Max Vtrasv	SLE-CAR.68(max)	1,850.54	17.33	-154.38	294.30	50.49	21.88	155.35	38.84
Max Mtrasv	SLE-CAR.16(max)	1,771.92	59.40	-216.30	456.04	82.29	13.99	224.31	56.08
Max Mlong	SLE-CAR.66(max)	1,919.94	38.49	-207.09	358.80	84.72	22.04	210.64	52.66
Max Mtorc	SLE-CAR.62(max)	1,875.78	29.52	-194.58	371.23	77.49	23.05	196.81	49.20
Min Vlong	SLE-CAR.72(min)	885.66	-104.20	-294.18	142.66	-449.83	-42.84	312.09	78.02
MIN Vtrasv	SLE-CAR.16(min)	1,058.62	-86.88	-374.53	216.96	-369.73	-34.23	384.48	96.12
MIN Mtrasv	SLE-CAR.68(min)	871.08	-103.53	-294.80	116.12	-451.22	-44.70	312.45	78.11
MIN Mlong	SLE-CAR.68(min)	871.08	-103.53	-294.80	116.12	-451.22	-44.70	312.45	78.11
MIN Mtorc	SLE-CAR.68(min)	871.08	-103.53	-294.80	116.12	-451.22	-44.70	312.45	78.11

● Sollecitazioni massime e minime Colonna 4

SLU C4	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLU-STR.20(max)	3,147.22	27.49	755.56	-189.31	102.04	3.52	756.06	189.02
Max Vlong	SLU-STR.14(max)	3,036.33	47.55	705.32	-90.76	147.20	2.97	706.92	176.73
Max Vtrasv	SLU-STR.68(max)	3,082.58	3.80	870.44	16.20	62.22	2.82	870.45	217.61
Max Mtrasv	SLU-STR.61(max)	2,942.81	7.44	796.30	140.28	72.36	1.93	796.33	199.08
Max Mlong	SLU-STR.14(max)	3,036.33	47.55	705.32	-90.76	147.20	2.97	706.92	176.73
Max Mtorc	SLU-STR.24(max)	2,808.83	-20.26	749.68	-255.16	25.40	5.33	749.95	187.49
Min Vlong	SLU-STR.20(min)	2,238.11	-287.37	255.48	-1,051.25	-476.71	-8.77	384.51	96.13
MIN Vtrasv	SLU-STR.61(min)	2,041.23	-214.80	73.11	-1,109.13	-330.60	-8.15	226.90	56.73
MIN Mtrasv	SLU-STR.68(min)	2,182.27	-260.96	136.43	-1,256.46	-432.56	-7.57	294.48	73.62
MIN Mlong	SLU-STR.20(min)	2,238.11	-287.37	255.48	-1,051.25	-476.71	-8.77	384.51	96.13
MIN Mtorc	SLU-STR.18(min)	2,164.09	-209.66	237.64	-934.83	-339.50	-9.54	316.90	79.23

SLV C4	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLV.03(max)	2,287.27	138.17	1,023.34	884.18	356.33	16.00	1,032.62	258.16
Max Vlong	SLV.01(max)	2,102.89	546.80	659.39	154.11	1,229.80	35.93	856.61	214.15
Max Vtrasv	SLV.04(max)	2,245.09	133.94	1,023.71	884.17	350.09	16.21	1,032.43	258.11
Max Mtrasv	SLV.03(max)	2,287.27	138.17	1,023.34	884.18	356.33	16.00	1,032.62	258.16
Max Mlong	SLV.01(max)	2,102.89	546.80	659.39	154.11	1,229.80	35.93	856.61	214.15
Max Mtorc	SLV.02(max)	2,060.71	542.57	659.76	154.10	1,223.56	36.15	854.20	213.55
Min Vlong	SLV.03(min)	2,098.39	110.13	801.79	499.85	305.00	15.06	809.32	202.33
MIN Vtrasv	SLV.01(min)	1,914.01	518.76	437.84	-230.22	1,178.47	34.99	678.83	169.71
MIN Mtrasv	SLV.01(min)	1,914.01	518.76	437.84	-230.22	1,178.47	34.99	678.83	169.71
MIN Mlong	SLV.03(min)	2,098.39	110.13	801.79	499.85	305.00	15.06	809.32	202.33
MIN Mtorc	SLV.03(min)	2,098.39	110.13	801.79	499.85	305.00	15.06	809.32	202.33

SLE C4	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLE-CAR.16(max)	2,384.22	60.16	530.76	-52.89	150.21	4.97	534.16	133.54
Max Vlong	SLE-CAR.16(max)	2,384.22	60.16	530.76	-52.89	150.21	4.97	534.16	133.54
Max Vtrasv	SLE-CAR.68(max)	2,222.80	-1.04	625.42	-39.88	39.97	1.95	625.42	156.36
Max Mtrasv	SLE-CAR.61(max)	2,128.96	1.00	575.44	43.43	45.93	1.35	575.44	143.86
Max Mlong	SLE-CAR.16(max)	2,384.22	60.16	530.76	-52.89	150.21	4.97	534.16	133.54
Max Mtorc	SLE-CAR.16(max)	2,384.22	60.16	530.76	-52.89	150.21	4.97	534.16	133.54
Min Vlong	SLE-CAR.16(min)	1,534.07	-216.03	149.41	-686.95	-343.54	-11.14	262.66	65.67
MIN Vtrasv	SLE-CAR.61(min)	1,514.83	-151.70	91.45	-792.46	-230.57	-5.58	177.13	44.28
MIN Mtrasv	SLE-CAR.68(min)	1,609.55	-183.07	133.97	-891.80	-299.85	-5.19	226.86	56.71
MIN Mlong	SLE-CAR.16(min)	1,534.07	-216.03	149.41	-686.95	-343.54	-11.14	262.66	65.67
MIN Mtorc	SLE-CAR.16(min)	1,534.07	-216.03	149.41	-686.95	-343.54	-11.14	262.66	65.67

● Sollecitazioni massime e minime Colonna 5

SLU C5	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLU-STR.64(max)	7,434.00	93.35	-170.52	773.87	197.60	-8.81	194.40	48.60
Max Vlong	SLU-STR.14(max)	6,575.35	145.88	-183.81	706.49	298.92	-5.08	234.67	58.67
Max Vtrasv	SLU-STR.68(max)	7,096.20	98.05	-73.96	676.74	210.06	-6.22	122.81	30.70
Max Mtrasv	SLU-STR.61(max)	7,214.35	106.28	-174.50	830.51	225.76	-5.42	204.32	51.08
Max Mlong	SLU-STR.14(max)	6,575.35	145.88	-183.81	706.49	298.92	-5.08	234.67	58.67
Max Mtorc	SLU-STR.13(max)	6,604.39	120.60	-223.24	744.73	249.71	-4.65	253.73	63.43
Min Vlong	SLU-STR.24(min)	4,355.52	-162.34	-342.55	35.37	-265.88	-15.42	379.07	94.77
MIN Vtrasv	SLU-STR.61(min)	3,850.19	-75.57	-478.58	54.07	-111.68	-17.55	484.51	121.13
MIN Mtrasv	SLU-STR.68(min)	3,725.59	-138.88	-392.62	-127.79	-234.36	-17.72	416.46	104.11
MIN Mlong	SLU-STR.24(min)	4,355.52	-162.34	-342.55	35.37	-265.88	-15.42	379.07	94.77
MIN Mtorc	SLU-STR.19(min)	4,413.39	-111.42	-390.61	67.09	-178.50	-19.04	406.19	101.55

SLV C5	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLV.04(max)	4,809.28	293.14	520.92	1,581.58	588.39	0.12	597.73	149.43
Max Vlong	SLV.01(max)	4,500.35	852.72	86.99	758.06	1,667.83	-1.12	857.14	214.29
Max Vtrasv	SLV.03(max)	4,772.28	293.22	522.45	1,579.35	589.01	0.26	599.11	149.78
Max Mtrasv	SLV.04(max)	4,809.28	293.14	520.92	1,581.58	588.39	0.12	597.73	149.43
Max Mlong	SLV.01(max)	4,500.35	852.72	86.99	758.06	1,667.83	-1.12	857.14	214.29
Max Mtorc	SLV.03(max)	4,772.28	293.22	522.45	1,579.35	589.01	0.26	599.11	149.78
Min Vlong	SLV.03(min)	3,676.07	270.23	441.71	1,355.17	545.83	-1.12	517.81	129.45
MIN Vtrasv	SLV.02(min)	3,404.65	829.96	4.55	536.75	1,624.65	-2.17	829.98	207.49
MIN Mtrasv	SLV.01(min)	3,404.14	829.73	6.25	533.87	1,624.65	-2.50	829.76	207.44
MIN Mlong	SLV.03(min)	3,676.07	270.23	441.71	1,355.17	545.83	-1.12	517.81	129.45
MIN Mtorc	SLV.01(min)	3,404.14	829.73	6.25	533.87	1,624.65	-2.50	829.76	207.44

SLE C5	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)	V _{tot} (kN)	V _{tot palo} (kN)
Max N	SLE-CAR.64(max)	5,340.13	65.85	-137.32	541.85	140.76	-6.71	152.29	38.07
Max Vlong	SLE-CAR.16(max)	5,106.72	148.24	-184.78	621.52	286.97	-2.79	236.90	59.22
Max Vtrasv	SLE-CAR.68(max)	5,109.34	69.74	-72.31	477.70	150.62	-4.91	100.46	25.12
Max Mtrasv	SLE-CAR.16(max)	5,106.72	148.24	-184.78	621.52	286.97	-2.79	236.90	59.22
Max Mlong	SLE-CAR.16(max)	5,106.72	148.24	-184.78	621.52	286.97	-2.79	236.90	59.22
Max Mtorc	SLE-CAR.16(max)	5,106.72	148.24	-184.78	621.52	286.97	-2.79	236.90	59.22
Min Vlong	SLE-CAR.16(min)	3,379.22	-113.41	-396.41	173.62	-178.20	-16.32	412.32	103.08
MIN Vtrasv	SLE-CAR.16(min)	3,379.22	-113.41	-396.41	173.62	-178.20	-16.32	412.32	103.08
MIN Mtrasv	SLE-CAR.68(min)	2,859.38	-92.81	-286.99	-62.44	-154.15	-12.80	301.63	75.41
MIN Mlong	SLE-CAR.16(min)	3,379.22	-113.41	-396.41	173.62	-178.20	-16.32	412.32	103.08
MIN Mtorc	SLE-CAR.16(min)	3,379.22	-113.41	-396.41	173.62	-178.20	-16.32	412.32	103.08

Avendo considerato la stessa tipologia di fondazione per tutte e tre le colonne si è sviluppato un solo modello di calcolo. Per tutte le fondazioni è stato aggiunto allo sforzo normale il peso proprio della fondazione e del terreno di riempimento opportunamente coefficientati, ed ai momenti, i momenti di trasporto derivanti dal taglio e dagli sforzi normali eccentrici (Colonna 3).

SLU C3	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)
Max N	COLONNA 3-SLU-STR.66(max)	5,004.30	95.41	-272.85	915.50	2,806.13	36.01
Max Vlong	COLONNA 3-SLU-STR.66(max)	5,004.30	95.41	-272.85	915.50	2,806.13	36.01
Max Vtrasv	COLONNA 3-SLU-STR.68(max)	4,902.40	64.11	-194.42	700.48	2,700.19	35.71
Max Mtrasv	COLONNA 3-SLU-STR.13(max)	4,680.27	65.70	-295.50	1,019.39	2,409.32	20.63
Max Mlong	COLONNA 3-SLU-STR.66(max)	5,004.30	95.41	-272.85	915.50	2,806.13	36.01
Max Mtorc	COLONNA 3-SLU-STR.62(max)	4,940.27	82.40	-254.71	906.32	2,751.11	37.47
Min Vlong	COLONNA 3-SLU-STR.72(min)	3,457.07	-115.06	-402.03	787.34	780.21	-61.05
MIN Vtrasv	COLONNA 3-SLU-STR.61(min)	3,486.91	-77.22	-488.82	1,023.28	834.64	-60.53
MIN Mtrasv	COLONNA 3-SLU-STR.68(min)	3,435.93	-114.08	-402.93	750.20	755.60	-63.75
MIN Mlong	COLONNA 3-SLU-STR.68(min)	3,435.93	-114.08	-402.93	750.20	755.60	-63.75
MIN Mtorc	COLONNA 3-SLU-STR.68(min)	3,435.93	-114.08	-402.93	750.20	755.60	-63.75

SLV C3	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)
Max N	COLONNA 3-SLV.04(max)	3,568.43	131.13	356.73	854.98	1,949.56	17.32
Max Vlong	COLONNA 3-SLV.02(max)	3,463.22	453.44	7.04	664.98	2,105.12	37.63
Max Vtrasv	COLONNA 3-SLV.03(max)	3,559.09	129.43	361.27	844.53	1,941.45	17.25
Max Mtrasv	COLONNA 3-SLV.04(max)	3,568.43	131.13	356.73	854.98	1,949.56	17.32
Max Mlong	COLONNA 3-SLV.02(max)	3,463.22	453.44	7.04	664.98	2,105.12	37.63
Max Mtorc	COLONNA 3-SLV.02(max)	3,463.22	453.44	7.04	664.98	2,105.12	37.63
Min Vlong	COLONNA 3-SLV.03(min)	3,088.27	97.25	307.08	868.89	1,333.45	-12.44
MIN Vtrasv	COLONNA 3-SLV.02(min)	2,988.41	420.30	-45.52	692.44	1,495.38	8.22
MIN Mtrasv	COLONNA 3-SLV.01(min)	2,983.06	419.56	-42.61	678.90	1,489.01	7.86
MIN Mlong	COLONNA 3-SLV.03(min)	3,088.27	97.25	307.08	868.89	1,333.45	-12.44
MIN Mtorc	COLONNA 3-SLV.03(min)	3,088.27	97.25	307.08	868.89	1,333.45	-12.44

SLE C3	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)
Max N	COLONNA 3-SLE-CAR.66(max)	3,607.44	38.49	-207.09	669.43	1,946.93	22.04
Max Vlong	COLONNA 3-SLE-CAR.16(max)	3,459.42	59.40	-216.30	780.49	1,765.11	13.99
Max Vtrasv	COLONNA 3-SLE-CAR.68(max)	3,538.04	17.33	-154.38	525.88	1,875.04	21.88
Max Mtrasv	COLONNA 3-SLE-CAR.16(max)	3,459.42	59.40	-216.30	780.49	1,765.11	13.99
Max Mlong	COLONNA 3-SLE-CAR.66(max)	3,607.44	38.49	-207.09	669.43	1,946.93	22.04
Max Mtorc	COLONNA 3-SLE-CAR.62(max)	3,563.28	29.52	-194.58	663.10	1,908.98	23.05
Min Vlong	COLONNA 3-SLE-CAR.72(min)	2,573.16	-104.20	-294.18	583.93	592.13	-42.84
MIN Vtrasv	COLONNA 3-SLE-CAR.16(min)	2,746.12	-86.88	-374.53	778.75	819.22	-34.23
MIN Mtrasv	COLONNA 3-SLE-CAR.68(min)	2,558.58	-103.53	-294.80	558.31	575.15	-44.70
MIN Mlong	COLONNA 3-SLE-CAR.68(min)	2,558.58	-103.53	-294.80	558.31	575.15	-44.70
MIN Mtorc	COLONNA 3-SLE-CAR.68(min)	2,558.58	-103.53	-294.80	558.31	575.15	-44.70

SLU C4	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)
Max N	COLONNA 4-SLU-STR.20(max)	5,425.35	27.49	755.56	-189.31	102.04	3.52
Max Vlong	COLONNA 4-SLU-STR.14(max)	5,314.46	47.55	705.32	-90.76	147.20	2.97
Max Vtrasv	COLONNA 4-SLU-STR.68(max)	5,360.71	3.80	870.44	16.20	62.22	2.82
Max Mtrasv	COLONNA 4-SLU-STR.61(max)	5,220.93	7.44	796.30	140.28	72.36	1.93
Max Mlong	COLONNA 4-SLU-STR.14(max)	5,314.46	47.55	705.32	-90.76	147.20	2.97
Max Mtorc	COLONNA 4-SLU-STR.24(max)	5,086.95	-20.26	749.68	-255.16	25.40	5.33
Min Vlong	COLONNA 4-SLU-STR.20(min)	4,516.23	-287.37	255.48	-1,051.25	-476.71	-8.77
MIN Vtrasv	COLONNA 4-SLU-STR.61(min)	4,319.36	-214.80	73.11	-1,109.13	-330.60	-8.15
MIN Mtrasv	COLONNA 4-SLU-STR.68(min)	4,460.40	-260.96	136.43	-1,256.46	-432.56	-7.57
MIN Mlong	COLONNA 4-SLU-STR.20(min)	4,516.23	-287.37	255.48	-1,051.25	-476.71	-8.77
MIN Mtorc	COLONNA 4-SLU-STR.18(min)	4,442.22	-209.66	237.64	-934.83	-339.50	-9.54

SLV C4	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)
Max N	COLONNA 4-SLV.03(max)	3,974.77	138.17	1,023.34	884.18	356.33	16.00
Max Vlong	COLONNA 4-SLV.01(max)	3,790.39	546.80	659.39	154.11	1,229.80	35.93
Max Vtrasv	COLONNA 4-SLV.04(max)	3,932.59	133.94	1,023.71	884.17	350.09	16.21
Max Mtrasv	COLONNA 4-SLV.03(max)	3,974.77	138.17	1,023.34	884.18	356.33	16.00
Max Mlong	COLONNA 4-SLV.01(max)	3,790.39	546.80	659.39	154.11	1,229.80	35.93
Max Mtorc	COLONNA 4-SLV.02(max)	3,748.21	542.57	659.76	154.10	1,223.56	36.15
Min Vlong	COLONNA 4-SLV.03(min)	3,785.89	110.13	801.79	499.85	305.00	15.06
MIN Vtrasv	COLONNA 4-SLV.01(min)	3,601.51	518.76	437.84	-230.22	1,178.47	34.99
MIN Mtrasv	COLONNA 4-SLV.01(min)	3,601.51	518.76	437.84	-230.22	1,178.47	34.99
MIN Mlong	COLONNA 4-SLV.03(min)	3,785.89	110.13	801.79	499.85	305.00	15.06
MIN Mtorc	COLONNA 4-SLV.03(min)	3,785.89	110.13	801.79	499.85	305.00	15.06

SLE C4	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)
Max N	COLONNA 4-SLE-CAR.16(max)	4,071.72	60.16	530.76	-52.89	150.21	4.97
Max Vlong	COLONNA 4-SLE-CAR.16(max)	4,071.72	60.16	530.76	-52.89	150.21	4.97
Max Vtrasv	COLONNA 4-SLE-CAR.68(max)	3,910.30	-1.04	625.42	-39.88	39.97	1.95
Max Mtrasv	COLONNA 4-SLE-CAR.61(max)	3,816.46	1.00	575.44	43.43	45.93	1.35
Max Mlong	COLONNA 4-SLE-CAR.16(max)	4,071.72	60.16	530.76	-52.89	150.21	4.97
Max Mtorc	COLONNA 4-SLE-CAR.16(max)	4,071.72	60.16	530.76	-52.89	150.21	4.97
Min Vlong	COLONNA 4-SLE-CAR.16(min)	3,221.57	-216.03	149.41	-686.95	-343.54	-11.14
MIN Vtrasv	COLONNA 4-SLE-CAR.61(min)	3,202.33	-151.70	91.45	-792.46	-230.57	-5.58
MIN Mtrasv	COLONNA 4-SLE-CAR.68(min)	3,297.05	-183.07	133.97	-891.80	-299.85	-5.19
MIN Mlong	COLONNA 4-SLE-CAR.16(min)	3,221.57	-216.03	149.41	-686.95	-343.54	-11.14
MIN Mtorc	COLONNA 4-SLE-CAR.16(min)	3,221.57	-216.03	149.41	-686.95	-343.54	-11.14

SLU C5	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)
Max N	COLONNA 5-SLU-STR.64(max)	9,712.13	93.35	-170.52	773.87	197.60	-8.81
Max Vlong	COLONNA 5-SLU-STR.14(max)	8,853.48	145.88	-183.81	706.49	298.92	-5.08
Max Vtrasv	COLONNA 5-SLU-STR.68(max)	9,374.32	98.05	-73.96	676.74	210.06	-6.22
Max Mtrasv	COLONNA 5-SLU-STR.61(max)	9,492.48	106.28	-174.50	830.51	225.76	-5.42
Max Mlong	COLONNA 5-SLU-STR.14(max)	8,853.48	145.88	-183.81	706.49	298.92	-5.08
Max Mtorc	COLONNA 5-SLU-STR.13(max)	8,882.51	120.60	-223.24	744.73	249.71	-4.65
Min Vlong	COLONNA 5-SLU-STR.24(min)	6,633.65	-162.34	-342.55	35.37	-265.88	-15.42
MIN Vtrasv	COLONNA 5-SLU-STR.61(min)	6,128.32	-75.57	-478.58	54.07	-111.68	-17.55
MIN Mtrasv	COLONNA 5-SLU-STR.68(min)	6,003.72	-138.88	-392.62	-127.79	-234.36	-17.72
MIN Mlong	COLONNA 5-SLU-STR.24(min)	6,633.65	-162.34	-342.55	35.37	-265.88	-15.42
MIN Mtorc	COLONNA 5-SLU-STR.19(min)	6,691.51	-111.42	-390.61	67.09	-178.50	-19.04

SLV C5	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)
Max N	COLONNA 5-SLV.04(max)	6,496.78	293.14	520.92	1,581.58	588.39	0.12
Max Vlong	COLONNA 5-SLV.01(max)	6,187.85	852.72	86.99	758.06	1,667.83	-1.12
Max Vtrasv	COLONNA 5-SLV.03(max)	6,459.78	293.22	522.45	1,579.35	589.01	0.26
Max Mtrasv	COLONNA 5-SLV.04(max)	6,496.78	293.14	520.92	1,581.58	588.39	0.12
Max Mlong	COLONNA 5-SLV.01(max)	6,187.85	852.72	86.99	758.06	1,667.83	-1.12
Max Mtorc	COLONNA 5-SLV.03(max)	6,459.78	293.22	522.45	1,579.35	589.01	0.26
Min Vlong	COLONNA 5-SLV.03(min)	5,363.57	270.23	441.71	1,355.17	545.83	-1.12
MIN Vtrasv	COLONNA 5-SLV.02(min)	5,092.15	829.96	4.55	536.75	1,626.42	-2.17
MIN Mtrasv	COLONNA 5-SLV.01(min)	5,091.64	829.73	6.25	533.87	1,624.65	-2.50
MIN Mlong	COLONNA 5-SLV.03(min)	5,363.57	270.23	441.71	1,355.17	545.83	-1.12
MIN Mtorc	COLONNA 5-SLV.01(min)	5,091.64	829.73	6.25	533.87	1,624.65	-2.50

SLE C5	COMB.	N (kN)	V _{LONG} (kN)	V _{TRASV} (kN)	M _{TRASV} (kN·m)	M _{LONG} (kN·m)	M _{TORC} (kN·m)
Max N	COLONNA 5-SLE-CAR.64(max)	7,027.63	65.85	-137.32	541.85	140.76	-6.71
Max Vlong	COLONNA 5-SLE-CAR.16(max)	6,794.22	148.24	-184.78	621.52	286.97	-2.79
Max Vtrasv	COLONNA 5-SLE-CAR.68(max)	6,796.84	69.74	-72.31	477.70	150.62	-4.91
Max Mtrasv	COLONNA 5-SLE-CAR.16(max)	6,794.22	148.24	-184.78	621.52	286.97	-2.79
Max Mlong	COLONNA 5-SLE-CAR.16(max)	6,794.22	148.24	-184.78	621.52	286.97	-2.79
Max Mtorc	COLONNA 5-SLE-CAR.16(max)	6,794.22	148.24	-184.78	621.52	286.97	-2.79
Min Vlong	COLONNA 5-SLE-CAR.16(min)	5,066.72	-113.41	-396.41	173.62	-178.20	-16.32
MIN Vtrasv	COLONNA 5-SLE-CAR.16(min)	5,066.72	-113.41	-396.41	173.62	-178.20	-16.32
MIN Mtrasv	COLONNA 5-SLE-CAR.68(min)	4,546.88	-92.81	-286.99	-62.44	-154.15	-12.80
MIN Mlong	COLONNA 5-SLE-CAR.16(min)	5,066.72	-113.41	-396.41	173.62	-178.20	-16.32
MIN Mtorc	COLONNA 5-SLE-CAR.16(min)	5,066.72	-113.41	-396.41	173.62	-178.20	-16.32

I carichi vengono applicati all'intradosso e nel baricentro geometrico della fondazione così come nell'immagine seguente:

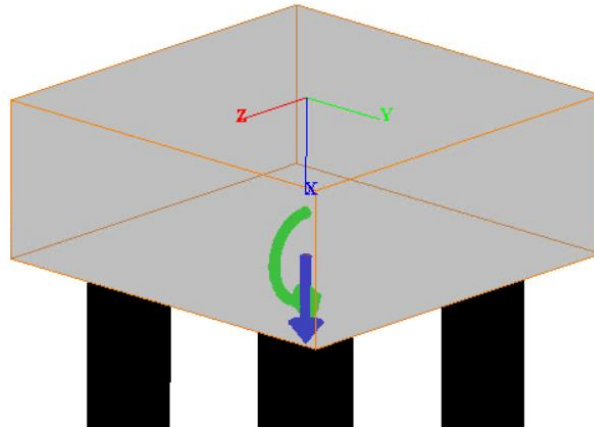


Figura 36. Applicazione dei carichi sulla palificata (piano xyz)

9.2 Risultati delle analisi

Il modello di calcolo riprende le geometrie in precedenza riportate, ed associa alle caratteristiche del palo quelle del terreno con la stratificazione riportata al par.4.3.

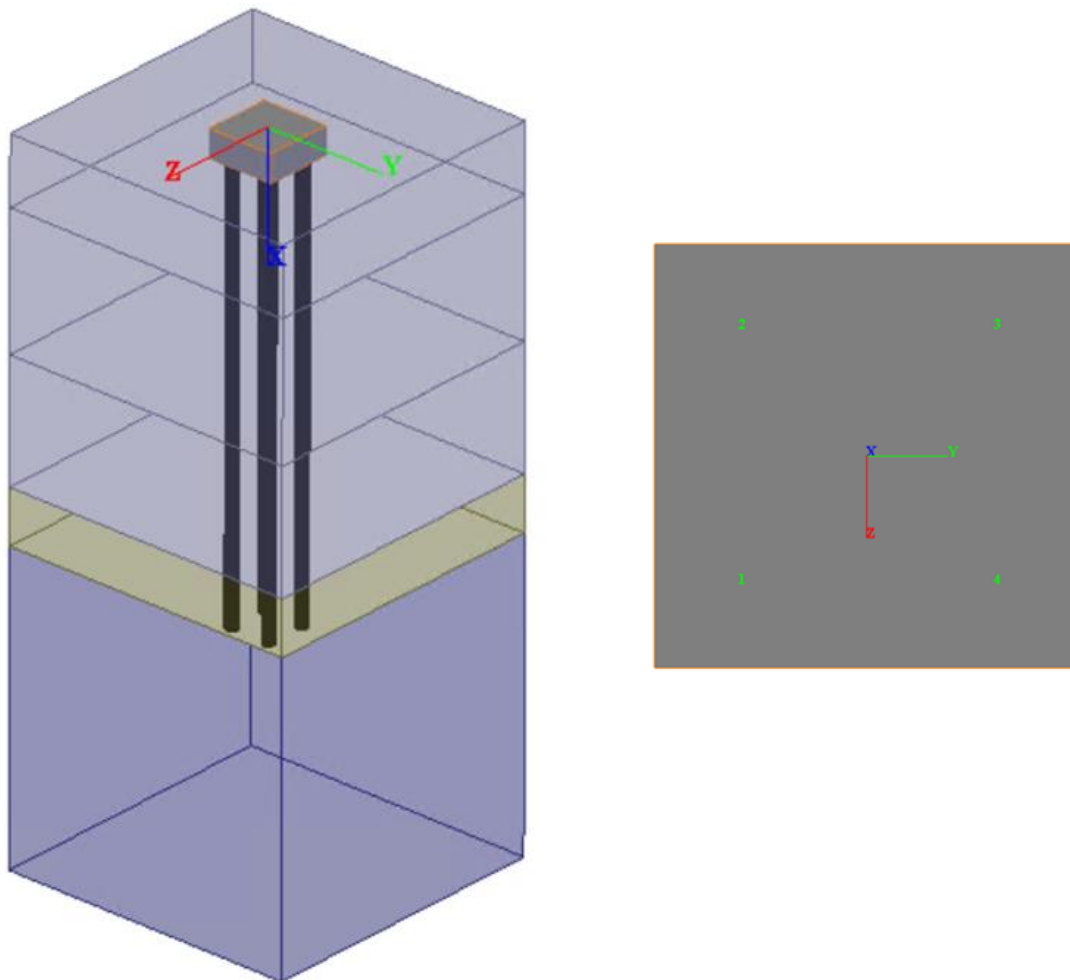


Figura 37. Modello fondazione colonne 3-4-5

I risultati sintetici sono di seguito riassunti per gli involuipi massimi e minimi delle combinazioni di carico analizzate:

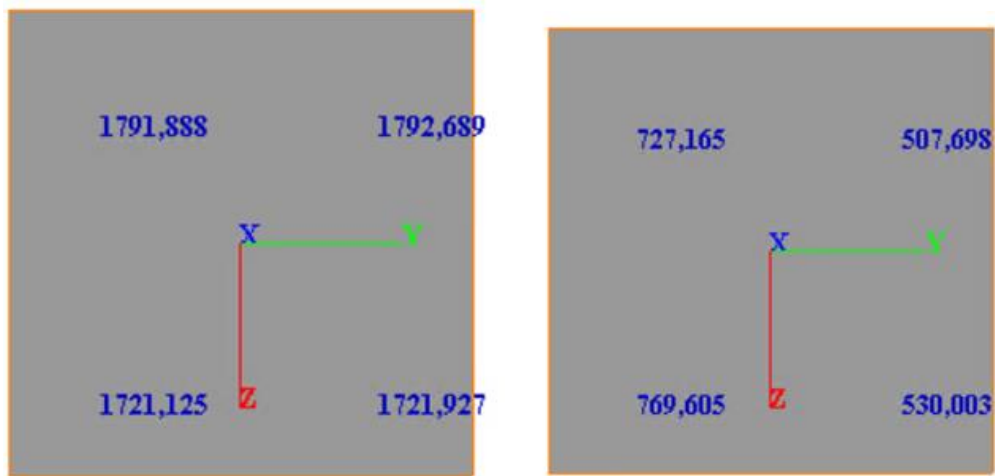


Figura 38. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLE

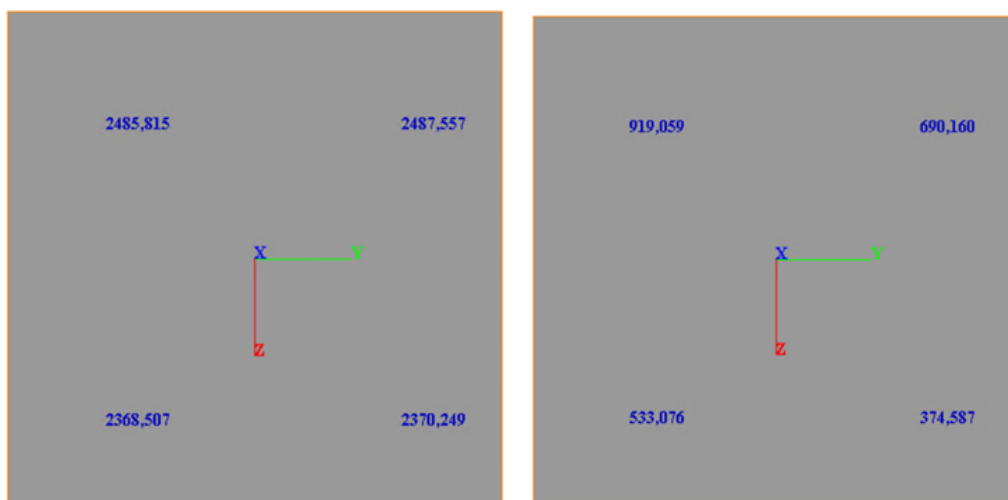


Figura 39. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLU/SLV

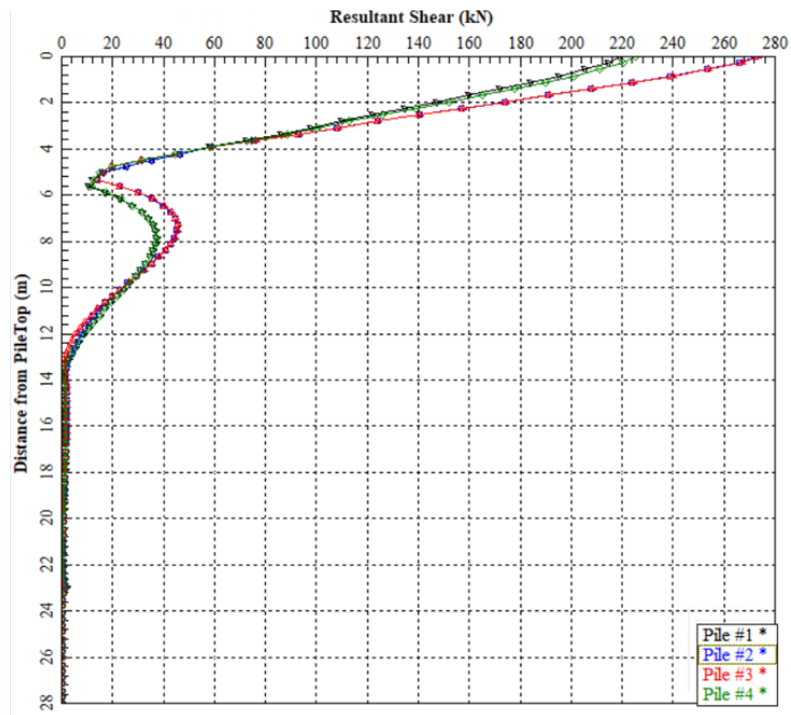


Figura 40. Andamento del taglio lungo i pali (SLU/SLV)

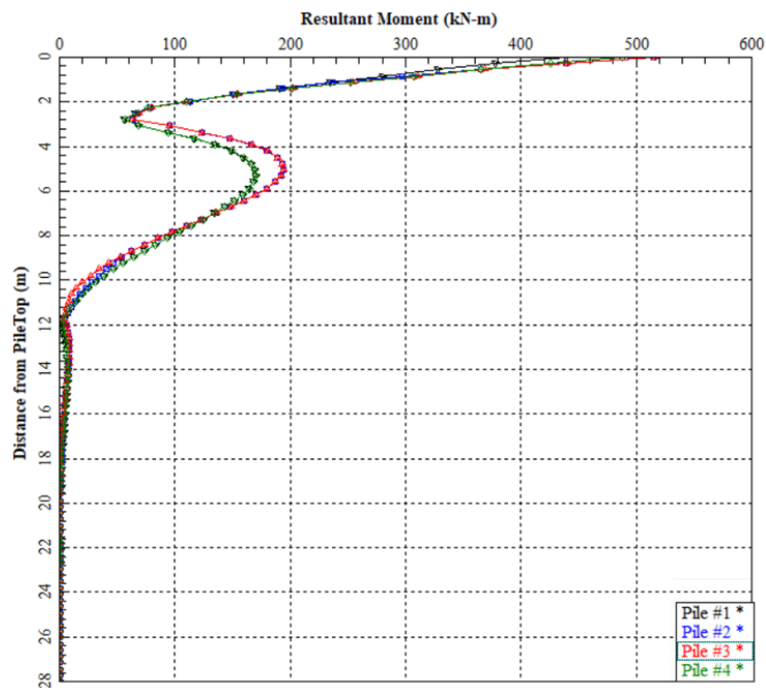


Figura 41. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLU/SLV)

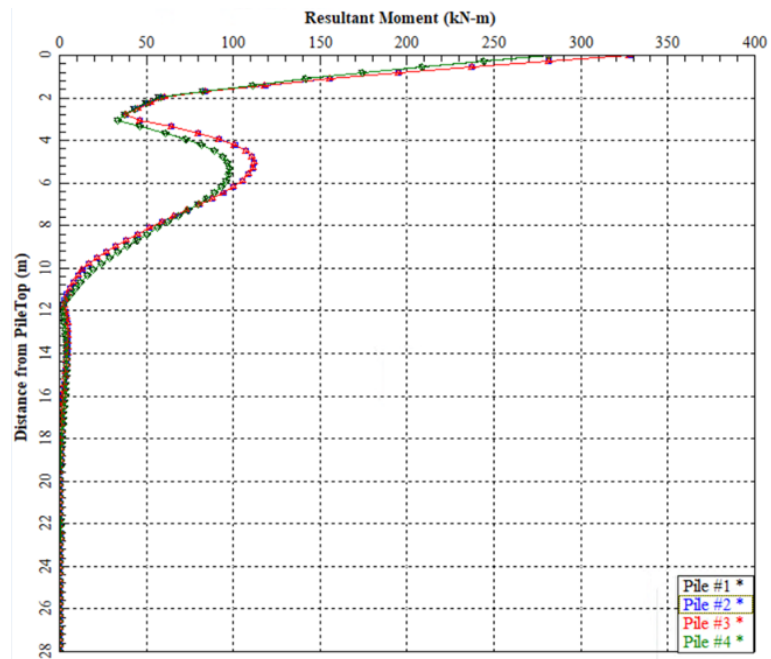


Figura 42. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLE)

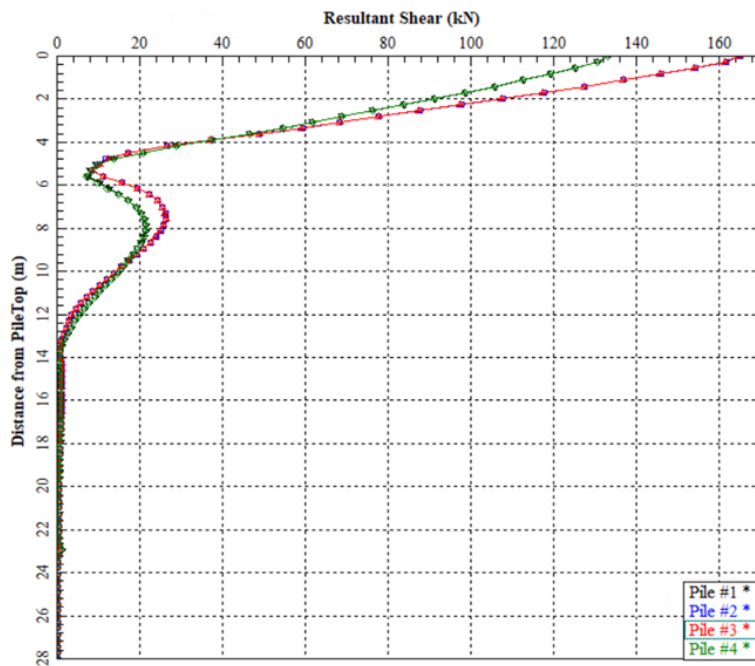


Figura 43. Andamento del taglio lungo i pali (SLE)

9.3 Risultati delle verifiche

9.3.1 Verifica di carico limite verticale della palificata

Metodo di Tomlinson (1994):

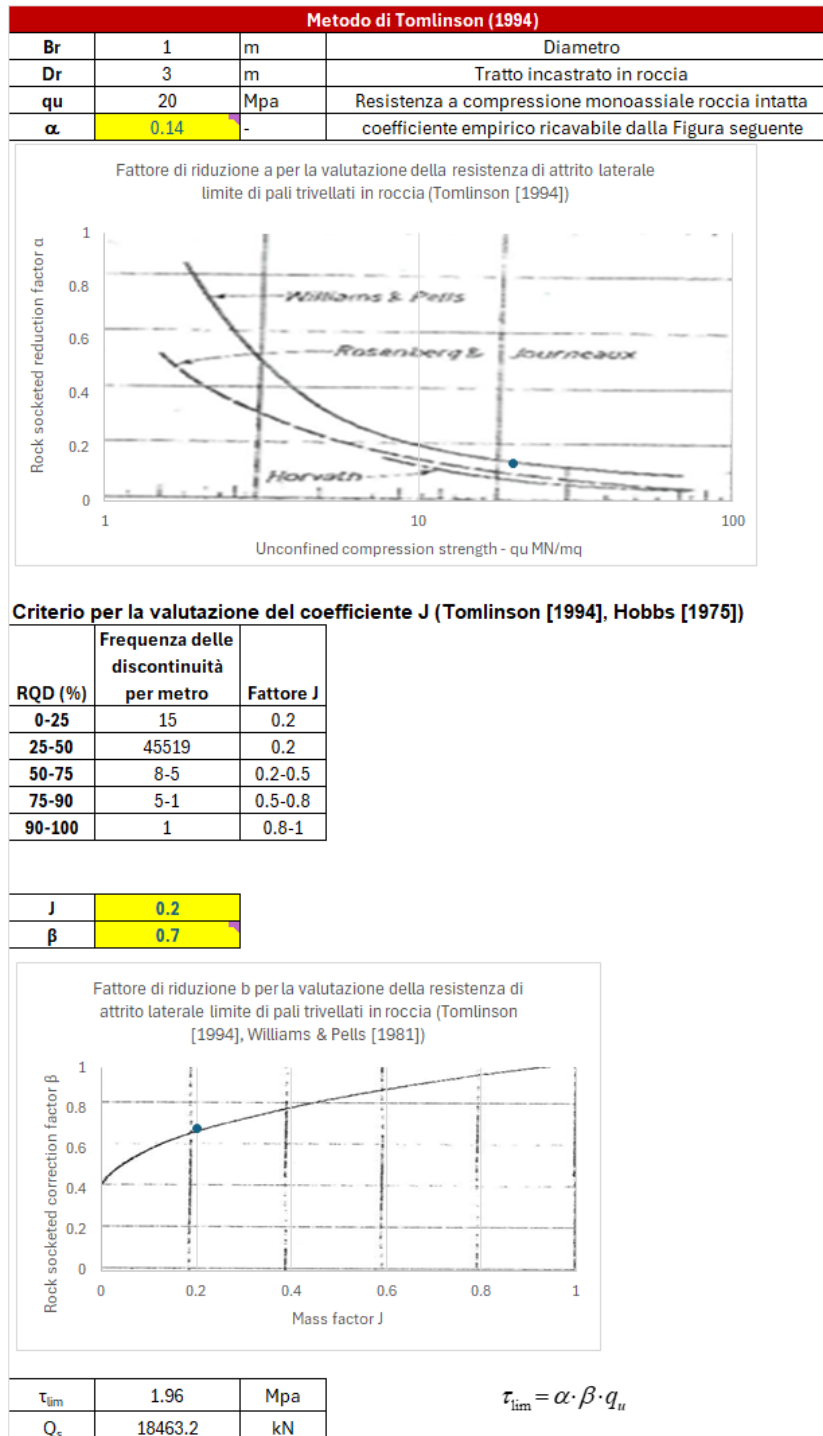


Figura 44. Risultati metodo di Tomlinson (1994)

Metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993):

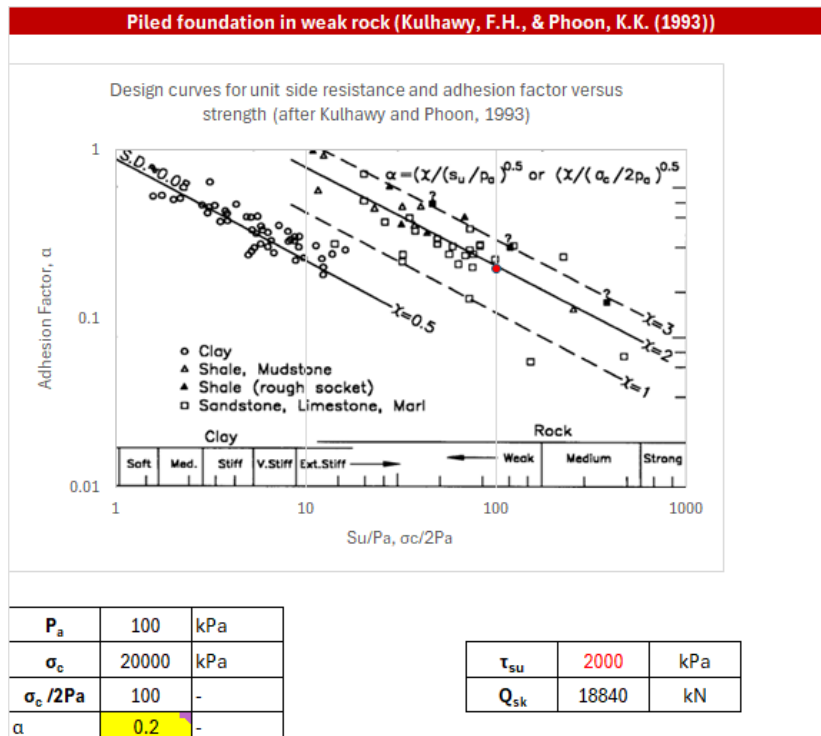


Figura 45. Risultati metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993)

I due metodi forniscono valori pressochè uguali, quindi si ritiene valido utilizzare il metodo di Tomlinson (leggermente più cautelativo):

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

n. di verticali indagate	ξ
1	1.70

Coefficiente di resistenza	γR
Base	1.35
Laterale in compressione	1.15
Laterale in trazione	1.25

Metodo adottato	Tomlinson		
q_s (kPa)	1960.00	Q_s (kN)	18463.2

f_{ctd} (MPa)	1.193789076	>	q_{sd} (MPa)	1.152941	se $q_{sd} > f_{cd}$ devi limitare la tensione limite all' f_{cd}
Valore utilizzato	1.152941176	Mpa	18463.20	kN	

$R_{d,c}$	9444.09	kN	Resistenza di calcolo a compressione
$R_{d,t}$	8688.56	kN	Resistenza di calcolo a trazione

VERIFICA A COMPRESSIONE			
	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (+)
SLU - (A1+M1+R3)	3227	9444	2.93
SLV - (EQK+M1+R3)	3056	9444	3.09
VERIFICA A TRAZIONE			
	N _{d,c} (kN)	R _{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	0	8689	-
SLV - (EQK+M1+R3)	0	8689	-

Figura 46. Risultati delle verifiche

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9.3.2 Verifica carico limite in direzione trasversale

Il momento plastico del palo è definito da una armatura costituita da 22 ϕ 22, che fornisce un valore di 1206.5 kN m.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
 Raggio = 500 (mm)
 Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 γ_c = 1.5
 α_{cc} = 0.85

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

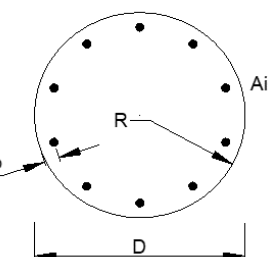
Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)
 γ_s = 1.15
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)
 E_s = 206000 (Mpa)
 ϵ_{ys} = 0.190%
 ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero		diametro (mm)		area (mm ²)	copriferro (mm)
22	▲▼	ϕ 22	▲▼	8363	82
0	▲▼	ϕ 20	▲▼	0	30
0	▲▼	ϕ 8	▲▼	0	30



Calcolo

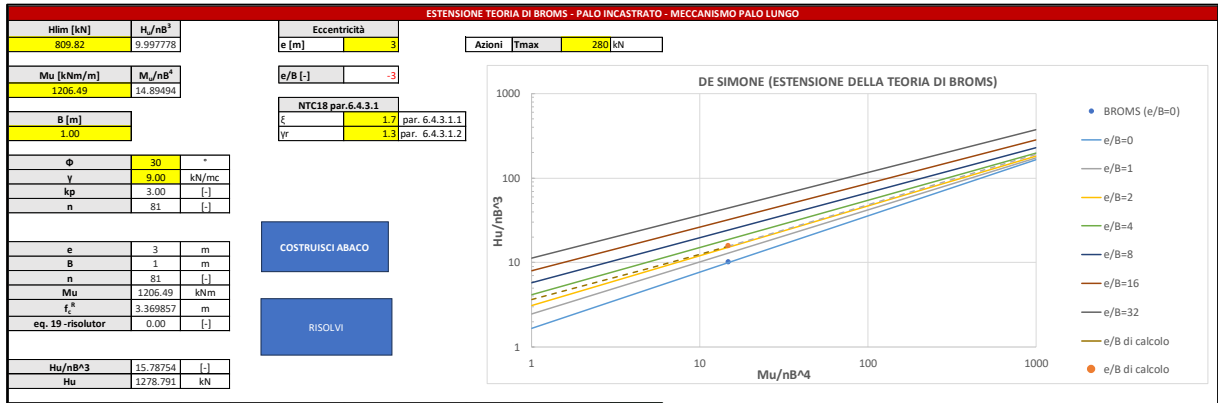
Momento di Plasticizzazione

$M_y = 1206.5$ (kN m)

Inserisci

Figura 47. Definizione del momento di plasticizzazione

La figura seguente mostra i risultati in termini di carico limite in direzione trasversale:



soluzione e/B [-]=-3	M_u/nB⁴	14.89494	H_u/nB³	15.78754106	H_{u,k} [kN]	1278.790825	H_{u,d} [kN]	578.6384	FS	2.07
-----------------------------	-------------------------------------	----------	-------------------------------------	-------------	-----------------------------	-------------	-----------------------------	-----------------	----	-------------

Figura 48. Calcolo della capacità portante in direzione trasversale

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9.3.3 Verifica dei cedimenti allo SLE

Si riportano di seguito i valori degli spostamenti verticali ottenuti per i plinti di fondazione su pali nella combinazione SLE:

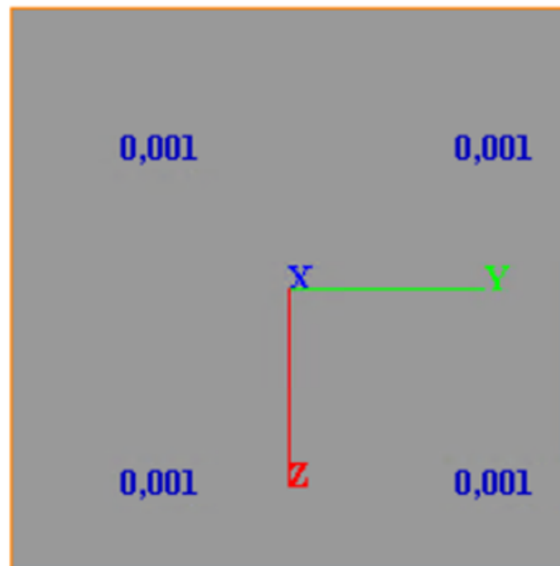


Figura 49. Cedimento massimo su ciascun palo (SLE)

I valori calcolati sono pienamente compatibili con la funzionalità dell'opera.

Si riportano, in aggiunta, i valori di spostamento in fondazione, i quali risultano anche essi accettabili:

Tabella 10. Spostamenti e rotazioni del plinto di fondazione

u_x (m)	u_y (m)	u_z (m)	θ_x (rad)	θ_y (rad)	θ_z (rad)
0.0013	0.00055	0.0011	1.37e-5	5.44e-5	0.00013

9.3.4 Verifica strutturale del palo

Le verifiche strutturali SLE/SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti MRd, NRd che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le armature previste nei pali sono le seguenti:

- Armatura longitudinale: 22Ø22
- Spirale: Ø12/30
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Si definisce di conseguenza una incidenza media di armatura pari a 110 kg/mc.

1-VER-C.A_SHEAR&FLEX-circular_R30_Colonne3-4-5

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

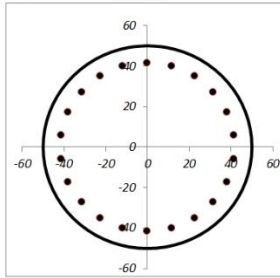
Combinazione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]
SLE Quasi Permanente	0	0	0
SLE Frequente	0	330	164
SLE Rara	0	330	164
SLU	0	510	280
SLV	0	510	280

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Diametro	D	100	[cm]
Copri ferro netto	c	6.0	[cm]
Area calcestruzzo	A _{cl}	7854	[cm ²]
Copri ferro baricentrico	C _{baric}	8.3	[cm]
Altezza utile della sezione	d	91.7	[cm]

Armatura longitudinale			
	1° STRATO	2° STRATO	
Numero Barre	n _{barre} [-]	22	0
Diametro	Φ [mm]	22	0
Posizione dal lembo esterno	C _{baric} [cm]	8.3	0.0
Area strato	A _{st} [cm ²]	83.63	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.065%	
% minima di armatura	ρ _{min} [%]	0.40%	

Armatura trasversale (spirale/staffe/spilli)			
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	12	0
Numero bracci	n _{br}	2	0
Passo	s _{tr} [cm]	30	0
Area armatura a metro per tipo	A _{tr} /s _{tr}	7.54	0
Area armatura a metro totale	[cm ² /m]	7.54	



Disposizione delle barre nella sezione trasversale

Verifica Interassi e interferri			
	1° STRATO	2° STRATO	
Interferro di progetto	[cm]	10.00	-
Interferro minimo	[cm]	5.80	-
Interasse di progetto	[cm]	12.00	-
Interasse massimo	[cm]	25.00	-

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo			
Resistenza cubica a compressione	R _{ck} [MPa]	30	
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [MPa]	25	
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [MPa]	33.00	
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [MPa]	2.56	
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [MPa]	14.17	
Modulo elastico calcestruzzo	E _{cm} [MPa]	31476	

Acciaio			
Barre: ad Aderenza migliorata			
Resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk} [MPa]	450	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _s	1.15	
Resistenza di progetto a snervamento	f _{sd} [MPa]	391.3	
Modulo elastico	E	200000	

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Approccio di verifica:

NTC18 / EC 2 -2

Verifica Tensionale			
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [MPa]	0.00	< 11.25
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [MPa]	4.93	< 15.00
Acciaio SLE Rara	σ _s [MPa]	150.6	< 360.00

Verifica di fessurazione			
		Quasi perm.	Frequente
Altezza efficace del calcestruzzo teso	h _{eff} [cm]	-	23.27
Area efficace del calcestruzzo teso	A _{eff} [cm ²]	-	1388
	A _s [cm ²]	-	26.61
Rapporto dell'acciaio sull'area di calcestruzzo efficace	ρ _{eff} [%]	-	1.92%
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4	0.6
Coefficiente funzione delle proprietà di aderenza dell'armatura	k ₁	0.8	0.8
Coefficiente funzione della distribuzione delle deformazioni	k ₂	1.0	0.5
Funzione dipendente dal copri ferro	k ₃	3.4	3.4
	k ₄	0.425	0.425
		media	media
Tensione di verifica:			
Massima tensione nell'armatura alla formazione della fessura	σ _s [MPa]	0.0	134.7
Distanza massima tra le fessure (eq.7.11 di EN 1992-1-1)	s _{r,max} [mm]	-	439.8
Differenza tra deformazione media dell'armatura e del cls	(ε _{sm} - ε _{cm})	-	0.040%
Ampiezza delle fessure	w _d [mm]	0.000	0.178
Ampiezza delle fessure limite	w _{lim} [mm]	0.200	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Per la verifica a taglio si fa riferimento al metodo di Clarke-Birjandi 1993:

$\sin(\alpha) = 2r_v/\pi r$	con $(0 < \alpha < \pi/2)$	[-]	0.531
$A_v = r^2 [\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$		[cm ²]	6451
$d = r[1 + \sin(\alpha)]$		[cm]	76.5
$b_w = A_v/d$		[cm]	84.3

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)	V _{Ed} [kN]	280
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Ed} [kN]	0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd1} [kN]	328
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Ed}	1.17

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotani(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	1532
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	508
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	508
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Ed}	1.81

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			
		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Ed} [kNm]	510	510
Sforzo Normale concomitante	N _{Ed} [kN]	0	0

Verifica di resistenza			
		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1204	1204
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Ed}	2.36	2.36

DOMINIO M-N

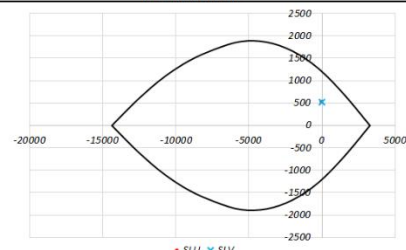


Figura 50.

Verifica strutturale del palo – condizione Mmax Nmin

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

10. RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 6-7

Per i risultati e le verifiche delle fondazioni delle Colonne 6 e 7, essendo queste in comune con le Colonne 1 e 2 della stazione si rimanda all'elaborato MGE1P2LVSTRSBRR003.

11. INTERFACCIA CON LE OPERE ESISTENTI

11.1 Descrizione

Le nuove strutture in prossimità del ponte Brignole esistente e del sottopasso Canevari sono state progettate per assolvere la loro funzione strutturale e non indurre alcun effetto sulle strutture esistenti che possa inficiarne la funzionalità. Le strutture esistenti sono descritte all'interno del report "MGE1P2LVSTEMSSR001-00 RELAZIONE SULLO STATO DI FATTO". In particolare:

- Tutte le nuove strutture sono fondate su pali intestati nel substrato roccioso in modo da trasferire il carico in profondità e non influenzare il terreno circostante.
- Le opere di sostegno sono sufficientemente rigide da indurre minimi spostamenti a tergo. Inoltre, tutte le strutture esistenti sono fondate su pali e quindi non risentono dei seppur minimi movimenti del terreno in superficie prodotti durante le attività di scavo
- Sono stati prese tolleranze sul posizionamento delle nuove fondazioni e opere provvisori in modo da non entrare in contatto con le strutture esistenti.
- Verrà predisposto un sistema di monitoraggio per verificare che la costruzione delle nuove opere non induca cedimenti alle strutture esistenti e in modo da intervenire in maniera tempestiva tramite azioni correttive qualora necessario

11.2 Raccomandazioni

Nonostante non si preveda che le nuove strutture in progetto arrechino un impatto sulle strutture esistenti, si predispongono le seguenti raccomandazioni da seguire in fase di progettazione esecutiva:

- Si raccomanda di eseguire la verifica strutture esistenti tramite pozzetti esplorativi al fine di identificare l'ubicazione e geometria delle fondazioni delle strutture esistenti in prossimità di quelle di progetto
- Predisporre la verifica dello stato di consistenza delle opere esistenti al fine di verificare presenza di eventuali ammaloramenti, fessure, scostamenti dal progetto
- Predisporre un sistema di monitoraggio per individuare eventuali spostamenti delle strutture esistenti durante le fasi di scavo e costruzione

12. CONCLUSIONI

La presente relazione tratta la progettazione delle opere di fondazione della piastra di collegamento della Stazione Brignone Sant'Agata alle strutture esistenti del Sottopasso Brignole e del Ponte Brignole.

Le soluzioni progettuali previste sono state verificate nelle condizioni ritenute più significative per il comportamento delle opere e sono state condotte tutte le verifiche previste dalla Normativa a dimostrazione dell'adeguatezza e dell'efficacia delle soluzioni progettuali.

13. OUTPUT

Per gli output delle analisi svolte si rimanda agli allegati di calcolo.