



Società di
Committenza
Regionale



MINISTERO
DELLA
CULTURA



MINISTERO
DELL'INTERNO



CITTÀ DI TORINO

Piano Nazionale per gli investimenti Complementari al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR). Programma D.1: Piano degli investimenti strategici sui siti del patrimonio culturale, edifici e aree naturali

DIREZIONE OPERE PUBBLICHE

COMMITTENTE SCR Piemonte		COMUNE Città di TORINO		
LIVELLO PROGETTUALE PROGETTO ESECUTIVO				
CUP C14E21001220001	TITOLO INTERVENTO "TORINO, IL SUO PARCO, IL SUO FIUME: MEMORIA E FUTURO" REALIZZAZIONE DELLA BIBLIOTECA CIVICA E RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO			
CODICE OPERA 22044D02				
ELABORATO N. ST514	TITOLO ELABORATO Relazione di calcolo - Fondazioni			
DATA EMISSIONE 22/05/2025	SCALA	AREA PROGETTUALE STRUTTURALE		
FORMATO DI STAMPA A4	CODICE GENERALE ELABORATO 22044D02_3_0_E_ST_00_CD_514_1		NOME FILE 22044D02_3_0_E_ST_00_CD_514_1	
VERSIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO
0	22/05/2025	Emissione Progetto Esecutivo a seguito dei pareri espressi dagli Enti preposti in Cds	MJW	MJW
1	24/07/2025	Integrazioni a seguito del rapporto di controllo verifica ai fini della validazione	MJW	MJW
IMPRESA AGGIUDICATARIA				
		COBAR S.p.A. Sede Legale: Via Selva 101; Sede Amm.: Via Monte Pollino 3 70022 Altamura (Ba) Italy		
RTP PROGETTAZIONE				
Capogruppo Mandataria:		Integrazione Prestazioni Specialistiche:		
		Arch. Michele Beccu - ABDR Architetti Associati S.r.l.		
Mandanti:		Progettazione Categoria Edilizia - Beni Tutelati:		
		Arch. Filippo Raimondo - ABDR Architetti Associati S.r.l.		
		Progettazione Categoria Strutture		
Manens S.p.A.		Ing. Massimo Majowiecki - MJW STRUCTURES		
Dott. Geol. Roberto Salucci		Progettazione Impianti Elettrici e Speciali		
Biobyte s.r.l. Ing. Maria Cairoli Dott. Enrico Moretti		Ing. Massimo Cadorin - Manens S.p.A.		
Ing. Roberto De Lieto Vollaro Ing. Alessandro Leonardi		Progettazione Impianti Meccanici		
Arch. Laura Calcagnini		Ing. Viliam Stefanutti - Manens S.p.A.		
		Geologo		
		Consulenti Acustica Sala		
		Consulenti Comfort acustico ambientale		
		Consulenti Progettazione Antincendio		
		Consulente Ambiente/DNSH		
		Timbri e Firme		
		Documento firmato digitalmente		
COMMITTENTE				
		Responsabile del Procedimento: Arch. Bruno Smania		
ORGANISMO DI CONTROLLO				
CONTECO S.p.A.		Responsabile di Commessa: Ing. Tiziana Costanzo		

COMUNE di TORINO

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO - FONDAZIONI

Tabella di revisione

Revisione	Data	Descrizione	Eseguito da	Controllato da	Approvato da
R00	22/05/2025	Emissione Progetto Esecutivo a seguito dei pareri espressi dagli Enti preposti in CdS	S.Pinardi	S.Pinardi	M. Majowiecki

Sommario

1	Premessa.....	5
2	Descrizione generale degli interventi	6
2.1	Fondazioni corpi scale A, B, C, D, E ed F	6
2.2	Fondazioni impalcati Maniche	9
2.3	Fondazioni Galleria	11
2.4	Paratie per Fondazioni Scale E e F	12
2.5	Zona ribassata Manica BCC – Micropali IRS	12
2.6	Fondazioni setti Torre Scenica	13
2.7	Fondazioni setti struttura UTA.....	14
3	Relazioni specifiche e allegati	14

1 Premessa

Il presente documento riporta gli esiti delle analisi e delle verifiche di calcolo condotte sulle strutture di fondazione connesse agli interventi strutturali previsti nell'ambito della complessiva riqualificazione del Teatro Nuovo di Torino.

Le nuove strutture di fondazione sono divisibili nei seguenti interventi:

- Intervento 1 - fondazioni corpi scala A, B, C, D, E ed F;
- Intervento 2 - fondazioni impalcati Maniche;
- Intervento 3 - fondazioni Galleria;
- Intervento 4 - paratie per le fondazioni delle Scale E e F
- Intervento 5 - micropali IRS per la zona ribassata della Manica BCC
- Intervento 6 - fondazioni setti Torre Scenica
- Intervento 7 - Fondazioni setti struttura UTA

Nelle pagine seguenti si riporta una breve descrizione degli interventi e si rimanda agli Allegati per maggiori dettagli.

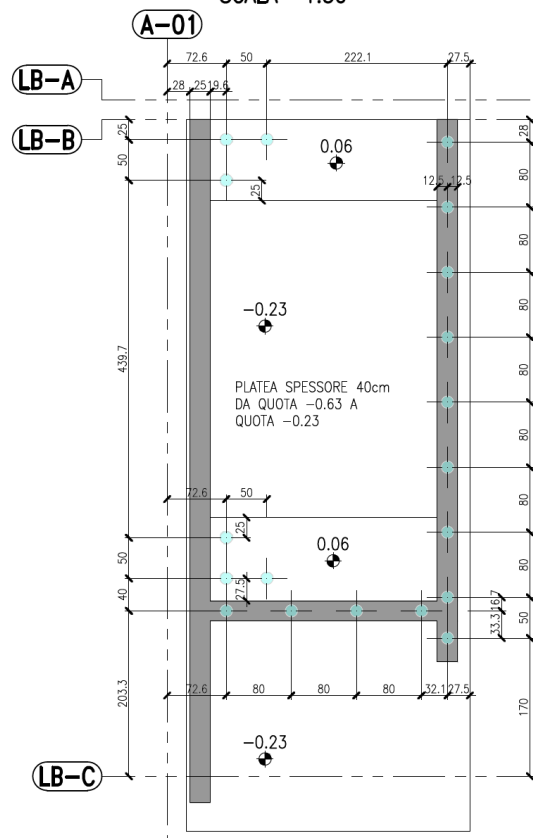
2 Descrizione generale degli interventi

2.1 Fondazioni corpi scala A, B, C, D, E ed F

Le strutture di fondazione dei nuovi corpi scala sono realizzate mediante micropali trivellati aventi le seguenti disposizioni e caratteristiche:

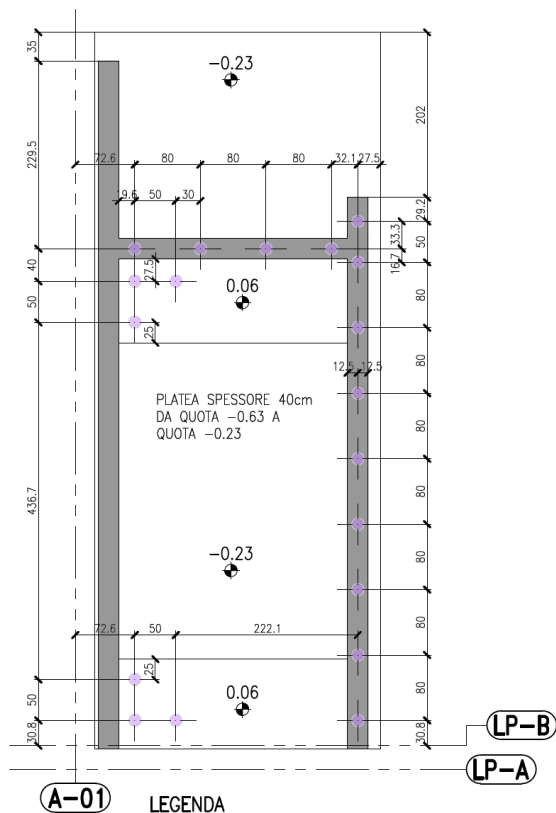
PIANTA TRACCIAMENTO MICROPALI SCALA "A"

SCALA 1:50



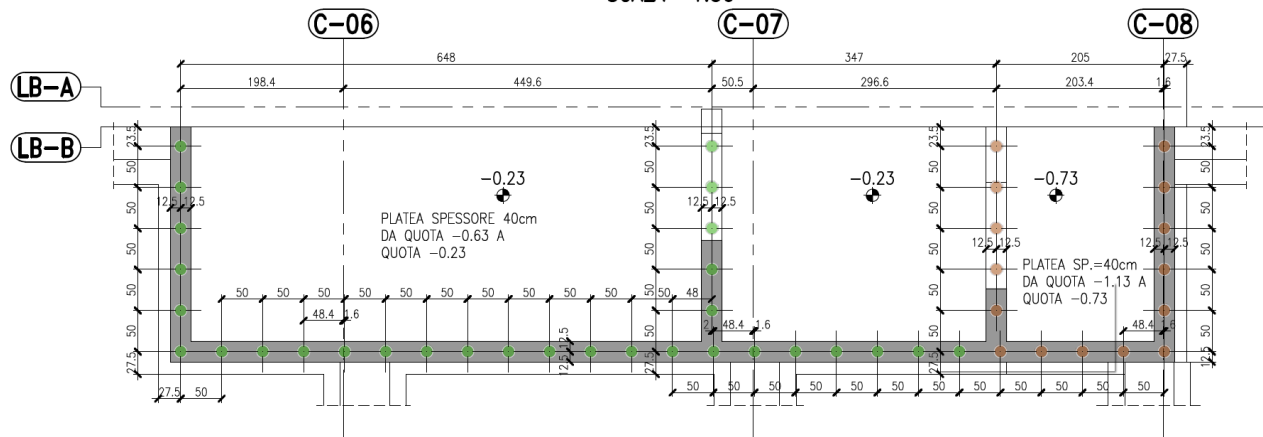
PIANTA TRACCIAMENTO MICROPALI SCALA "B"

SCALA 1:50



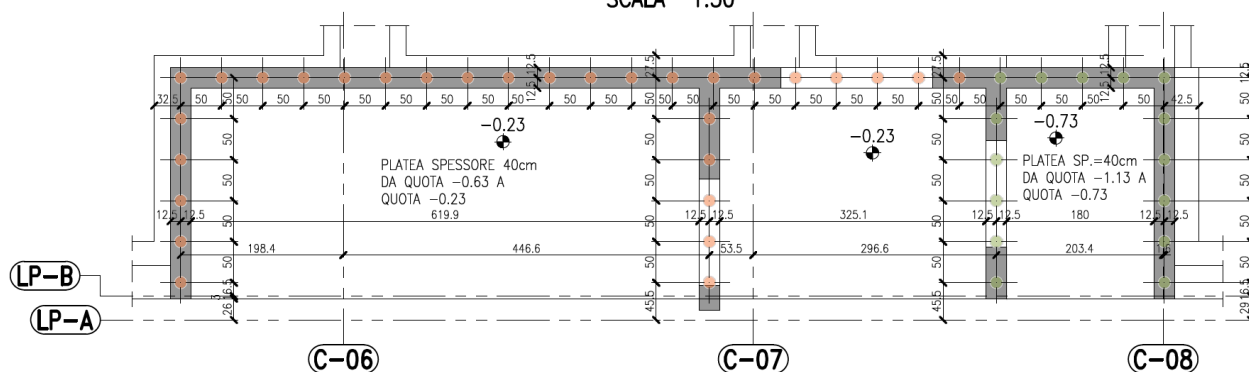
PIANTA TRACCIAMENTO MICROPALI SCALA "C"

SCALA 1:50



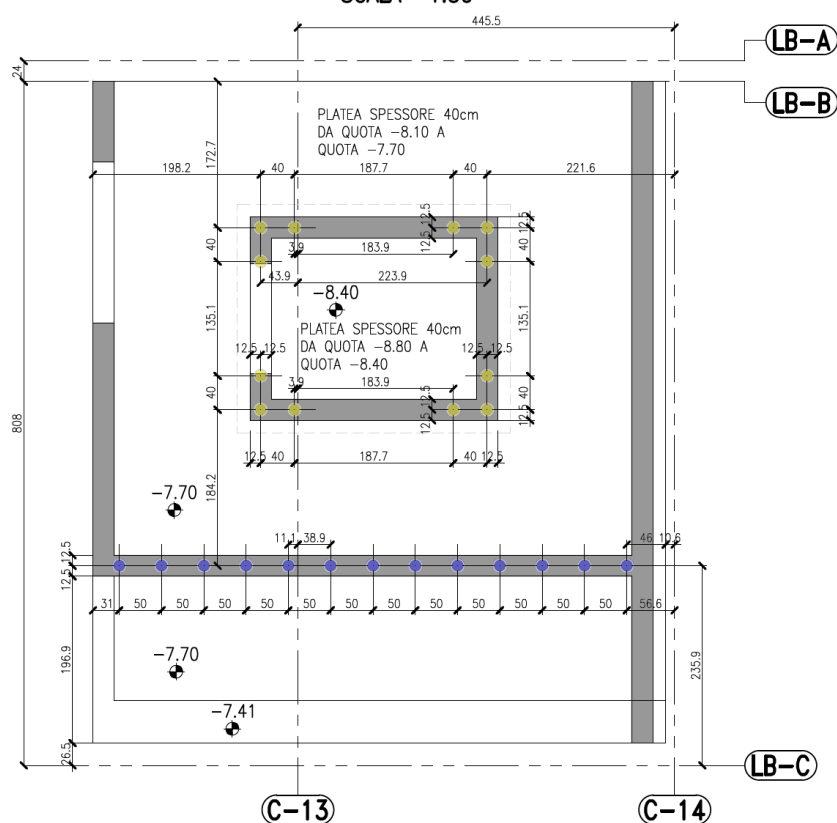
PIANTA TRACCIAMENTO MICROPALI SCALA "D"

SCALA 1:50

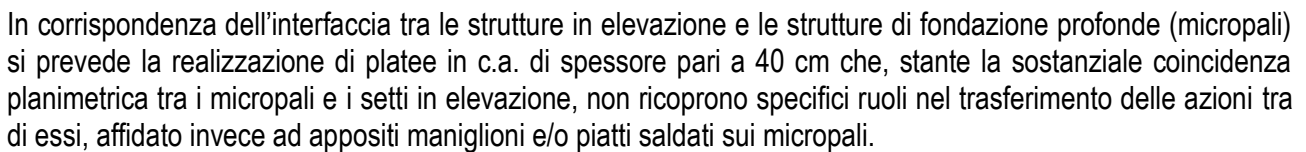


PIANTA TRACCIAMENTO MICROPALI SCALA "E"

SCALA 1:50



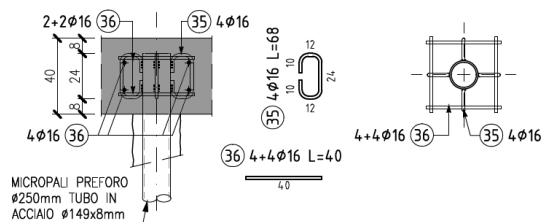
SCALA 1:50



SCALA 1:25

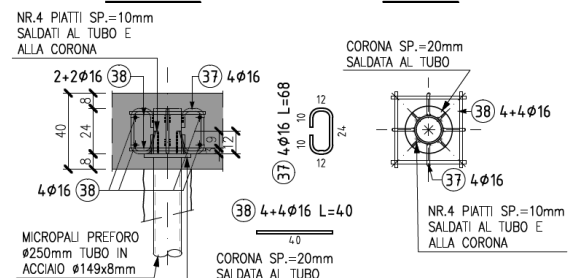
SEZIONE

PIANTA



SCALA 1:25

SEZIONE

PIANTA

Laddove presenti situazioni anomale rispetto a quanto sopra (micropali al di fuori dell'impronta dei setti in elevazione – blocchi A e B, sostegno pilastri metallici dei nuovi impalcati delle maniche – blocchi E ed F) è stato previsto l'ispessimento della platea di fondazione con cordoli rialzati nello spessore del vespaio areato finalizzati a promuovere la rigidezza della fondazione e la conseguente distribuzione delle azioni in fondazione.

2.2 Fondazioni impalcati Maniche

Per l'appoggio a terra delle strutture metalliche a sostegno dei nuovi impalcati delle maniche BCC e PET si prevedono fondazioni dirette a graticcio di travi rovesce composto da:

- cordolo perimetrale longitudinale a “L”, con ciabatta dim. 70x40 cm e cordolo rialzato dim. 40x29 cm;
- travi trasversali di collegamento a “T rovescia”, con sezioni tipologiche
 - (tipo 1) ciabatta dim. 100x40 cm e cordolo rialzato 60x29 cm;
 - (tipo 2) ciabatta dim. 120x40 cm e cordolo rialzato 60x29 cm;
 - (tipo 3) ciabatta dim. 200x60 cm e cordolo rialzato 120x29 cm;

In corrispondenza di allineamenti ravvicinati si prevede l'unione delle ciabatte delle travi trasversali di collegamento con realizzazione di un unico elemento maggiorato a doppia nervatura.

Tutte le fondazioni di cui al presente paragrafo sono poste ad una quota pari a – 24 cm rispetto al p.p.f., con nervatura nello spessore del vespaio areato.

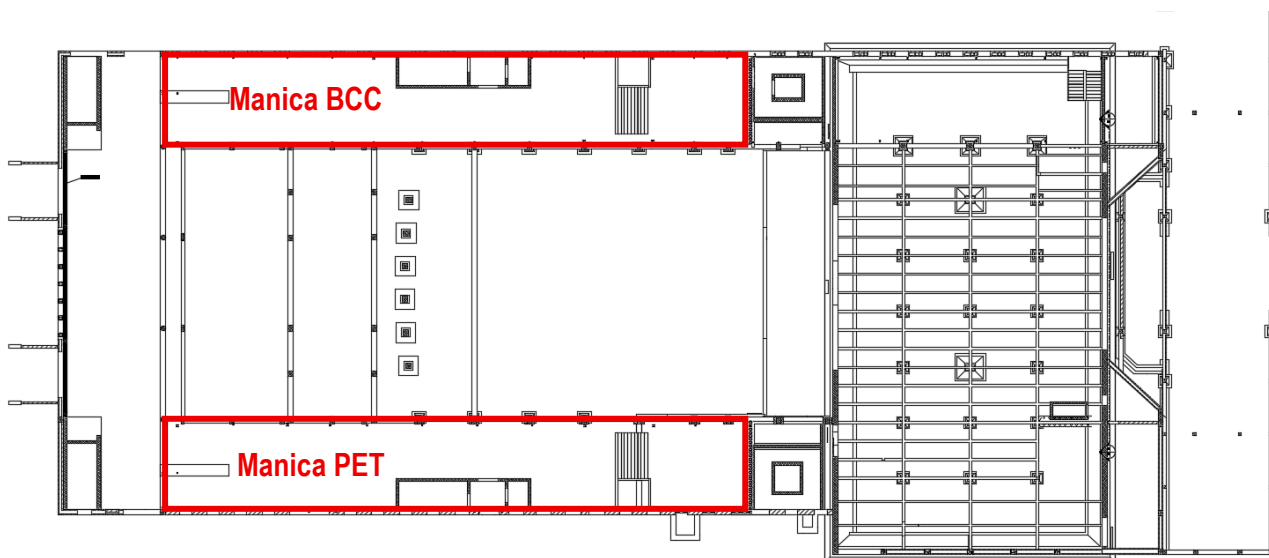


Figura 1. Maniche BCC e PET con nuovi impalcati e fondazioni a graticcio di travi rovesce.

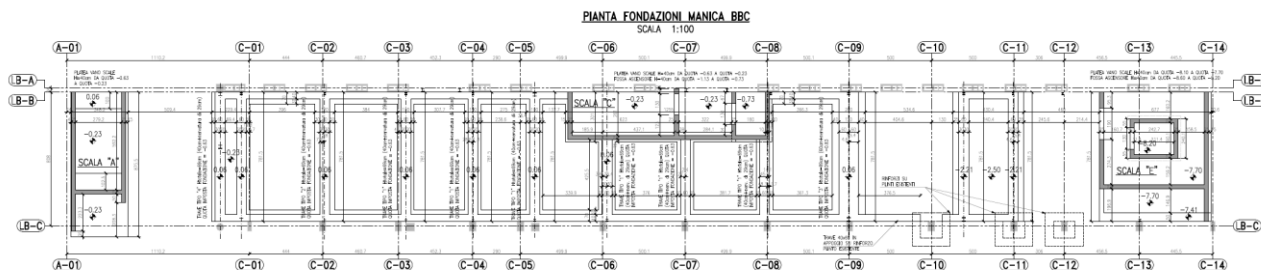


Figura 2. Carpenteria fondazioni manica BCC

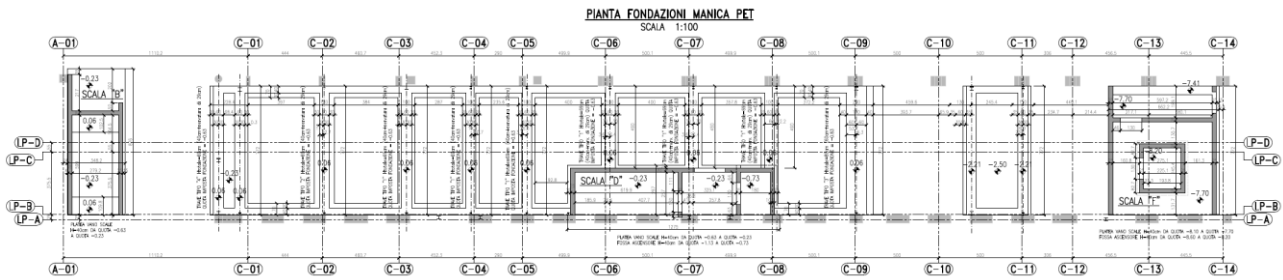
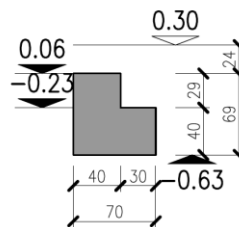


Figura 3. Carpenteria fondazioni manica PET

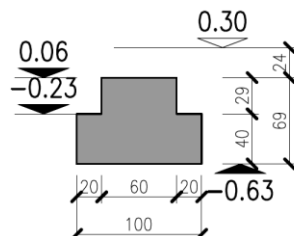
SEZIONE TIPICA CORDOLO DI UNIONE TRAVI E PLATEE

SCALA 1:50



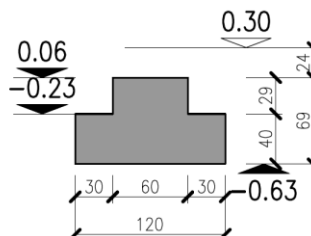
SEZIONE TRAVE TIPO "1"

SCALA 1:50



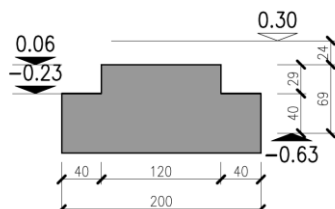
SEZIONE TRAVE TIPO "2"

SCALA 1:50



SEZIONE TRAVE TIPO "3"

SCALA 1:50



SEZIONE TRAVE TIPO "4"

SCALA 1:50

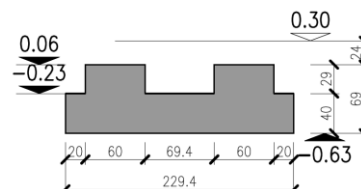
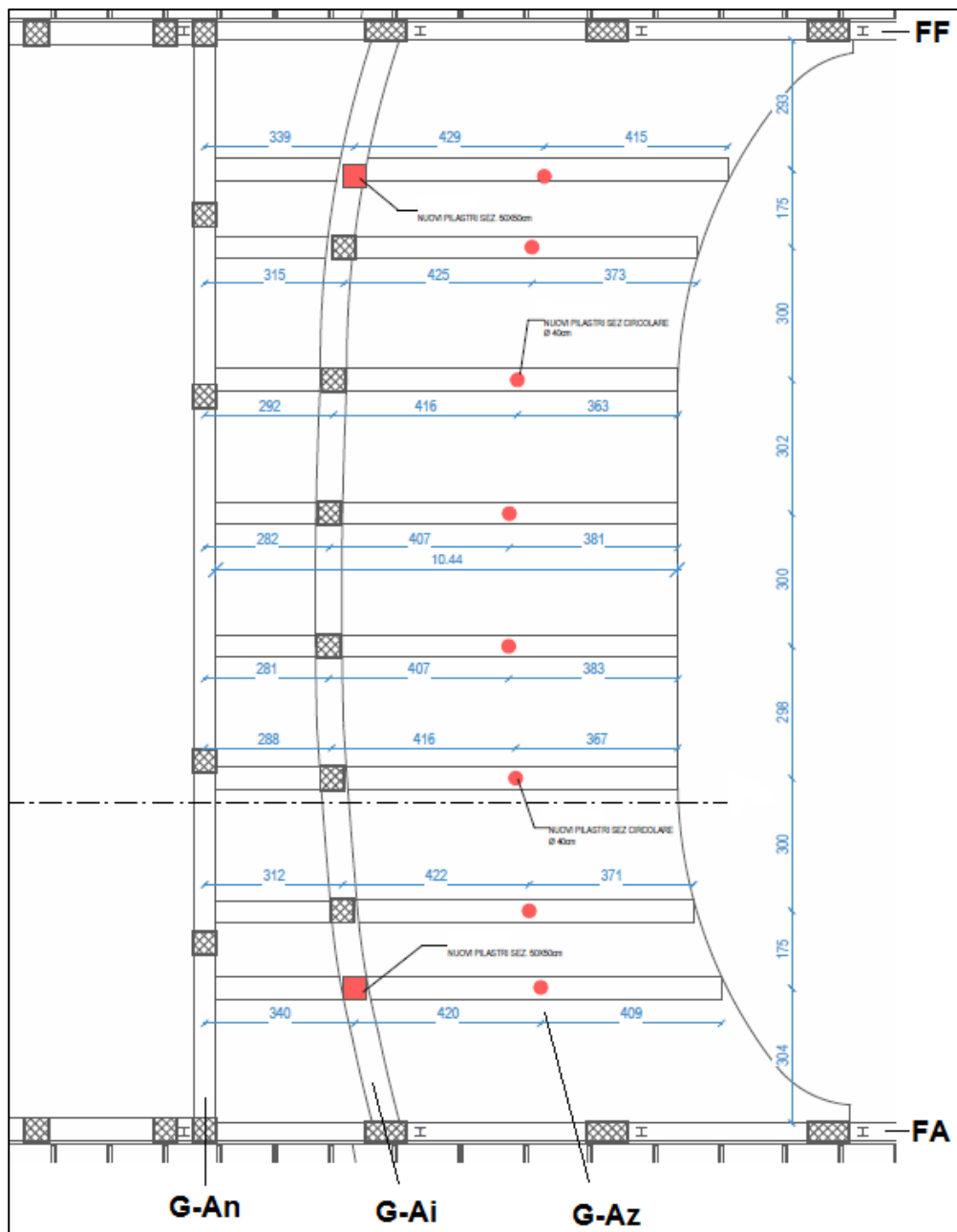


Figura 4. Sezioni tipologiche travi di fondazione

2.3 Fondazioni Galleria

Il progetto prevede una soletta in c.a. a pianta pressochè rettangolare di 24.5m x 10.8-13.5m, sostenuta puntualmente da due ordini di colonne e uno sbalzo verso il palcoscenico di estensione media di circa 3.8 m. Lo spessore della soletta è costante, pari a 26 cm con armatura diffusa nelle due direzioni. La porzione di soletta a sbalzo è alleggerita con corpi cavi di polietilene. La soletta è nervata con travi estradossate ad altezza variabile a gradoni poste in corrispondenza dei pilastri interni, sui bordi è sostenuta in semplice appoggio dalle travi di bordo esistenti di cui è previsto il rinforzo strutturale. L'architettura della platea prevede la rimozione e il rifacimento di due delle colonne rettangolari interne.



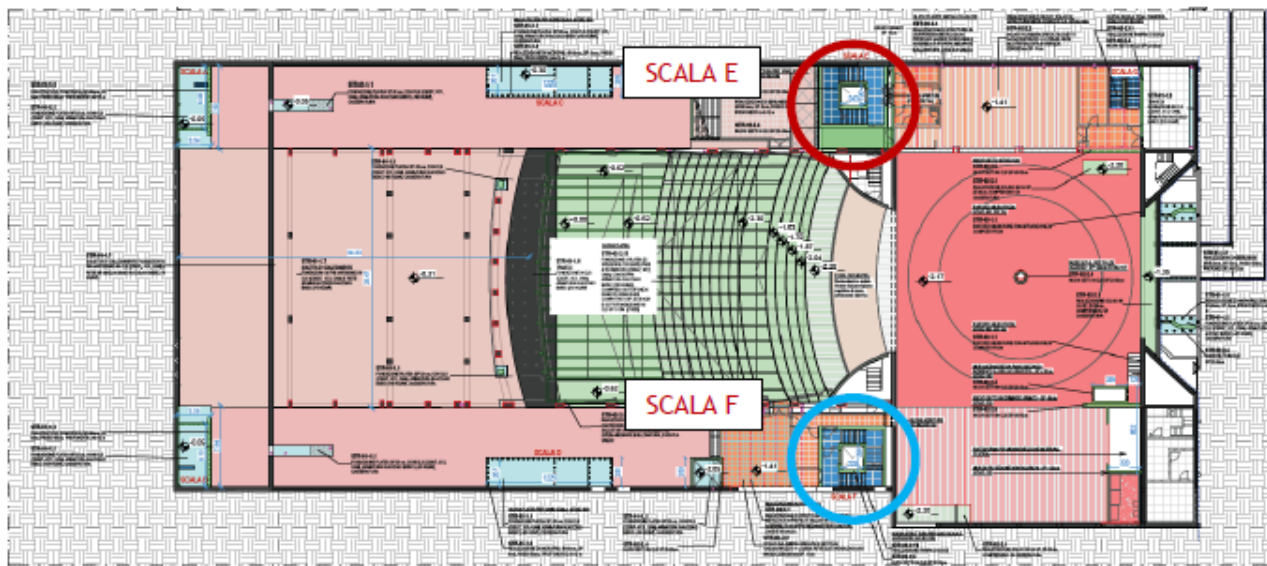
Schema planimetrico di riferimento della nuova Galleria

2.4 Paratie per Fondazioni Scale E e F

Sono previste delle paratie a sostegno degli scavi per la realizzazione dei nuovi corpi scala E ed F.

Queste saranno costituite da berlinesi di micropali, ancorate con chiodi di tipo passivo. Le paratie in oggetto verranno intese come opere di progetto definitive, atte a sostenere la spinta delle terre – in condizioni statiche e sismiche – che altrimenti graverebbero sui nuovi setti murari.

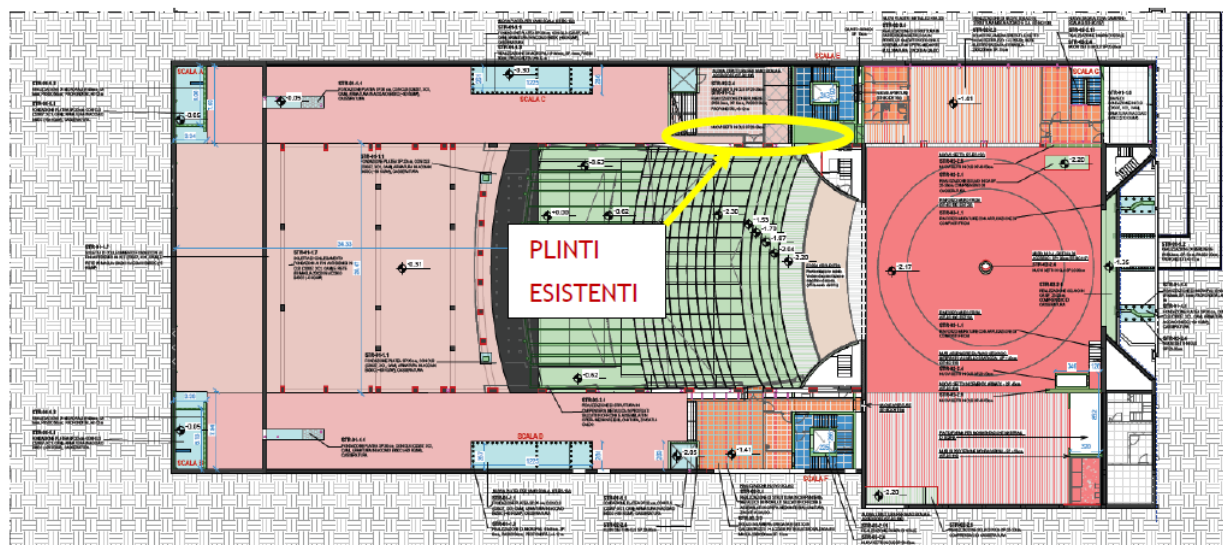
Nell'figura seguente si evidenziano le due aree oggetto di indagine.



2.5 Zona ribassata Manica BCC – Micropali IRS

L'intervento interessa le strutture di fondazione di alcuni plinti esistenti sul lato interno della Manica BCC, nella zona individuata nella figura successiva.

A causa dell'approfondimento del piano di calpestio ai due lati dei plinti in esame, risulta necessario, per le strutture portate da tali plinti, realizzare un nuovo sistema di fondazione più profondo, sia nella fase provvisoria di costruzione, sia in relazione alla nuova configurazione di progetto delle opere circostanti.



Per limitare al massimo la deformabilità nei confronti dei carichi verticali, la nuova fondazione sarà di tipo profondo, costituita da micropali armati con tubolare in acciaio; i micropali saranno inoltre di tipo IRS (iniezioni ripetute e selettive), prevedendo cioè iniezioni ad alta pressione entro una serie di valvole predisposte nella parte più profonda dell'armatura. Ciò fornisce una capacità portante molto superiore ed una deformabilità a parità di carico molto inferiore rispetto a micropali di pari lunghezza non eseguiti in pressione.

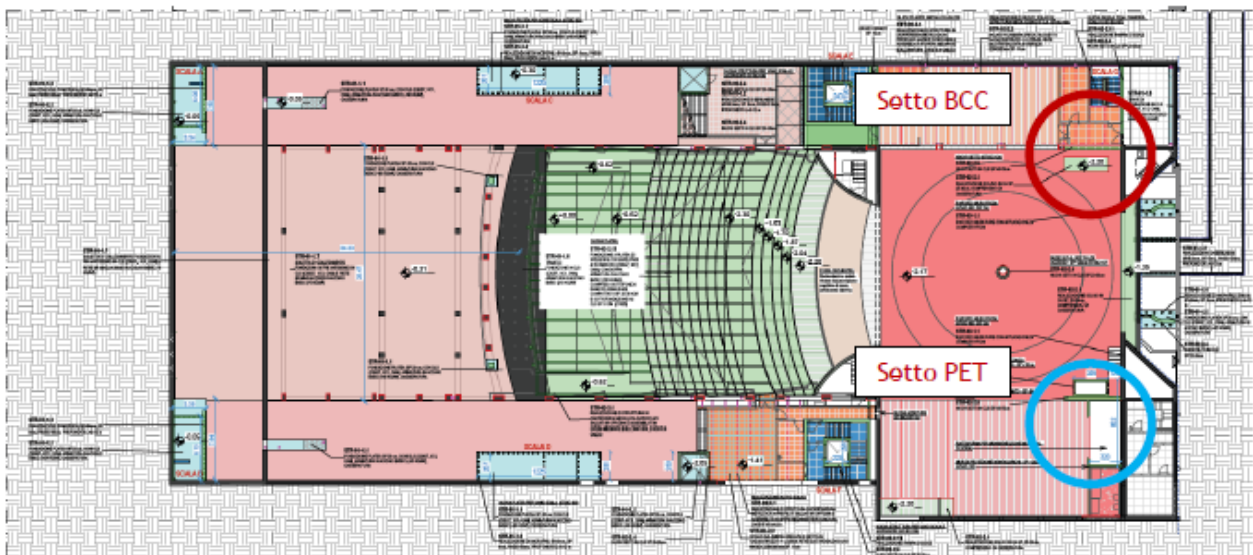
Il sistema di fondazione sarà collegato alle strutture esistenti in modo da realizzare un incastro. Ciascuna fondazione, che in fase provvisoria risulta sospesa sui micropali rispetto allo scavo circostante, sarà nella configurazione finale contrastata nelle diverse direzioni da solette orizzontali strutturali.

2.6 Fondazioni setti Torre Scenica

Si riporta il dimensionamento geotecnico delle strutture di fondazione dei due nuovi setti della Torre Scenica, individuati nella figura seguente

Considerata l'entità dei carichi e le limitazioni logistiche dovute alle dimensioni degli ambienti, le nuove fondazioni saranno costituite da platee su micropali.

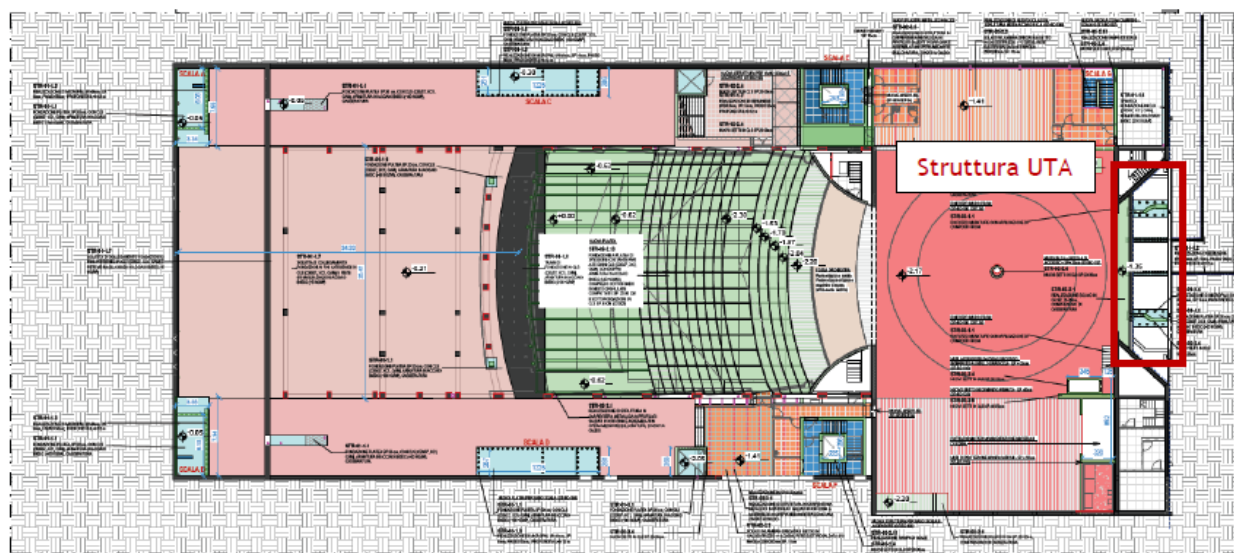
Nell'allegato verrà descritta la procedura che ha condotto al loro dimensionamento. Questa ha preso avvio dall'analisi delle geometrie e dei carichi di progetto, per poi proseguire con la valutazione della risposta di gruppo della palificata, delle azioni risultanti sui singoli micropali e, quindi, con lo svolgimento delle verifiche indicate dalla normativa.



2.7 Fondazioni setti struttura UTA

Si riporta il dimensionamento geotecnico delle strutture di fondazione dei nuovi setti di supporto dell'impalcato delle unità di trattamento aria (UTA), individuati nella figura seguente. A tal riguardo, si prevede per ciascun setto la realizzazione di una platea di fondazione su micropali.

Nell'Allegato si descriverà la procedura che ha portato al dimensionamento delle nuove strutture: dall'analisi delle geometrie e dei carichi di progetto, alla valutazione della risposta di gruppo della palificata, delle azioni risultanti sui singoli micropali e allo svolgimento delle verifiche geotecniche e strutturali indicate dalla normativa.



3 Relazioni specifiche e allegati

Si rimanda ai seguenti allegati per gli esiti delle verifiche di calcolo sulle strutture in oggetto:

22044D02_3_0_P	ST	00	CD	514	0	Relazione di calcolo - Fondazioni
		Allegati	1	514- All1	0	Fondazioni corpi scala Atrio/Maniche (A, B, C, D, E, F) – Verifiche strutturali
			2	514- All2	0	Fondazioni corpi scala Atrio/Maniche (A, B, C, D, E, F) – Verifiche geotecniche
			3	514- All3	0	Fondazioni Galleria
			4	514- All4	0	Fondazioni nuovi impalcati Atrio/Maniche – Verifiche strutturali
			5	514- All5	0	Fondazioni nuovi impalcati Atrio/Maniche – Verifiche geotecniche
			6	514- All6	1	Paratie Scale E e F – Verifiche geotecniche e strutturali
			7	514- All7	0	Micropali IRS zona ribassata della Manica BCC
			8	514- All8	0	Fondazioni setti Torre Scenica
			9	514- All9	0	Fondazioni setti struttura UTA

COMUNE di TORINO

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo – Fondazioni

Allegato 1

Fondazioni corpi scala Atrio/Maniche (A, B, C, D, E, F) – Verifiche strutturali

Sommario

1	Premessa.....	4
2	Maniglie micropali	5
2.1	Descrizione generale dell'intervento	5
2.2	Analisi dei carichi	6
2.3	Verifiche	8
2.3.1.1	Scale A, B, C, D.....	8
2.3.1.2	Scale E, F.....	9
3	Ringrosso platee corpi scale A e B	10
3.1	Descrizione generale dell'intervento	10
3.2	Analisi dei carichi	12
3.3	Sollecitazioni agenti e verifiche	12
3.3.1.1	Verifiche SLU	13
3.3.1.2	Verifiche SLE	15

1 Premessa

Il presente documento riporta gli esiti delle analisi e delle verifiche di calcolo relative alle strutture di collegamento tra setti in elevazione dei corpi scala in oggetto e le fondazioni profonde (micropali).

Dal momento che i micropali - nella quasi totalità dei casi - risultano allineati ai soprastanti setti, la verifica riguarda essenzialmente i dispositivi previsti per il trasferimento delle azioni (maniglie e/o collari saldati) tra fondazioni profonde e strutture in elevazione.

Si riporta inoltre l'esito delle analisi e delle verifiche condotte in merito alla situazione "anomala" rispetto a quanto sopra, che la presenza, per i corpi scala A e B, di alcuni micropali previsti esternamente all'impronta in pianta dei setti in elevazione, per i quali si prevede la realizzazione di ringrosso della platea di fondazione.

2 Maniglie micropali

2.1 Descrizione generale dell'intervento

Per il trasferimento delle azioni tra le fondazioni profonde (micropali) e le strutture in elevazione si prevede la saldatura, in corrispondenza della platea in c.a. di spessore pari a 40 cm, di maniglie in acciaio realizzate mediante barre da c.a. $\varnothing 16$ mm in acciaio B450.

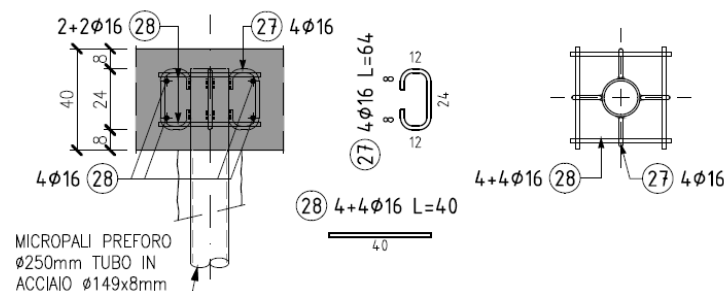
Per i soli corpi scala E ed F, caratterizzati da azioni agenti superiori, si prevede inoltre la saldatura di un collare in acciaio volto all'incremento della superficie di contatto tra calcestruzzo e palo.

DETTAGLIO ARMATURA SUI MICROPALI DELLE SCALE A-B-C-D

SCALA 1:25

SEZIONE

PIANTA

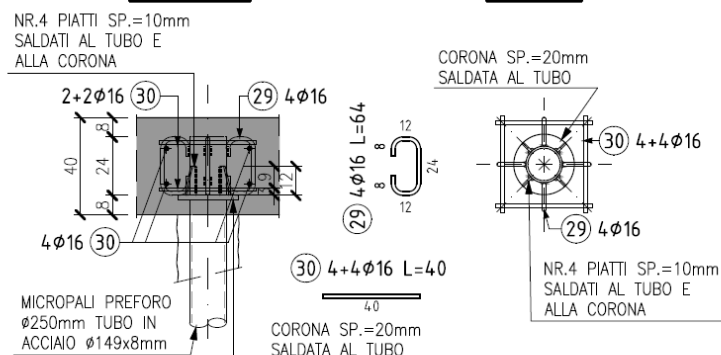


DETTAGLIO ARMATURA SUI MICROPALI DELLE SCALE E-F

SCALA 1:25

SEZIONE

PIANTA



2.2 Analisi dei carichi

I carichi utilizzati per la verifica dei sistemi di collegamento in oggetto sono desunti dalla relazione di calcolo delle fondazioni profonde (rif: MNF-005-DD-RP10001_REV02), che riporta le seguenti sollecitazioni massime in testa ai pali:

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	195	-7	8	7
	2	221	22	14	14
	3	257	39	15	15
	4	219	26	16	15
	5	259	41	16	15
	6	259	41	16	16
	7	218	26	16	15
SLV	8	-	-	-	-
	9	117	82	16	14
	10	275	-71	24	23
	11	274	-71	24	23
	12	198	26	21	18
	13	198	26	21	18
	14	262	-90	21	20
	15	261	-90	21	20
	16	155	62	11	10
	17	233	-20	14	13
	18	152	61	11	10
	19	230	-20	14	12

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	194	-7	7	7
	2	222	20	14	13
	3	260	37	15	15
	4	219	23	15	15
	5	259	39	16	15
	6	258	40	16	15
	7	219	24	16	15
SLV	8	130	57	8	7
	9	130	56	8	7
	10	252	20	25	21
	11	252	-12	25	21
	12	233	-60	17	15
	13	232	-61	17	15
	14	238	1	20	18
	15	237	1	20	18
	16	184	13	9	8
	17	200	32	15	14
	18	181	13	8	8
	19	197	30	14	14

Figura 1. Azioni risultanti sui micropali – scale A e B

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	43	30	1	1
	2	59	47	1	1
	3	76	66	2	2
	4	61	50	2	1
	5	77	67	2	2
	6	78	67	2	2
	7	62	50	2	1
SLV	8	126	3	16	14
	9	125	3	16	14
	10	102	-38	17	14
	11	102	-38	17	14
	12	212	-15	13	10
	13	212	-15	13	10
	14	111	-120	14	11
	15	111	-120	14	11
	16	101	28	6	5
	17	78	-13	7	6
	18	100	27	6	5
	19	77	-14	7	6

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	111	17	1	1
	2	143	24	1	1
	3	174	34	1	1
	4	148	25	2	2
	5	176	35	2	1
	6	177	35	2	1
	7	149	25	2	2
SLV	8	103	-43	17	12
	9	103	-43	17	12
	10	172	-23	18	14
	11	172	-23	18	14
	12	127	-137	11	8
	13	127	-137	11	8
	14	261	-48	11	8
	15	261	-48	11	8
	16	75	-6	5	4
	17	138	6	6	4
	18	74	-7	5	4
	19	137	5	6	4

Figura 2. Azioni risultanti sui micropali - Scale C e D

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	257	107	4	1
	2	371	111	7	2
	3	454	114	9	3
	4	381	111	8	2
	5	459	115	10	3
	6	460	115	10	3
	7	382	112	8	3
SLV	8	379	27	15	3
	9	378	26	15	3
	10	315	5	12	3
	11	314	5	12	3
	12	424	53	14	2
	13	423	52	14	2
	14	248	119	17	4
	15	247	119	17	4
	16	346	97	9	2
	17	295	75	8	2
	18	342	96	9	2
	19	291	79	8	2

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	397	-43	4	2
	2	506	-47	4	2
	3	575	948	5	2
	4	511	-52	4	2
	5	578	-51	5	2
	6	578	-52	5	2
	7	514	-52	4	2
SLV	8	436	-108	11	2
	9	434	-108	11	2
	10	424	26	12	3
	11	421	25	12	3
	12	336	-1	13	3
	13	333	-1	13	3
	14	511	-66	12	1
	15	509	-65	12	1
	16	410	-43	6	2
	17	447	-23	7	1
	18	403	-43	6	2
	19	440	-22	7	1

Figura 3. Azioni risultanti sui micropali - scale E ed F

Si riportano di seguito le azioni assiali massime trasmesse dalle strutture in elevazione ai micropali (positive le sollecitazioni di compressione sul palo) e conseguenti azioni di calcolo adottate nelle due tipologie di intervento previste:

	N _{max} [kN]	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{min} [kN]
Scala A	275	275	-90	-137
Scala B	260		-61	
Scala C	212		-120	
Scala D	261		-137	
Scala E	460	578	5	-108
Scala F	578		-108	

2.3 Verifiche

2.3.1.1 Scale A, B, C, D

Azioni	N compressione	275	kN
	N trazione	-137	kN
Pali	ACCIAIO PALI	S355	
	Diametro palo	149	mm
	f_y	355	MPa
Plinto/Trave	CLS FONDAZIONE	C25/30	
	f_{ck}	25	MPa
	f_{cd}	14.17	MPa
	$f_{ctk,0.05}$	1.80	MPa
	f_{bd}	2.69	MPa
Maniglie	ACCIAIO	B450C	
	f_{yd}	391.3	MPa
	t_d	225.9	MPa
	Numero	4	
	$\varnothing$	16	mm
	h	240	mm
	b	120	mm
	L_{par}	240	mm
	L_{ort}	120	mm
Verifica taglio maniglia:			
T_{Ed}	68.8	kN	
T_{Rd}	90.8	kN	
Verifica saldatura:			
interruzione saldatura	40	mm	
lunghezza totale saldatura	88	mm	
altezza sez. di gola	5.7	mm	
t/l_{Ed}	69.1	MPa	
a_{w1}	0.7		
t/l_{Rd}	273.9		
Verifica a sfilamento:			
F_{ed} - compressione	275	kN	
F_{ed} - trazione	137	kN	
F_{Rd} (maniglie)	347.6	MPa	
Tasso di lavoro - compressione	0.79	-	
Tasso di lavoro - trazione	0.39	-	

VERIFICATO

VERIFICATO

VERIFICATO

VERIFICATO

2.3.1.2 Scale E, F

Azioni	N compressione	578	kN
	N trazione	-108	kN

Pali	ACCIAIO PALI	S355	
	Diametro palo	149	mm
	f_y	355	MPa
	larghezza collare	50	mm
	Superficie collare	31259	mm

Plinto/Trave	CLS FONDAZIONE	C25/30	
	f_{ck}	25	MPa
	f_{cd}	14.17	MPa
	$f_{ctk,0.05}$	1.80	MPa
	f_{bd}	2.69	MPa

Maniglie	ACCIAIO	B450C	
	f_{yd}	391.3	MPa
	t_d	225.9	MPa
	Numero	4	
	$\varnothing$	16	mm
	h	240	mm
	b	120	mm
	Lpar	240	mm
	Lort	120	mm

Verifica taglio maniglia:		
(si considera come azione agente la quota eccedente a quanto trasmesso del collare - cfr. verifica sfilamento)		

T_{Ed}	33.8	kN
T_{Rd}	90.8	kN

VERIFICATO

Verifica saldatura:		
interruzione saldatura	20	mm
lunghezza saldatura	108	mm
altezza sez. di gola	5.7	mm
t/E_d	118.3	MPa
a_{w1}	0.7	
t/R_d	273.9	

VERIFICATO

Verifica a sfilamento:		
F_{ed} - compressione	578	kN
F_{ed} - trazione	108	kN
F_{Rd} (collare)	442.8	MPa
F_{Rd} (maniglie)	347.6	MPa
Tasso di lavoro - compressione (collare + maniglie)	0.73	-
Tasso di lavoro - trazione (solo maniglie)	0.31	-

VERIFICATO
VERIFICATO

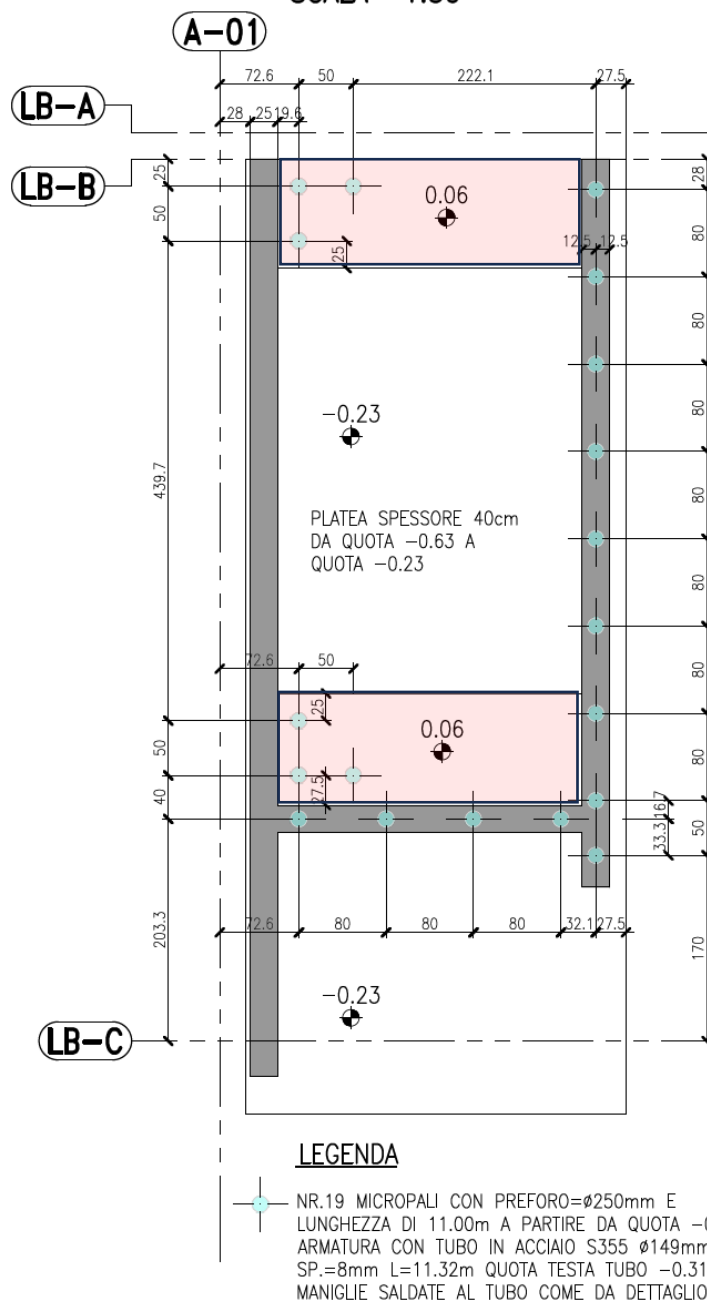
3 Ringrosso platee corpi scale A e B

3.1 Descrizione generale dell'intervento

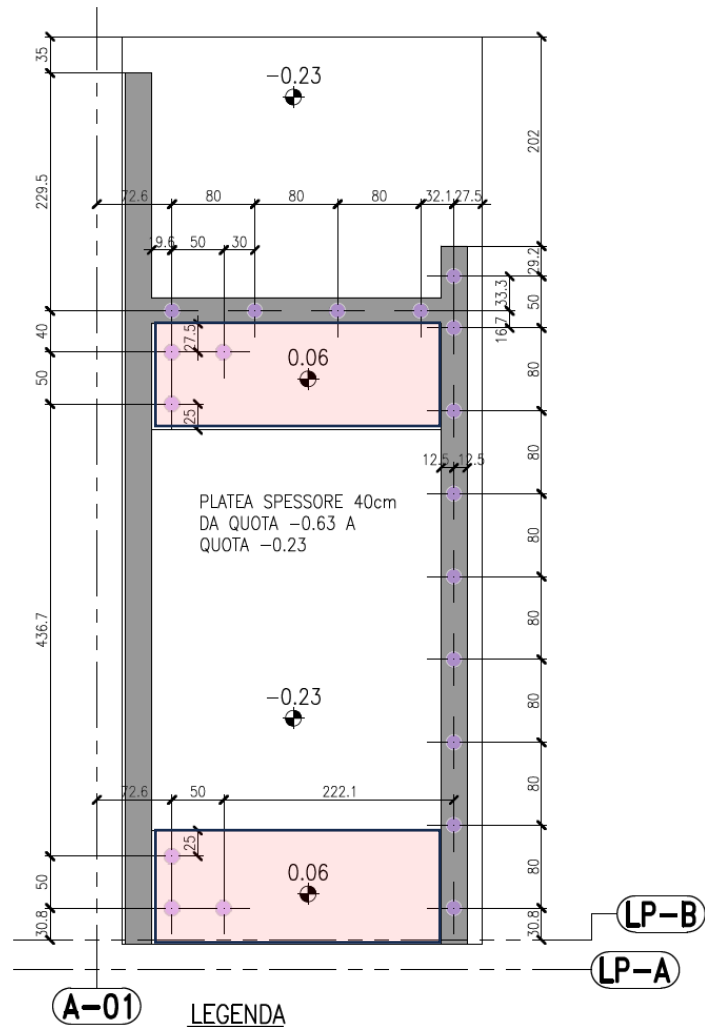
Stante la presenza, nei corpi scala A e B, di alcuni micropali disposti all'esterno dell'impronta dei setti in elevazione, si prevede un ringrosso della platea di fondazione finalizzato al trasferimento delle azioni dalle strutture in elevazione ai micropali. Il ringrosso è caratterizzato da larghezza netta pari a 1 m ed è dotato di armatura longitudinale aggiuntiva rispetto a quella della platea (num. 6 $\varnothing$ 16 + 4 $\varnothing$ 20 SUP.) e trasversale (staffe 6+2br. $\varnothing$ 12/150 mm).

PIANTA TRACCIAMENTO MICROPALI SCALA "A"

SCALA 1:50



PIANTA TRACCIAMENTO MICROPALI SCALA "B"
SCALA 1:50



NR.19 MICROPALI CON PREFORO=Ø250mm E
LUNGHEZZA DI 10.00m A PARTIRE DA QUOTA -0.63
ARMATURA CON TUBO IN ACCIAIO S355 Ø149mm
SP.=8mm L=10.32m QUOTA TESTA TUBO -0.31
MANIGLIE SALDATE AL TUBO COME DA DETTAGLIO

3.2 Analisi dei carichi

Per la verifica degli elementi di ringrosso della platea di fondazione si sono considerati i carichi massimi di trazione e compressione agenti sui micropali delle scale A e B (cfr. cap. 2.2):

$$N_{\max} = 275 \text{ kN}$$

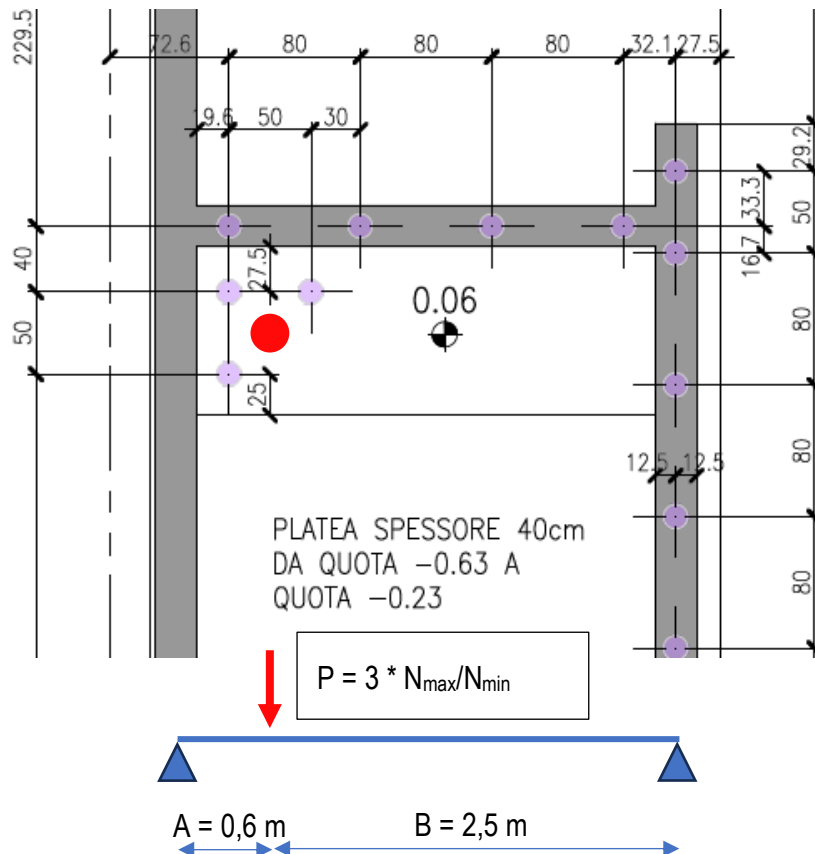
$$N_{\min} = -90 \text{ kN}$$

Si applicano i carichi con segno invertito per la conversione da reazione vincolare sul palo a carico applicato.

3.3 Sollecitazioni agenti e verifiche

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sugli elementi in oggetto è stato condotto sull'ipotesi cautelativa di trave isolata dim. 100x69 cm in semplice appoggio tra i setti in elevazione e soggetta ad un carico concentrato coincidente con la reazione vincolare fornita dai micropali.

L'azione è stata cautelativamente applicata in mezzeria rispetto alle due file di micropali e sono state calcolate le sollecitazioni flettenti e taglianti agenti sulla base di semplici formule della scienza delle costruzioni.



$$M_{Ed, \max} = P * A * B / L = (-275 \text{ kN} * 3) * 0,6 \text{ m} * 2,5 \text{ m} / 3,1 \text{ m} = 400 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed, \min} = P * A * B / L = (90 \text{ kN} * 3) * 0,6 \text{ m} * 2,5 \text{ m} / 3,1 \text{ m} = -131 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed, \max} = P * B / L = (-275 \text{ kN} * 3) * 2,5 \text{ m} / 3,1 \text{ m} = 666 \text{ kN}$$

3.3.1.1 Verifiche SLU

Verifica a flessione:

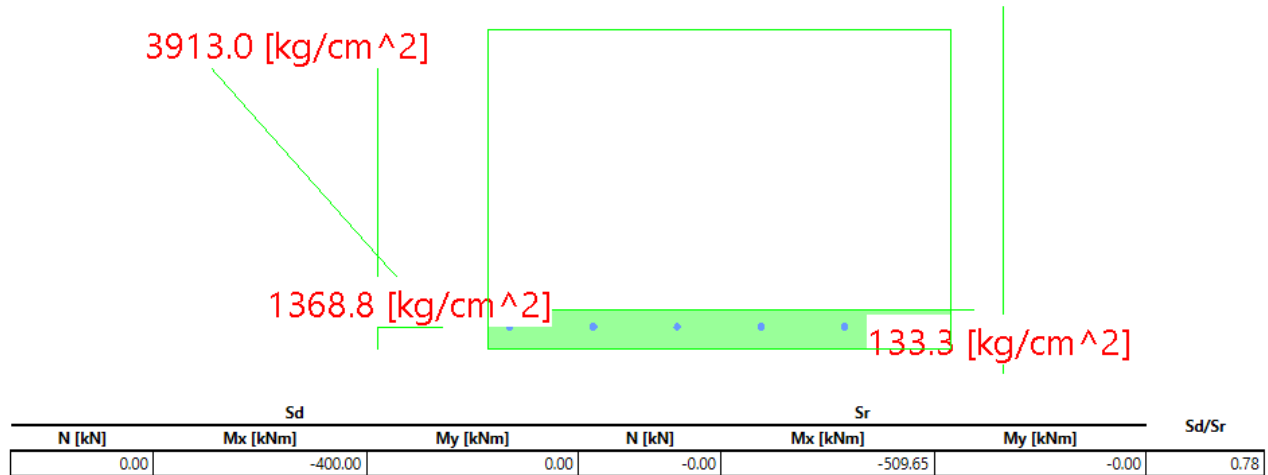


Figura 4. Condizione di carico 1 – M_{max}

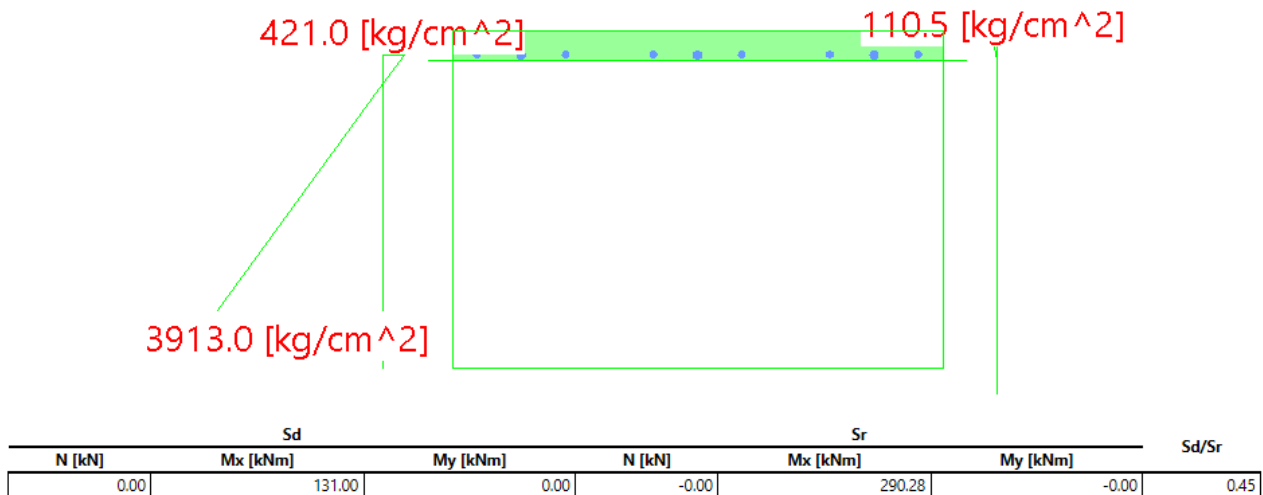


Figura 5. Condizione di carico 2 – M_{min}

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 1

Verifica a taglio:

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24.9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11	
f_{ctd}	N/mm ²	1.19	
f_{yk}	N/mm ²	450	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	391.30	
Altezza trave H	mm	690	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	40	
Larghezza B	mm	1000	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	150	
n°braccia (H)		6	
diametro (H)	mm	12	
n°braccia (B)	mm	0	
diametro (B)	mm	0	
$A_{sw} (H)$	mm ²	678.58	
passo staffe (B)	mm	150	
n°braccia (B)		2	
diametro (B)	mm	12	
n°braccia (B)	mm	0	
diametro (B)	mm	0	
$A_{sw} (H)$	mm ²	226.19	
v_1		0.6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1.00	
$\tan\theta$		1.00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	665	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rd,H}$	kN	1035.58	$V_{Rsd} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rd,B}$	kN	509.82	
taglio resistente cls lungo H $V_{rd,H}$	kN	2063.59	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot \theta^2)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rd,B}$	kN	2102.95	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	2292.88	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.3.5.3 NTC '18]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	2336.62	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	1035.58	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	509.82	VERIFICATO

3.3.1.2 Verifiche SLE

Per le verifiche a stato limite di esercizio si considerano azioni agenti ridotte di un coefficiente pari a 1,4 (rare) rispetto a quanto già considerato per le verifiche SLU.

Verifica a fessurazione (metodo indiretto):

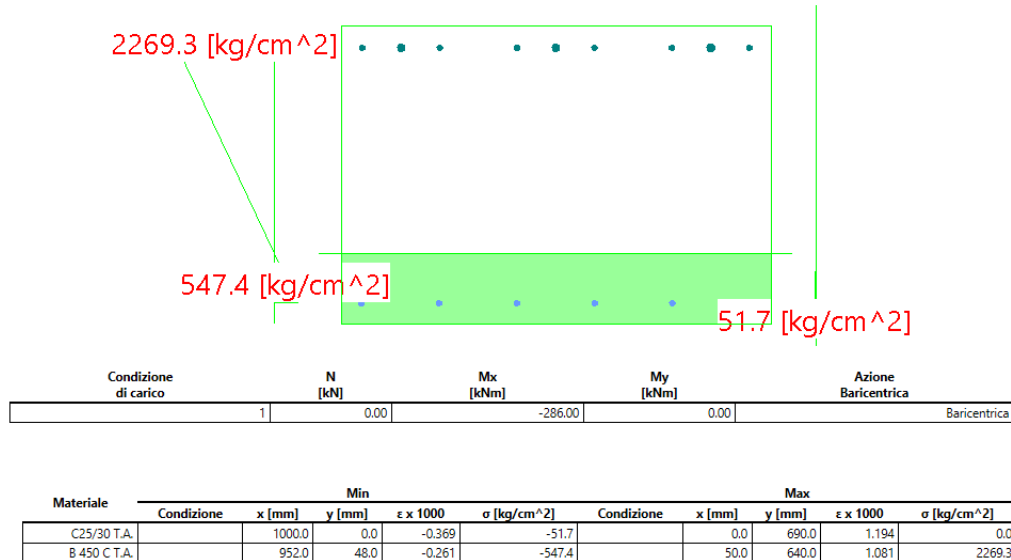


Figura 6. Tensioni massime sui materiali

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Figura 7. Limiti da rispettare sul diametro delle barre e relativa spaziatura.

Prevedendo diametro massimo pari a 20 mm con spaziatura massima pari a 200 mm, entrambe le condizioni di cui sopra risultano verificate.

Verifica tensioni:

Come da paragrafo precedente le tensioni massime agenti in combinazione SLE risultano le seguenti:

- Acciaio = 227 MPa
- Calcestruzzo = 5,2 MPa

Le tensioni limite previste dalle NTC '18 al par. 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 risultano:

- Acciaio = $0,8 * 450 = 360 \text{ MPa} > 227 \text{ MPa}$ **VERIFICATO**
- Calcestruzzo = $0,6 * 25 = 15 \text{ MPa} > 5,2 \text{ MPa}$ **VERIFICATO**

COMUNE di TORINO

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo – Fondazioni

Allegato 2

**Fondazioni corpi scala Atrio/Maniche (A, B, C, D, E, F) – Verifiche
geotecniche**

Prof. Massimo Majowiecki

Teatro Nuovo - Torino

Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo

Relazione di calcolo delle fondazioni

Corpi scala A, B, C, D, E, F

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10001_REV03			Numero pagine 56		
3	26/05/2025	Modifica diametro perforazione scale E, F	FM	AG	AG
2	15/05/2025	Terza Emissione	FM	AG	AG
1	01/04/2025	Seconda Emissione	FM	AG	AG
0	26/02/2025	Prima Emissione	FM	AG	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

Soil Engineering Srl

Via San Vigilio, 1 – Piano 3° - Edif. A – 20142 Milano – Italia

T +39 02 89121714

Pec soilengineering@pec.it – W www.soil.engineering

*Organizzazione con sistema di gestione per la qualità certificato
da Dasa-R&Gister S.p.A. in conformità alla UNI EN ISO 9001:2015*

Certificato n. IQ-0123-06

Indice

1.	INTRODUZIONE	3
2.	RIFERIMENTI	4
2.1	Normative e raccomandazioni	4
2.2	Documentazione di progetto	4
2.3	Riferimenti bibliografici	4
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFICA	6
3.1	Indagini in sito	6
3.2	Litologie presenti	7
3.3	Stratigrafie di progetto e parametri geotecnici di riferimento	9
3.4	Livello piezometrico	10
4.	TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI E CARICHI	11
4.1	Disposizione dei micropali	11
4.2	Carichi trasmessi in fondazione	17
5.	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI GRUPPO	21
5.1	Risposta di gruppo dei pali di fondazione	21
5.2	Azioni risultanti sui micropali	26
6.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	34
6.1	Capacità portante dei micropali	34
6.2	Verifica a carico orizzontale	51
6.3	Verifica strutturale dei tubolari	52
7.	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI E LORO LICENZE	55
8.	CONCLUSIONI	56

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10001_REV03			Numero pagine 56		
3	26/05/2025	Modifica diametro perforazione scale E, F	FM	AG	AG
2	15/05/2025	Terza Emissione	FM	AG	AG
1	01/04/2025	Seconda Emissione	FM	AG	AG
0	26/02/2025	Prima Emissione	FM	AG	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

1. Introduzione

La presente relazione si inquadra nell'ambito del progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo di Torino, con lo scopo di fornire il dimensionamento geotecnico delle strutture di fondazione dei nuovi corpi scala (A, B, C, D, E, F), individuati in Figura 1.1.

A tal riguardo, considerati i carichi elevati e le limitazioni logistiche che impediscono l'utilizzo di macchinari ingombranti, le fondazioni dei nuovi corpi scala saranno costituite da platee su micropali.

Verrà inizialmente richiamata la documentazione di riferimento ai fini delle analisi svolte (capitolo 2). Seguirà la caratterizzazione dei terreni di fondazione nell'area del teatro (capitolo 3), la definizione delle caratteristiche delle fondazioni e la disposizione planimetrica dei micropali (capitolo 4). Si procederà, quindi, con l'analisi del comportamento della palificata, giungendo alla stima delle sollecitazioni massime agenti sui micropali (capitolo 5). Queste costituiranno le azioni di progetto per le successive verifiche geotecniche e strutturali (capitolo 6), conducendo al dimensionamento delle fondazioni per ciascun corpo scala.

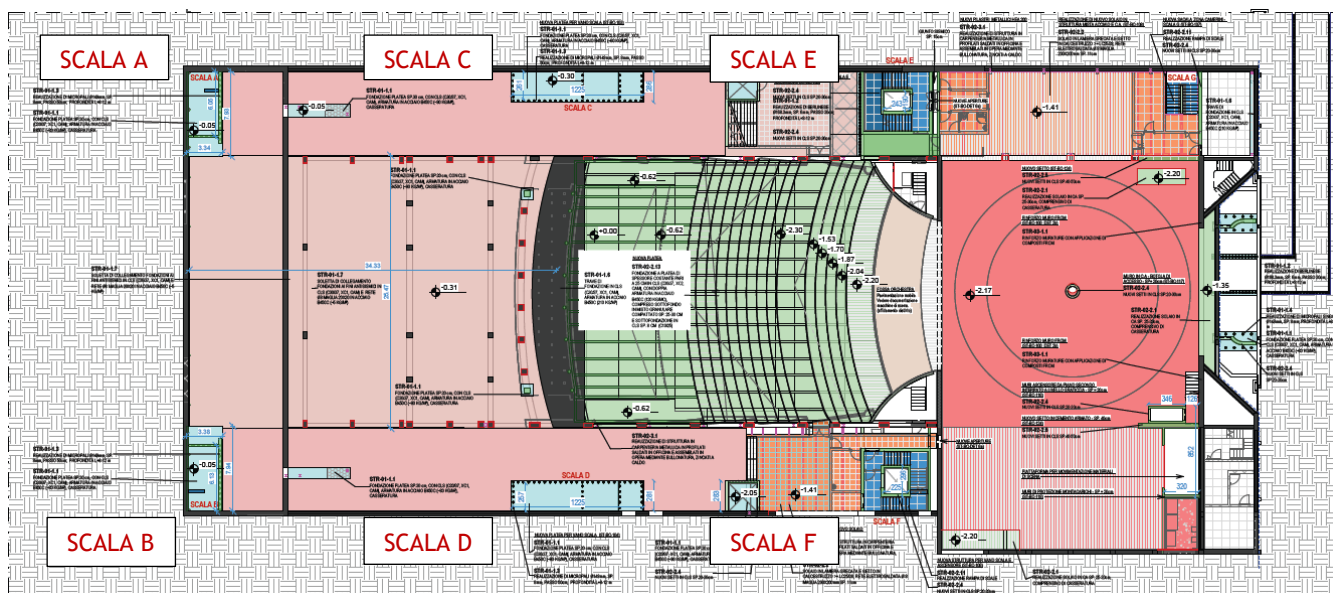


Figura 1.1 - Pianta del Teatro Nuovo con l'ubicazione dei corpi scala - piano palco.

2. Riferimenti

Nel corso della presente relazione si farà riferimento alla documentazione di seguito riportata.

2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, Gazzetta ufficiale n.42 del 20 febbraio 2018.
- 2.1.2 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Circolare 21/01/2019, n.8 del C.S.LL.PP: “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”. (circolare esplicativa alle NTC 2018).

2.2 Documentazione di progetto

Elaborati del progetto di fattibilità tecnico-economica

- 2.2.1 ICIS Srl: Relazione specialistica geotecnica, doc. 22044D02_1_0_P_GG_00_CH_001_00, Febbraio 2023.
- 2.2.2 ICIS Srl: Atrio - Scala A - Carpenteria, doc. 22044D02_3_0_P_ST-00_BC_101_3, Maggio 2024.
- 2.2.3 ICIS Srl: Atrio - Scala B - Carpenteria, doc. 22044D02_3_0_P_ST-00_BC_102_3, Maggio 2024.
- 2.2.4 ICIS Srl: Atrio - Scala C - Carpenteria, doc. 22044D02_3_0_P_ST-00_BC_103_3, Maggio 2024.
- 2.2.5 ICIS Srl: Atrio - Scala D - Carpenteria, doc. 22044D02_3_0_P_ST-00_BC_104_3, Maggio 2024.
- 2.2.6 ICIS Srl: Atrio - Scala E - Carpenteria, doc. 22044D02_3_0_P_ST-00_BC_105_3, Maggio 2024.
- 2.2.7 ICIS Srl: Atrio - Scala F - Carpenteria, doc. 22044D02_3_0_P_ST-00_BC_106_3, Maggio 2024.

Elaborati del progetto esecutivo

- 2.2.8 MJW Structures: Relazione specialistica geotecnica, doc. 22044D02_1_0_E_ST_00_CH_003_01, Gennaio 2024.
- 2.2.9 MJW Structures: Squilibri corpi c.a. Corpo Basso R1.xls, ricevuto in data 13 Febbraio 2025.

2.3 Riferimenti bibliografici

- 2.3.1 Associazione geotecnica italiana: “*Raccomandazioni sui pali di fondazione*”, Roma, Tipo-Lito Nicoletti, 1985.

- 2.3.2 Reese L. C., Wang S., Vasquez L., *“A Program for the Analysis of a Group o Piles Subjected to Vertical and Lateral Loading”*, Group V2022 program technical manual.
- 2.3.3 Reese L. C., Wang S., Vasquez L., Arrellaga J. A., Isenhower W. M., *“A Program for the Analysis of a Deep Foundations Under Lateral Loading”*, LPile V2022 program technical manual.
- 2.3.4 Prakash S., Sharma H. D., *“Pile Foundations in Engineering Practice”*, John Wiley & Sons, 1990.
- 2.3.5 Viggiani C., *“Fondazioni”*, Hevelius Edizioni, Benevento, 2014.
- 2.3.6 Bustamante M., Doix. B., *“Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés”*, Bull. Liaison L.C.P.C, n. 140, Nov-Dec. 1985, Parigi.

3. Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica

Ai fini della caratterizzazione dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla relazione geotecnica di progetto (rif. [2.2.1, 2.2.8]). Nel prosieguo se ne riassumeranno gli aspetti di maggior interesse, rimandando ai documenti sopracitati per una trattazione di maggior dettaglio.

3.1 Indagini in sito

La campagna di indagine svolta ha visto l'esecuzione di n°5 sondaggi geognostici (S1-S5) a carotaggio continuo, individuati in Figura 3.1. Questi sono stati spinti ad una profondità variabile tra 10 e 35 m, con l'esecuzione di prove in foro di sondaggio SPT e prelievo di campioni indisturbati da sottoporre a prove in laboratorio. I fori di sondaggio sono stati, inoltre, attrezzati con piezometri per la misurazione del livello di falda.

Sono state altresì eseguite una serie di prospezioni geofisiche, del tipo sismico, con metodologia MASW (n°2 indagini) e HVSR (n°1 indagine), e geoelettrico, con metodologia ERT (n°2 indagini).



Figura 3.1 - Ubicazione delle indagini in sito (rif. [2.2.8]).

3.2 Litologie presenti

Dalle indagini svolte, è stato possibile individuare nell'area di progetto la seguente stratificazione, al di sotto della pavimentazione o dello strato superficiale di asfalto.

- **Terreno di riporto (livello R)**

Terreno di riporto eterogeneo, costituito principalmente da una miscela di sabbia e limo con ghiaia sparsa. Sono presenti elementi lapidei e ciottoli. Lo spessore dello strato è variabile, da 1 metro a 4 metri.

- **Ghiaia sabbioso limosa (livello L1)**

Ghiaia sabbioso limosa, eterometrica, contenente rari ciottoli. Lo spessore varia da 7 m a 19 m.

- **Sabbia medio-fine, poco limosa (livello L2)**

Sabbia medio-fine, poco limosa, a tratti con ghiaietto e rari ciottoli. Lo spessore varia da 3 m a circa 9 m.

- **Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa (livello L3)**

Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa. Lo spessore varia da circa 7 m a oltre 12 m.

- **Ghiaia eterometrica limosa-sabbiosa, addensata (livello L4)**

Ghiaia eterometrica, sabbiosa, passante a sabbia. Lo spessore è pari circa a 7 m.

- **Argilla marnosa e marna argillosa (livello L5)**

Argilla limosa, compatta o dura, poco plastica. Lo strato non risulta essere interessato dalla realizzazione delle strutture di fondazione dei corpi scala.

Dalle sezioni stratigrafiche in Figura 3.2 e Figura 3.3 è possibile osservare come la successione sopra riportata si mantenga costante nell'area, a fronte di un'eterogeneità laterale dovuta alla variabilità dello spessore degli strati incontrati.

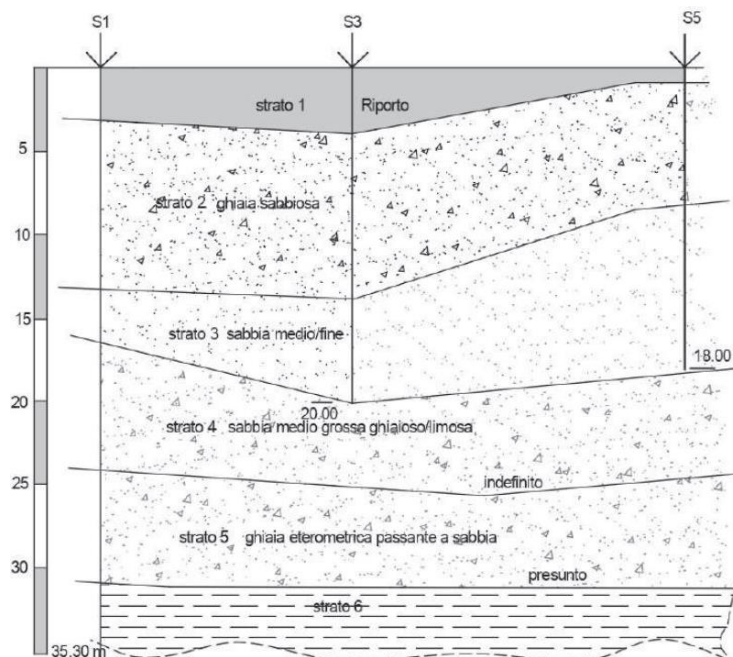


Figura 3.2 - Sezione stratigrafica S1, S3, S5 (rif. [2.2.1]).

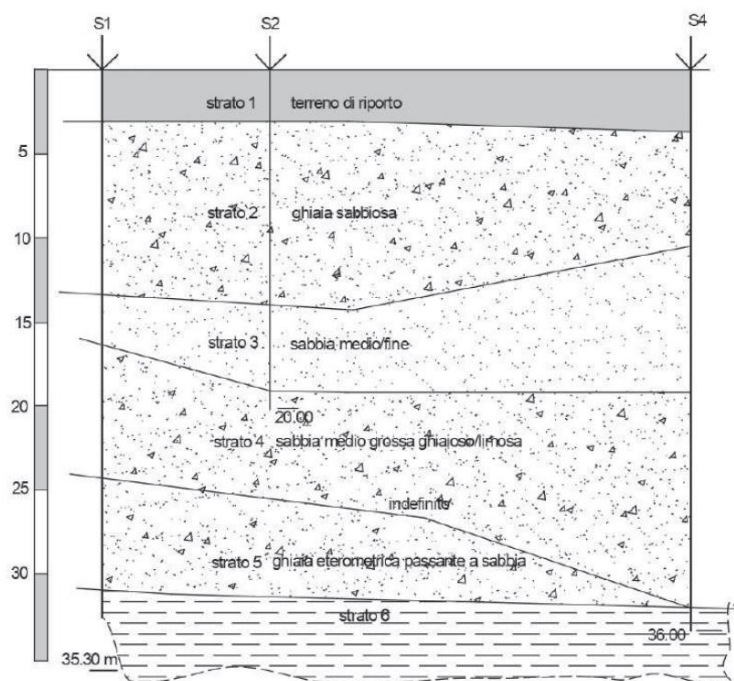


Figura 3.3 - Sezione stratigrafica S1, S2, S4 (rif. [2.2.1]).

3.3 Stratigrafie di progetto e parametri geotecnici di riferimento

Data l'eterogeneità laterale dei terreni nell'area del teatro, la successione stratigrafica per ciascun corpo scala è stata definita con riferimento al sondaggio più vicino. In dettaglio, si è fatto riferimento:

- Per la scala A, al sondaggio S1;
- Per le scale B, D, F, al sondaggio S2;
- Per le scale C, E, al sondaggio S3.

Tali considerazioni portano alle stratigrafie di progetto descritte in Tabella 3.1, Tabella 3.2 e Tabella 3.3, dove z_1 e z_2 descrivono le quote iniziali e finali dello strato, con riferimento al livello 0 del piano campagna (rif. [2.2.8]). Sulla base dei risultati della relazione geotecnica, si riassumono in Tabella 3.4 i parametri geotecnici di riferimento per ciascuno strato.

Tabella 3.1 - Descrizione stratigrafica del sondaggio S1 (rif. [2.2.8]).

Strato	z_1 (m)	z_2 (m)	sp. (m)
R	0.0	3.0	3.0
L1	3.0	13.1	10.1
L2	13.1	24.3	11.2
L3-L4	24.3	31.3	7.0
L5	31.3	>35.3	>4

Tabella 3.2 - Descrizione stratigrafica del sondaggio S2 (rif. [2.2.8]).

Strato	z_1 (m)	z_2 (m)	sp. (m)
R	0.0	3.0	3.0
L1	3.0	14.0	11.0
L2	14.0	>24.3	>10.3

Tabella 3.3 - Descrizione stratigrafica del sondaggio S3 (rif. [2.2.8]).

Strato	z_1 (m)	z_2 (m)	sp. (m)
R	0.0	4.0	4.0
L1	4.0	13.8	9.8
L2	13.8	>20	>6.2

Tabella 3.4 - Parametri geotecnici di riferimento per la stratigrafia di progetto.

Strato	Descrizione	Parametri Geotecnici			
		γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	E (Mpa)
R	Terreno di riporto	18	28	2	20
L1	Ghiaia sabbioso limosa	19	38	0	55
L2	Sabbia medio-fine, poco limosa	18.5	37	0	52
L3	Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa	18.5	38	0	55
L4	Ghiaia eterometrica limosa-sabbiosa, addensata	18.5	38	0	55
L5	Argilla marnosa e marna argillosa	-	-	-	-

3.4 Livello piezometrico

Considerate le misure piezometriche effettuate nei fori di sondaggio e riportate in Tabella 3.5, la soggiacenza media della falda nel sito in esame risulta essere intorno ai 16.5 m. Tali dati si riferiscono a misure eseguite tra la seconda metà del mese di ottobre e la prima metà del mese di novembre dell'anno 2022, dopo circa un mese dal termine delle indagini.

Ai fini delle verifiche delle fondazioni di ciascun corpo scala, si è considerata rappresentativo il livello di falda misurato in corrispondenza della corrispettiva verticale di riferimento, individuate al paragrafo 3.3. Tuttavia, relazione geotecnica di progetto preliminare indica come le misure effettuate siano da considerarsi sovrastimate, avendo fatto seguito ad un periodo particolarmente siccitoso (rif. [2.2.1]). Al fine di tener conto della possibile escursione stagionale del livello piezometrico locale e della sua interazione con il livello del fiume Po, adiacente, si assumerà una soggiacenza della falda di 15 m.

Tabella 3.5 - Misure piezometriche nei fori di sondaggio (rif. [2.2.8]).

Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Falda (m da p.c.)	Data di Esecuzione
S1	35.30	17.65	18/10/2022
S2	20.00	17.70	24/10/2022
S3	20.00	17.90	20/10/2022
S4	36.00	15.30	15/11/2022
S5	18.00	13.80	12/10/2022

4. Tipologia delle fondazioni e carichi

4.1 Disposizione dei micropali

Per le fondazioni dei nuovi corpi scala si prevede l'adozione di platee di fondazione su micropali. Questi avranno un diametro di perforazione di 250 mm, e verranno armati con tubolari in acciaio S355 di diametro esterno $\varnothing_e = 149$ mm e spessore $s = 8$ mm. La guaina di rivestimento sarà costituita da malta o boiacca di cemento, al fine di garantire il copriferro necessario sull'armatura.

Nel caso delle scale E, F le limitazioni operative in cantiere impongono un diametro di perforazione di 220 mm, adottando tuttavia un getto a bassa pressione (tecnologia IGU).

La disposizione planimetrica dei micropali, per i diversi corpi scala, è riportata nelle figure seguenti. Rispetto alla configurazione proposta nel progetto di fattibilità tecnico-economica (PFTE), di cui alle tav.2.2.2 - 2.2.7:

- Per le scale A e B è stata definita una nuova disposizione dei micropali, mantenendone invariato il numero (Figura 4.1 e Figura 4.2). Tale configurazione ottimizza quella originaria del PFTE, la quale, dimostrandosi fortemente asimmetrica, non garantiva il soddisfacimento delle verifiche geotecniche di progetto.
- Per le scale C, D e E è stata confermata la validità della disposizione del PFTE (Figura 4.3, Figura 4.4);
- Per la scala F si è reso necessario aggiungere ulteriori 4 micropali in corrispondenza del vano ascensore, così da soddisfare i requisiti di capacità portante previsti da normativa (Figura 4.5).

Si specifica che, per le scale E e F, le planimetrie riportate fanno riferimento alla quota del vano ascensore, ribassato rispetto al piano del corpo scala.

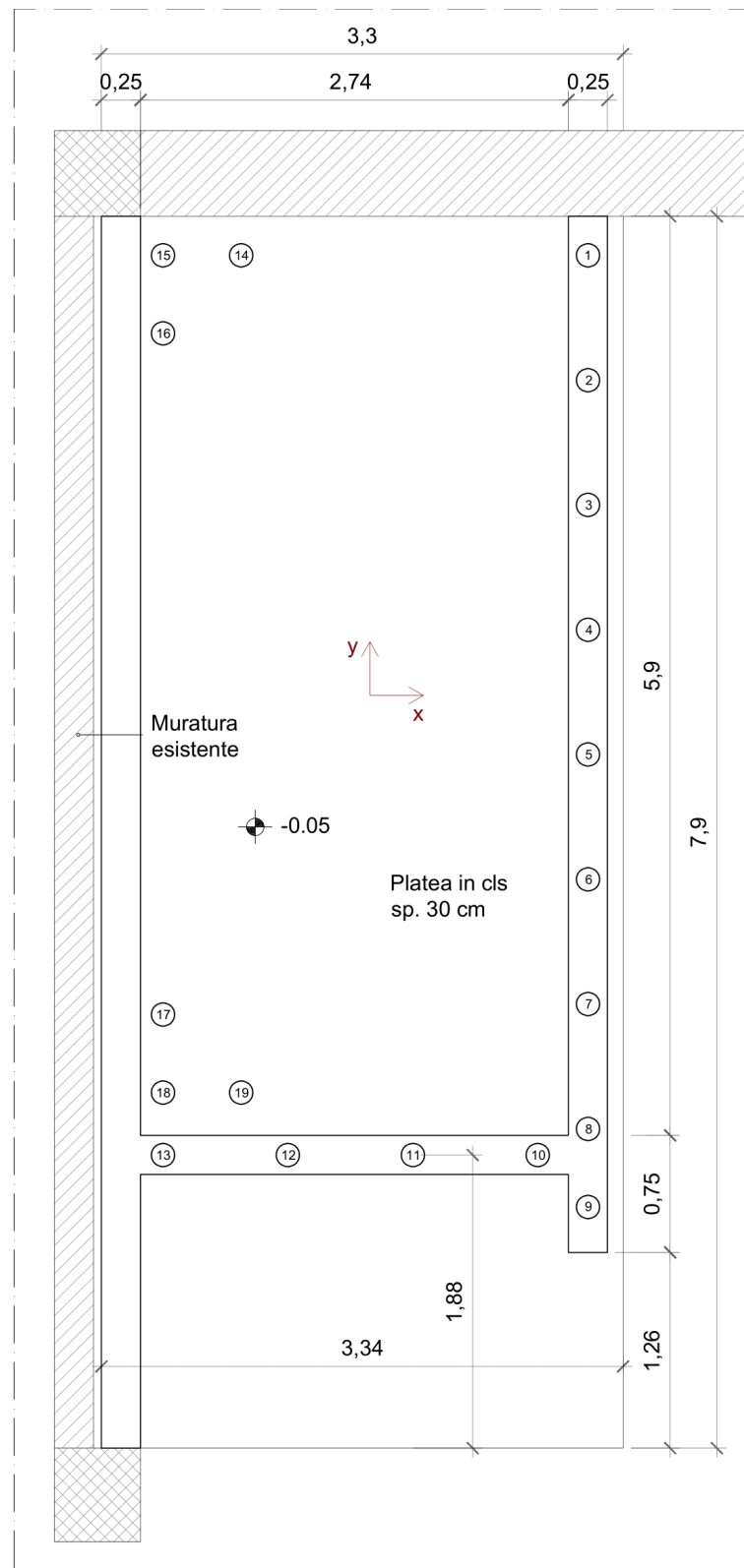


Figura 4.1 - Disposizione planimetrica dei micropali - scala A.

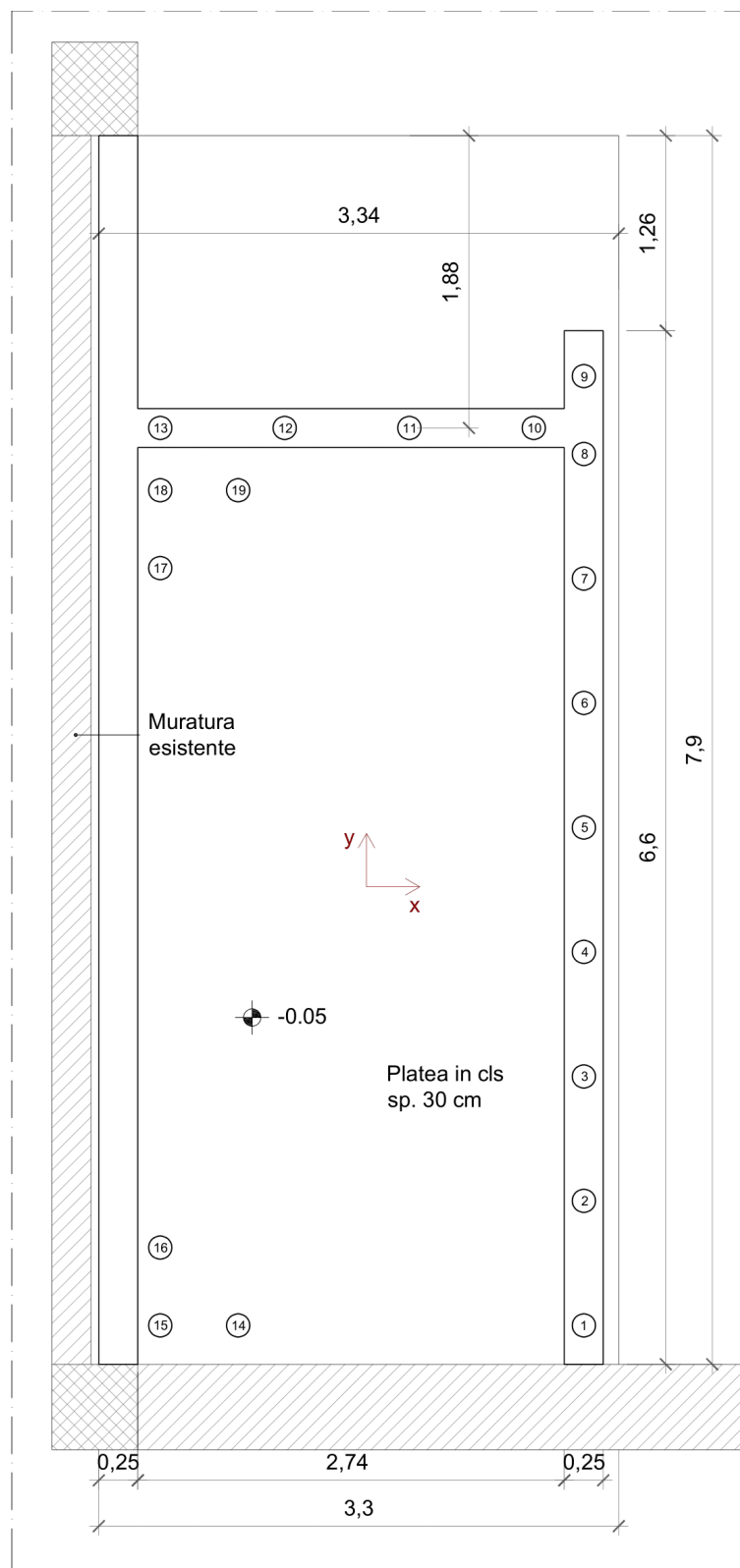


Figura 4.2 - Disposizione planimetrica dei micropali - scala B.

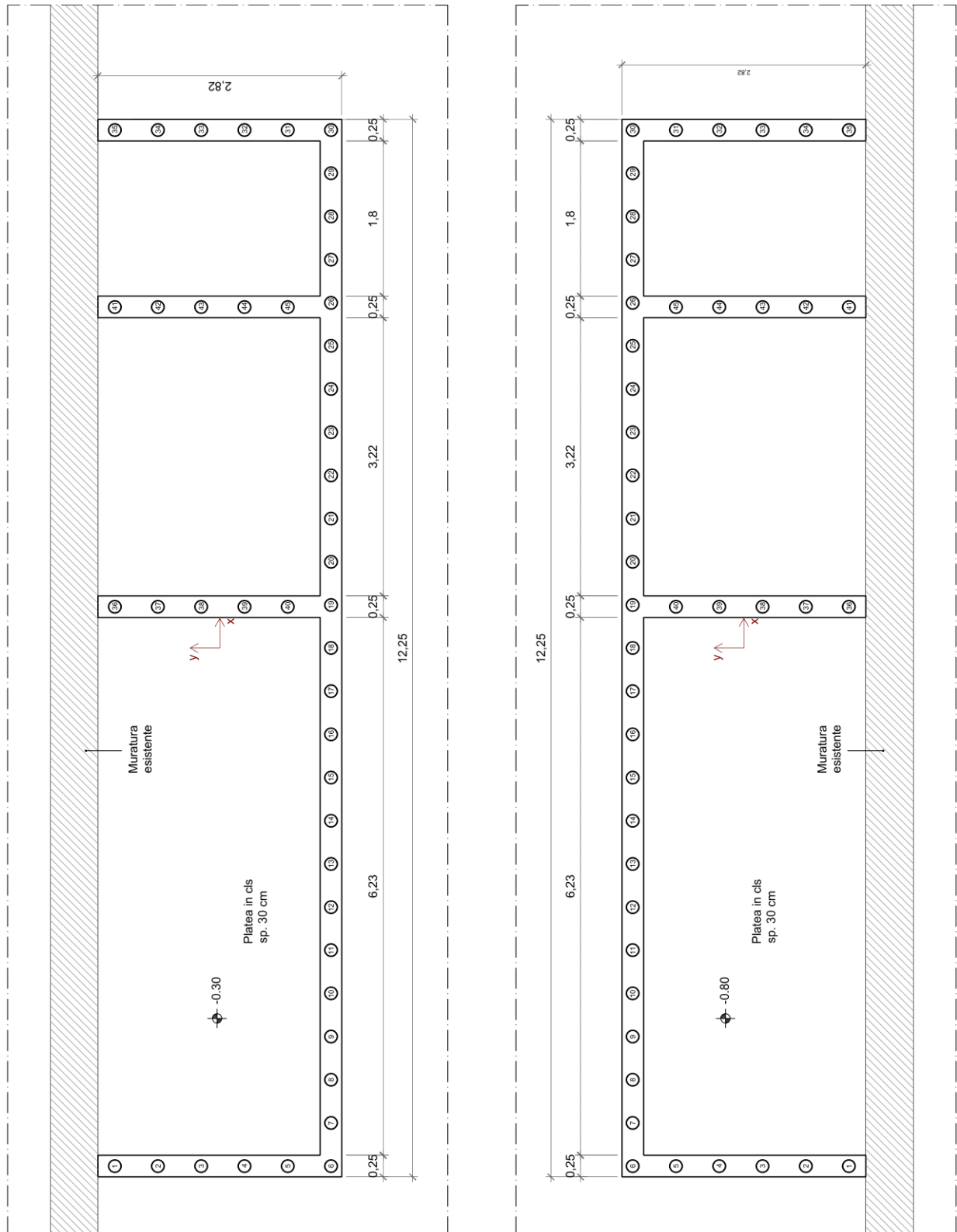


Figura 4.3 - Disposizione planimetrica dei micropali - scale C, D.

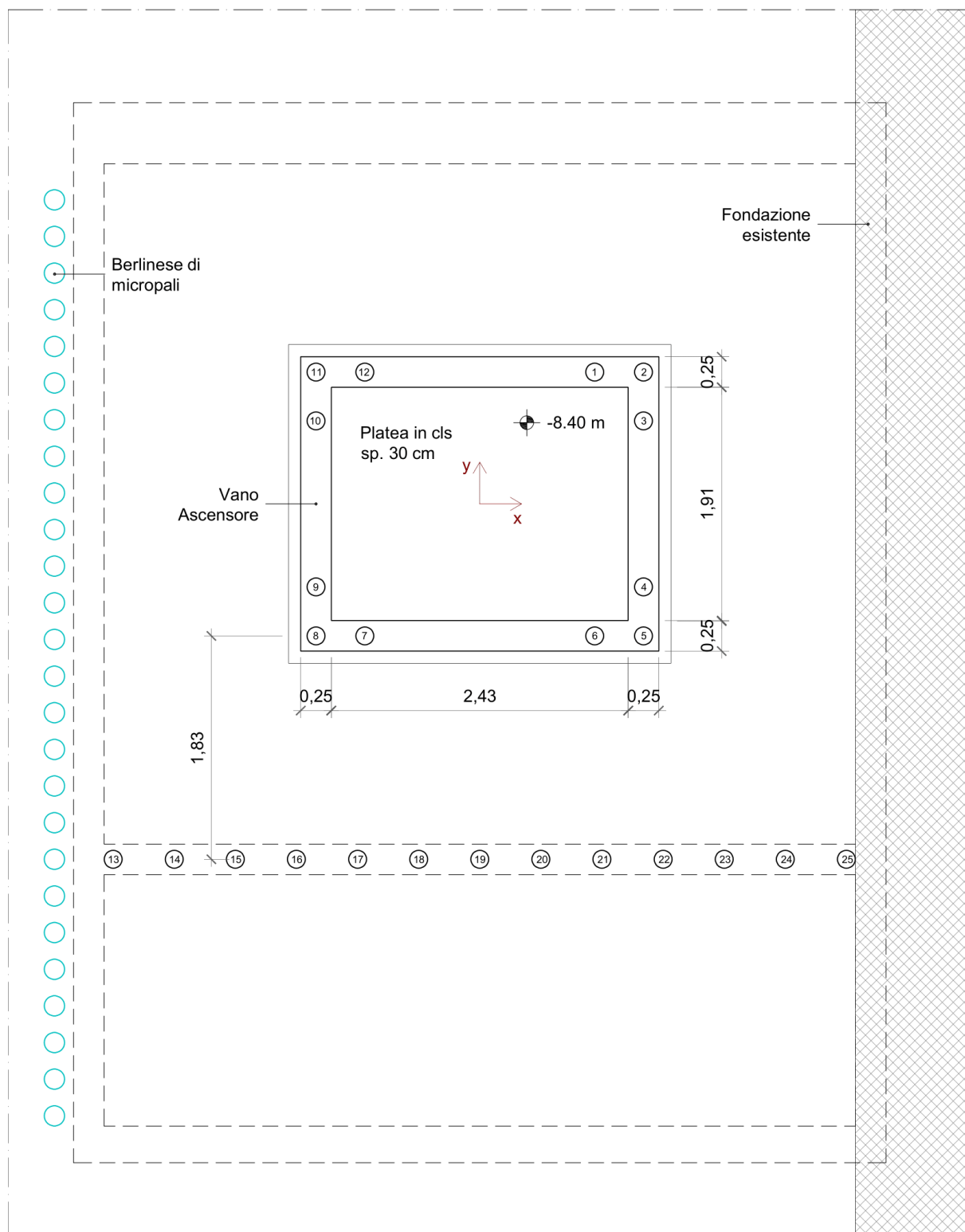


Figura 4.4 - Disposizione planimetrica dei micropali - scala E.

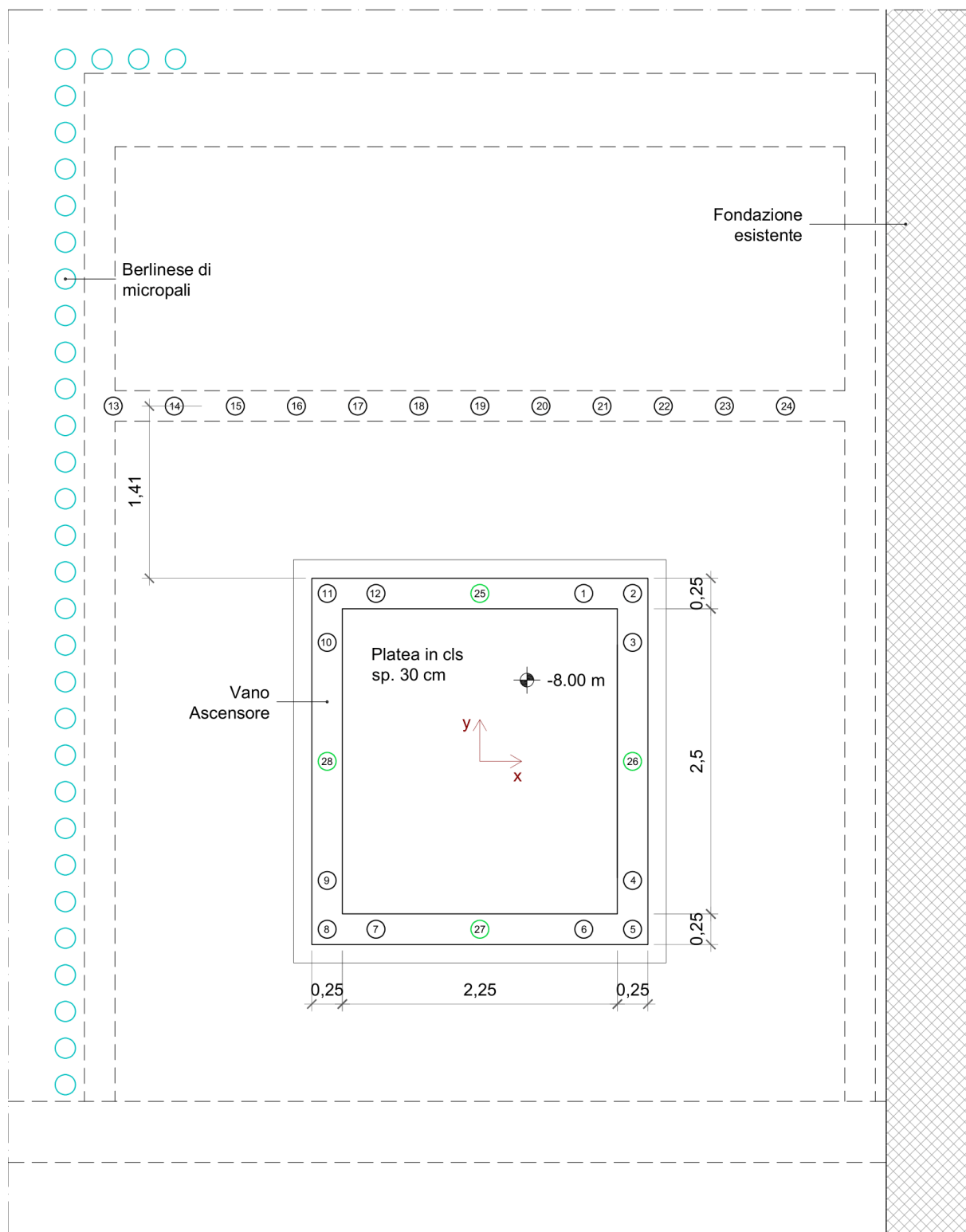


Figura 4.5 - Disposizione planimetrica dei micropali - scala F. Si evidenziano in verde i 4 micropali aggiuntivi in corrispondenza del vano ascensore.

4.2 Carichi trasmessi in fondazione

I carichi trasmessi in fondazione per ciascun corpo scala sono stati definiti a partire dai valori delle reazioni vincolari alla base delle pareti, forniti dal progettista delle strutture (rif. [2.2.9]), e vengono qui riassunti in Tabella 4.1 ÷ Tabella 4.6.

Si riportano i valori delle azioni e dei momenti allo Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Vita (SLV), per ciascun corpo scala e combinazione di calcolo. Per il caso SLV è stato considerato il 30% dell'azione sismica prescritta da normativa, trattandosi di un intervento di miglioramento sismico dell'edificio esistente. Si evidenziano, inoltre, le combinazioni associate al caso SLU più critico e le combinazioni SLV risultanti nei valori massimi di azione flettente M_x e M_y , nelle due direzioni.

Le azioni agenti sono riferite alla quota superiore della platea di fondazione, ed il loro punto di applicazione coincide con un punto medio planimetricamente specificato nella figura di ciascun corpo scala¹. La convenzione adottata sui segni di forze e momenti è riportata in Figura 4.6.

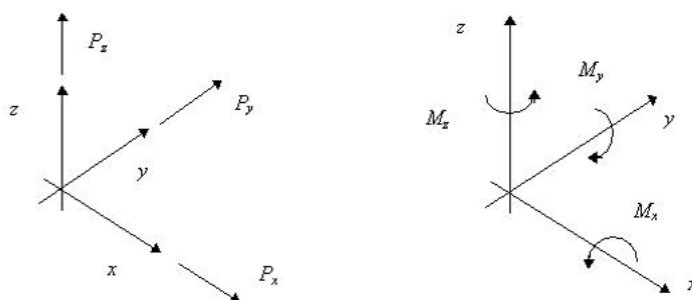


Figura 4.6 - Convenzione sui segni di forze e momenti (rif. [2.2.9]).

¹ Per le scale E e F, la quota del punto di applicazione delle azioni fa riferimento alla quota del corpo scala, e non a quella ribassata del vano ascensore. Queste sono pari rispettivamente a -7.70 m (E) e -7.30 (F).

Tabella 4.1 - Carichi trasmessi in fondazione - scala A.

Stato Limite	Comb.	Descrizione	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Note
SLU	1	(SLU) P.p.	1	33	-1,633	1,845	-1,296	-211	
	2	(SLU) Perm.	-3	104	-2,115	2,083	-1,255	-337	
	3	(SLU) Perm. + Var.	-15	85	-2,803	2,845	-1,172	-427	
	4	(SLU) Perm. + Neve	-2	126	-2,115	2,018	-1,241	-347	
	5	(SLU) Perm. + Var. + Neve	-14	96	-2,803	2,812	-1,165	-433	
	6	(SLU) Perm. + Var. + Neve + Vento press.	-15	100	-2,803	2,801	-1,167	-437	SLU _{max}
	7	(SLU) Perm. + Neve + Vento press.	-2	131	-2,115	2,007	-1,243	-351	
SLV	8	Sisma X+ Y+ Z+	144	157	-1,905	n.a.	556	356	
	9	Sisma X+ Y+Z-	144	155	-1,895	1,277	559	359	M _{y, MAX}
	10	Sisma X- Y- Z+	-159	-11	-1,910	2,560	-2,322	-922	M _{y, MIN}
	11	Sisma X- Y-Z-	-159	-12	-1,900	2,548	-2,320	-919	
	12	Sisma Y+ X+ Z+	77	293	-1,899	-149	-269	150	
	13	Sisma Y+ X+Z-	77	291	-1,889	-161	-267	153	M _{x, MIN}
	14	Sisma Y- X- Z+	-92	-146	-1,915	3,998	-1,496	-716	M _{x, MAX}
	15	Sisma Y- X-Z-	-92	-148	-1,905	3,986	-1,494	-713	
	16	Sisma Z+ Y+ X+	47	145	-1,917	1,314	-412	-39	
	17	Sisma Z+ Y-X-	-62	5	-1,921	2,564	-1,360	-534	
	18	Sisma Z- Y+ X+	47	139	-1,883	1,273	-403	-29	
	19	Sisma Z- Y-X-	-62	0	-1,888	2,523	-1,351	-524	

Tabella 4.2 - Carichi trasmessi in fondazione - scala B.

Stato Limite	Comb.	Descrizione	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Note
SLU	1	(SLU) P.p.	-4	-29	-1,629	-1,862	-1,265	209	
	2	(SLU) Perm.	-10	-94	-2,114	-2,134	-1,231	352	
	3	(SLU) Perm. + Var.	-21	-72	-2,803	-2,904	-1,136	449	
	4	(SLU) Perm. + Neve	-9	-113	-2,114	-2,090	-1,215	365	
	5	(SLU) Perm. + Var. + Neve	-20	-81	-2,803	-2,882	-1,128	456	
	6	(SLU) Perm. + Var. + Neve + Vento press.	-20	-86	-2,803	-2,870	-1,127	459	Max
	7	(SLU) Perm. + Neve + Vento press.	-9	-118	-2,114	-2,078	-1,214	368	
SLV	8	Sisma X+ Y+ Z+	108	-11	-1,892	-2,554	406	-161	M _{y, MAX}
	9	Sisma X+ Y+Z-	108	-9	-1,882	-2,541	409	-165	
	10	Sisma X- Y- Z+	-132	-118	-1,921	-1,375	-2,130	757	M _{y, MIN}
	11	Sisma X- Y-Z-	-132	-116	-1,911	-1,363	-2,127	754	
	12	Sisma Y+ X+ Z+	-42	162	-1,856	-4,006	-820	502	M _{x, MIN}
	13	Sisma Y+ X+Z-	-42	163	-1,846	-3,994	-817	498	
	14	Sisma Y- X- Z+	18	-290	-1,957	77	-904	94	
	15	Sisma Y- X-Z-	18	-288	-1,948	90	-901	91	M _{x, MAX}
	16	Sisma Z+ Y+ X+	9	-1	-1,903	-2,585	-562	243	
	17	Sisma Z+ Y-X-	-33	-130	-1,933	-1,371	-1,167	361	
	18	Sisma Z- Y+ X+	9	3	-1,870	-2,545	-554	232	
	19	Sisma Z- Y-X-	-33	-125	-1,900	-1,331	-1,159	350	

Tabella 4.3 - Carichi trasmessi in fondazione - scala C.

Stato Limite	Comb.	Descrizione	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Note
SLU	1	(SLU) P.p.	-6	-18	-1,732	1,192	580	27	
	2	(SLU) Perm.	-12	-39	-2,435	1,548	697	-33	
	3	(SLU) Perm. + Var.	-6	-52	-3,232	2,024	1,167	-75	
	4	(SLU) Perm. + Neve	-18	-49	-2,526	1,588	777	-54	
	5	(SLU) Perm. + Var. + Neve	-9	-57	-3,278	2,044	1,207	-85	
	6	(SLU) Perm. + Var. + Neve + Vento press.	-10	-59	-3,298	2,056	1,223	-87	
	7	(SLU) Perm. + Neve + Vento press.	-19	-52	-2,546	1,600	794	-56	
SLV	8	Sisma X+ Y+ Z+	451	110	-2,221	358	4,295	1,141	M _{y, MAX}
	9	Sisma X+ Y+Z-	452	111	-2,210	352	4,291	1,142	
	10	Sisma X- Y- Z+	-463	-181	-2,174	2,412	-2,833	-1,223	
	11	Sisma X- Y- Z-	-462	-181	-2,163	2,406	-2,836	-1,222	M _{y, MIN}
	12	Sisma Y+ X+ Z+	165	312	-2,195	-1,494	2,077	565	
	13	Sisma Y+ X+Z-	166	313	-2,183	-1,500	2,073	566	M _{x, MIN}
	14	Sisma Y- X- Z+	-176	-383	-2,200	4,264	-615	-647	M _{x, MAX}
	15	Sisma Y- X- Z-	-175	-383	-2,189	4,258	-619	-646	
	16	Sisma Z+ Y+ X+	138	78	-2,215	491	1,869	370	
	17	Sisma Z+ Y-X-	-151	-150	-2,206	2,294	-398	-455	
	18	Sisma Z- Y+ X+	141	79	-2,178	470	1,856	375	
	19	Sisma Z- Y-X-	-149	-149	-2,169	2,273	-410	-451	

Tabella 4.4 - Carichi trasmessi in fondazione - scala D.

Stato Limite	Comb.	Descrizione	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Note
SLU	1	(SLU) P.p.	-28	19	-2,207	-555	-592	-8	
	2	(SLU) Perm.	-38	30	-2,912	-794	-798	19	
	3	(SLU) Perm. + Var.	-44	27	-3,714	-1,105	-841	36	
	4	(SLU) Perm. + Neve	-36	39	-3,004	-802	-786	9	
	5	(SLU) Perm. + Var. + Neve	-43	32	-3,760	-1,109	-835	31	
	6	(SLU) Perm. + Var. + Neve + Vento press.	-43	34	-3,780	-1,114	-835	30	Max
	7	(SLU) Perm. + Neve + Vento press.	-36	41	-3,024	-807	-787	8	
SLV	8	Sisma X+ Y+ Z+	476	115	-2,304	-2,328	4,384	-1,036	M _{y, MAX}
	9	Sisma X+ Y+Z-	476	115	-2,293	-2,322	4,376	-1,039	
	10	Sisma X- Y- Z+	-534	-71	-2,200	-166	-3,815	1,086	
	11	Sisma X- Y- Z-	-533	-71	-2,188	-160	-3,823	1,083	M _{y, MIN}
	12	Sisma Y+ X+ Z+	84	383	-2,283	-4,343	1,307	168	M _{x, MIN}
	13	Sisma Y+ X+Z-	85	383	-2,271	-4,337	1,300	165	
	14	Sisma Y- X- Z+	-142	-339	-2,221	1,849	-738	-118	
	15	Sisma Y- X- Z-	-142	-339	-2,210	1,855	-746	-121	M _{x, MAX}
	16	Sisma Z+ Y+ X+	113	127	-2,285	-2,218	1,475	-183	
	17	Sisma Z+ Y-X-	-173	-82	-2,247	-290	-889	241	
	18	Sisma Z- Y+ X+	115	127	-2,246	-2,198	1,450	-194	
	19	Sisma Z- Y-X-	-170	-83	-2,207	-270	-914	230	

Tabella 4.5 - Carichi trasmessi in fondazione - scala E.

Stato Limite	Comb.	Descrizione	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Note
SLU	1	(SLU) P.p.	-43	3	-4,261	4,517	-450	16	
	2	(SLU) Perm.	-53	1	-5,484	4,906	-722	101	
	3	(SLU) Perm. + Var.	-58	5	-6,431	5,364	-998	182	
	4	(SLU) Perm. + Neve	-55	1	-5,582	4,900	-720	136	
	5	(SLU) Perm. + Var. + Neve	-59	5	-6,480	5,361	-997	200	
	6	(SLU) Perm. + Var. + Neve + Vento press.	-59	5	-6,497	5,366	-990	209	Max
	7	(SLU) Perm. + Neve + Vento press.	-54	0	-5,599	4,905	-714	145	
SLV	8	Sisma X+ Y+ Z+	114	68	-4,646	2,925	1,384	479	
	9	Sisma X+ Y+Z-	115	68	-4,627	2,906	1,387	480	M _{y, MAX}
	10	Sisma X- Y- Z+	-200	-64	-4,560	4,978	-2,721	-258	M _{y, MIN}
	11	Sisma X- Y-Z-	-199	-64	-4,541	4,959	-2,718	-258	
	12	Sisma Y+ X+ Z+	-3	200	-4,601	1,008	1	129	
	13	Sisma Y+ X+Z-	-2	200	-4,582	988	4	130	M _{x, MIN}
	14	Sisma Y- X- Z+	-82	-195	-4,605	6,895	-1,338	92	M _{x, MAX}
	15	Sisma Y- X-Z-	-81	-195	-4,586	6,876	-1,335	92	
	16	Sisma Z+ Y+ X+	2	63	-4,634	3,058	-44	199	
	17	Sisma Z+ Y-X-	-89	-59	-4,615	4,891	-1,300	21	
	18	Sisma Z- Y+ X+	4	63	-4,572	2,993	-34	201	
	19	Sisma Z- Y-X-	-86	-59	-4,552	4,826	-1,291	22	

Tabella 4.6 - Carichi trasmessi in fondazione - scala F.

Stato Limite	Comb.	Descrizione	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Note
SLU	1	(SLU) P.p.	15	-16	-4,726	166	1,513	84	
	2	(SLU) Perm.	27	-18	-6,272	-49	1,847	80	
	3	(SLU) Perm. + Var.	39	-21	-7,369	-410	2,084	55	
	4	(SLU) Perm. + Neve	23	-19	-6,328	-99	1,974	79	
	5	(SLU) Perm. + Var. + Neve	37	-22	-7,397	-435	2,147	54	
	6	(SLU) Perm. + Var. + Neve + Vento press.	37	-22	-7,406	-455	2,168	55	Max
	7	(SLU) Perm. + Neve + Vento press.	22	-19	-6,338	-119	1,995	80	
SLV	8	Sisma X+ Y+ Z+	176	42	-5,319	-1,210	3,239	-279	M _{y, MAX}
	9	Sisma X+ Y+Z-	176	43	-5,296	-1,222	3,235	-280	
	10	Sisma X- Y- Z+	-125	-72	-5,190	827	-237	376	
	11	Sisma X- Y-Z-	-125	-71	-5,167	814	-241	375	M _{y, MIN}
	12	Sisma Y+ X+ Z+	84	205	-5,273	-3,507	1,996	-14	
	13	Sisma Y+ X+Z-	84	206	-5,250	-3,519	1,992	-15	M _{x, MIN}
	14	Sisma Y- X- Z+	-33	-235	-5,236	3,124	1,007	110	M _{x, MAX}
	15	Sisma Y- X-Z-	-33	-234	-5,213	3,111	1,002	109	
	16	Sisma Z+ Y+ X+	74	48	-5,301	-1,177	2,022	-40	
	17	Sisma Z+ Y-X-	-22	-79	-5,262	823	991	139	
	18	Sisma Z- Y+ X+	73	50	-5,224	-1,218	2,007	-44	
	19	Sisma Z- Y-X-	-24	-77	-5,186	782	976	136	

5. Analisi del comportamento di gruppo

5.1 Risposta di gruppo dei pali di fondazione

Il comportamento della palificata di fondazione di ciascun corpo scala è stato analizzato mediante il software Group 2022.

Il programma consente di calcolare come i carichi esterni (azione assiale, taglio, momento e momento torcente), applicati nel centro della palificata, si distribuiscano sui singoli pali. L'interazione palo-terreno viene tradotta dal programma in curve t-z e q-z, per i carichi assiali, e curve p-y, per i carichi laterali, mediante l'applicazione di teorie ampiamente diffuse e validate in letteratura.

Nel caso in esame, i terreni di fondazione sono stati modellati facendo riferimento alla caratterizzazione geotecnica definita al paragrafo 3.3. Trattandosi di depositi granulari, le curve p-y sono state modellate, per ciascuno strato, secondo l'approccio proposto da Reese et al. (rif. [2.3.2]). Nello specifico, il valore del coefficiente di rigidità k delle molle è stato definito a partire dal valore dell'angolo di attrito ϕ' del materiale, facendo riferimento alle formulazioni riportate in Figura 5.1.

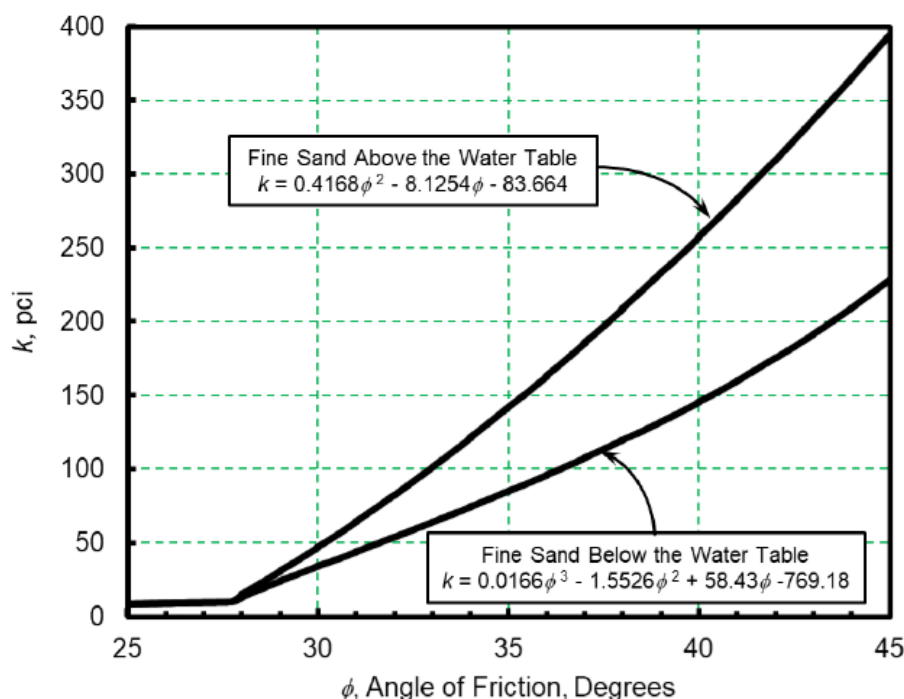


Figura 5.1 - Valore del coefficiente k in funzione dell'angolo di attrito per le sabbie (rif. [2.3.3]).

I valori di rigidezza ottenuti, ed impiegati nelle analisi, sono riportati nella seguente Tabella 5.1.

Tabella 5.1 - Valore del coefficiente k per la stratigrafia di progetto.

Strato	Descrizione	k (below the water table) (kN/m ²)	k (above the water table) (kN/m ²)
R	Terreno di riporto	3,807	4,233
L1	Ghiaia sabbioso limosa	32,596	56,849
L2	Sabbia medio-fine, poco limosa	29,333	50,569
L3	Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa	32,596	56,849
L4	Ghiaia eterometrica limosa-sabbiosa, addensata	32,596	56,849

La definizione delle curve t-z e q-z è stata effettuata a partire dai valori ultimi di resistenza laterale (f_s) e alla punta (q_b) del micropalo, definiti con riferimento ai parametri γ (γ' , se sottofalda) e φ' .

I pali sono stati caratterizzati geometricamente considerando il diametro della perforazione $\Phi=250$ mm, un modulo di Young E pari a 2×10^8 kN/m² ed un coefficiente di Poisson ν di 0.3. Ai fini dell'analisi, si è considerata una lunghezza di infissione dei micropali di 12 m. I carichi applicati in fondazione sono quelli già definiti al paragrafo 4.2.

In Figura 5.2 ÷ Figura 5.7 si riportano le viste del modello di calcolo per ciascun corpo scala.

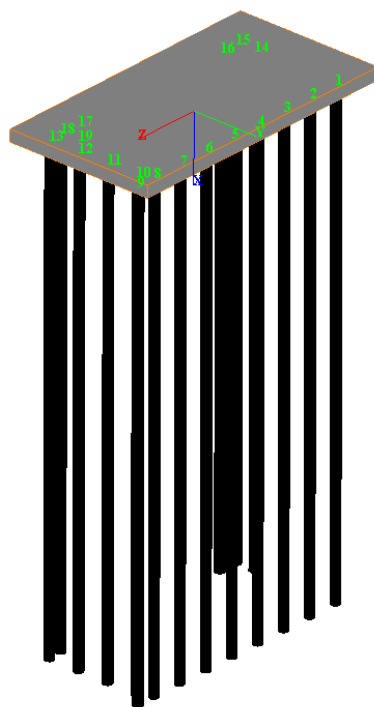


Figura 5.2 - Vista del modello di calcolo 3D - Scala A.

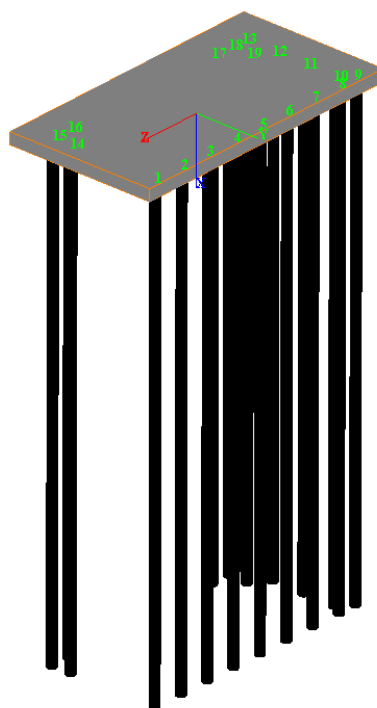


Figura 5.3 - Vista del modello di calcolo 3D - Scala B.

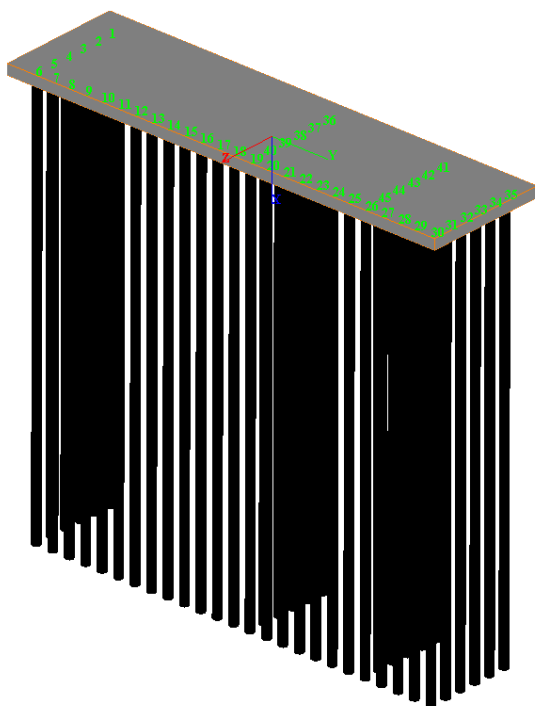


Figura 5.4 - Vista del modello di calcolo 3D - Scala C.

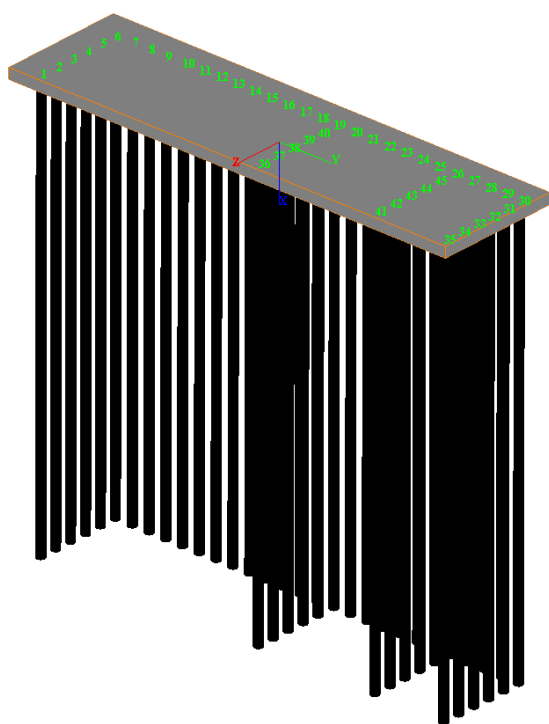


Figura 5.5 - Vista del modello di calcolo 3D - Scala D.

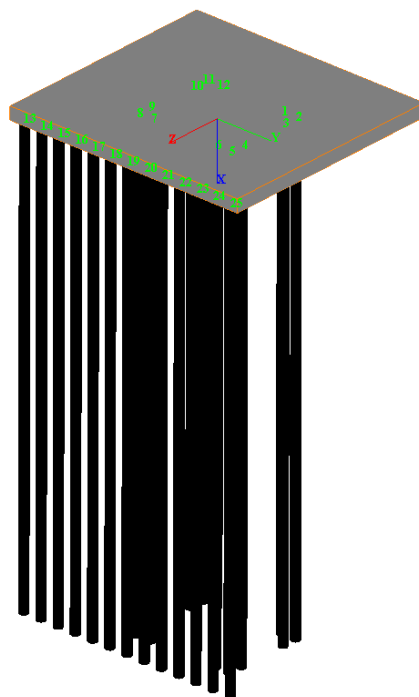


Figura 5.6 - Vista del modello di calcolo 3D - Scala E.

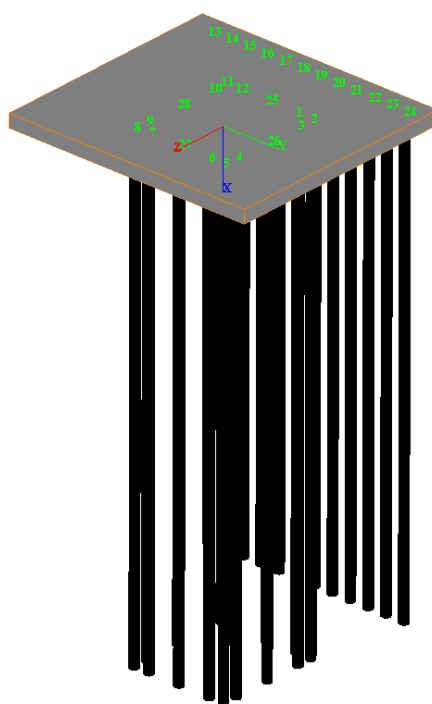


Figura 5.7 - Vista del modello di calcolo 3D - Scala F.

5.2 Azioni risultanti sui micropali

Nelle seguenti Tabella 5.2 ÷ Tabella 5.4 sono riportati i valori delle azioni risultanti sul micropalo, per tutte le combinazioni analizzate, in termini di:

- Azione assiale massima a compressione e trazione $N_{\max}/N_{\min}$, in testa palo;
- Taglio totale massimo $T_{\max}$ lungo il palo;
- Momento totale risultante massimo $M_{\max}$ lungo il palo.

Dove per “totale” si intende la risultante nel piano x,y. Nelle tabelle si evidenziano in **rosso** i valori dei massimi riscontrati tra le diverse combinazioni, dimensionanti per le successive verifiche. A tal riguardo, si osserva come i valori massimi delle azioni vengano generalmente incontrati nell’ambito delle combinazioni SLV. L’unica eccezione è rappresentata dall’azione assiale in compressione $N_{\max}$ che, per le scale B, E, F, raggiunge il suo massimo allo SLU.

In via complementare, in Figura 5.8 ÷ Figura 5.13 sono riportate le distribuzioni del taglio e del momento flettente lungo i micropali, con evidenziato l’involuppo dei massimi.

Per ulteriori dettagli si rimanda all’output del programma di calcolo (Allegato A).

Tabella 5.2 - Azioni risultanti sui micropali - Scale A, B.

Stato Limite	Comb.	$N_{\max}$ [kN]	$N_{\min}$ [kN]	$T_{\max}$ [kN]	$M_{\max}$ [kNm]
SLU	1	195	-7	8	7
	2	221	22	14	14
	3	257	39	15	15
	4	219	26	16	15
	5	259	41	16	15
	6	259	41	16	16
	7	218	26	16	15
SLV	8	-	-	-	-
	9	117	82	16	14
	10	275	-71	24	23
	11	274	-71	24	23
	12	198	26	21	18
	13	198	26	21	18
	14	262	-90	21	20
	15	261	-90	21	20
	16	155	62	11	10
	17	233	-20	14	13
	18	152	61	11	10
	19	230	-20	14	12

Stato Limite	Comb.	$N_{\max}$ [kN]	$N_{\min}$ [kN]	$T_{\max}$ [kN]	$M_{\max}$ [kNm]
SLU	1	194	-7	7	7
	2	222	20	14	13
	3	260	37	15	15
	4	219	23	15	15
	5	259	39	16	15
	6	258	40	16	15
	7	219	24	16	15
SLV	8	130	57	8	7
	9	130	56	8	7
	10	252	20	25	21
	11	252	-12	25	21
	12	233	-60	17	15
	13	232	-61	17	15
	14	238	1	20	18
	15	237	1	20	18
	16	184	13	9	8
	17	200	32	15	14
	18	181	13	8	8
	19	197	30	14	14

Tabella 5.3 - Azioni risultanti sui micropali - Scale C, D.

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	43	30	1	1
	2	59	47	1	1
	3	76	66	2	2
	4	61	50	2	1
	5	77	67	2	2
	6	78	67	2	2
	7	62	50	2	1
SLV	8	126	3	16	14
	9	125	3	16	14
	10	102	-38	17	14
	11	102	-38	17	14
	12	212	-15	13	10
	13	212	-15	13	10
	14	111	-120	14	11
	15	111	-120	14	11
	16	101	28	6	5
	17	78	-13	7	6
	18	100	27	6	5
	19	77	-14	7	6

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	111	17	1	1
	2	143	24	1	1
	3	174	34	1	1
	4	148	25	2	2
	5	176	35	2	1
	6	177	35	2	1
	7	149	25	2	2
SLV	8	103	-43	17	12
	9	103	-43	17	12
	10	172	-23	18	14
	11	172	-23	18	14
	12	127	-137	11	8
	13	127	-137	11	8
	14	261	-48	11	8
	15	261	-48	11	8
	16	75	-6	5	4
	17	138	6	6	4
	18	74	-7	5	4
	19	137	5	6	4

Tabella 5.4 - Azioni risultanti sui micropali - Scale E, F.

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	257	107	4	1
	2	371	111	7	2
	3	454	114	9	3
	4	381	111	8	2
	5	459	115	10	3
	6	460	115	10	3
	7	382	112	8	3
SLV	8	379	27	15	3
	9	378	26	15	3
	10	315	5	12	3
	11	314	5	12	3
	12	424	53	14	2
	13	423	52	14	2
	14	248	119	17	4
	15	247	119	17	4
	16	346	97	9	2
	17	295	75	8	2
	18	342	96	9	2
	19	291	79	8	2

Stato Limite	Comb.	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
SLU	1	397	-43	4	2
	2	506	-47	4	2
	3	575	948	5	2
	4	511	-52	4	2
	5	578	-51	5	2
	6	578	-52	5	2
	7	514	-52	4	2
SLV	8	436	-108	11	2
	9	434	-108	11	2
	10	424	26	12	3
	11	421	25	12	3
	12	336	-1	13	3
	13	333	-1	13	3
	14	511	-66	12	1
	15	509	-65	12	1
	16	410	-43	6	2
	17	447	-23	7	1
	18	403	-43	6	2
	19	440	-22	7	1

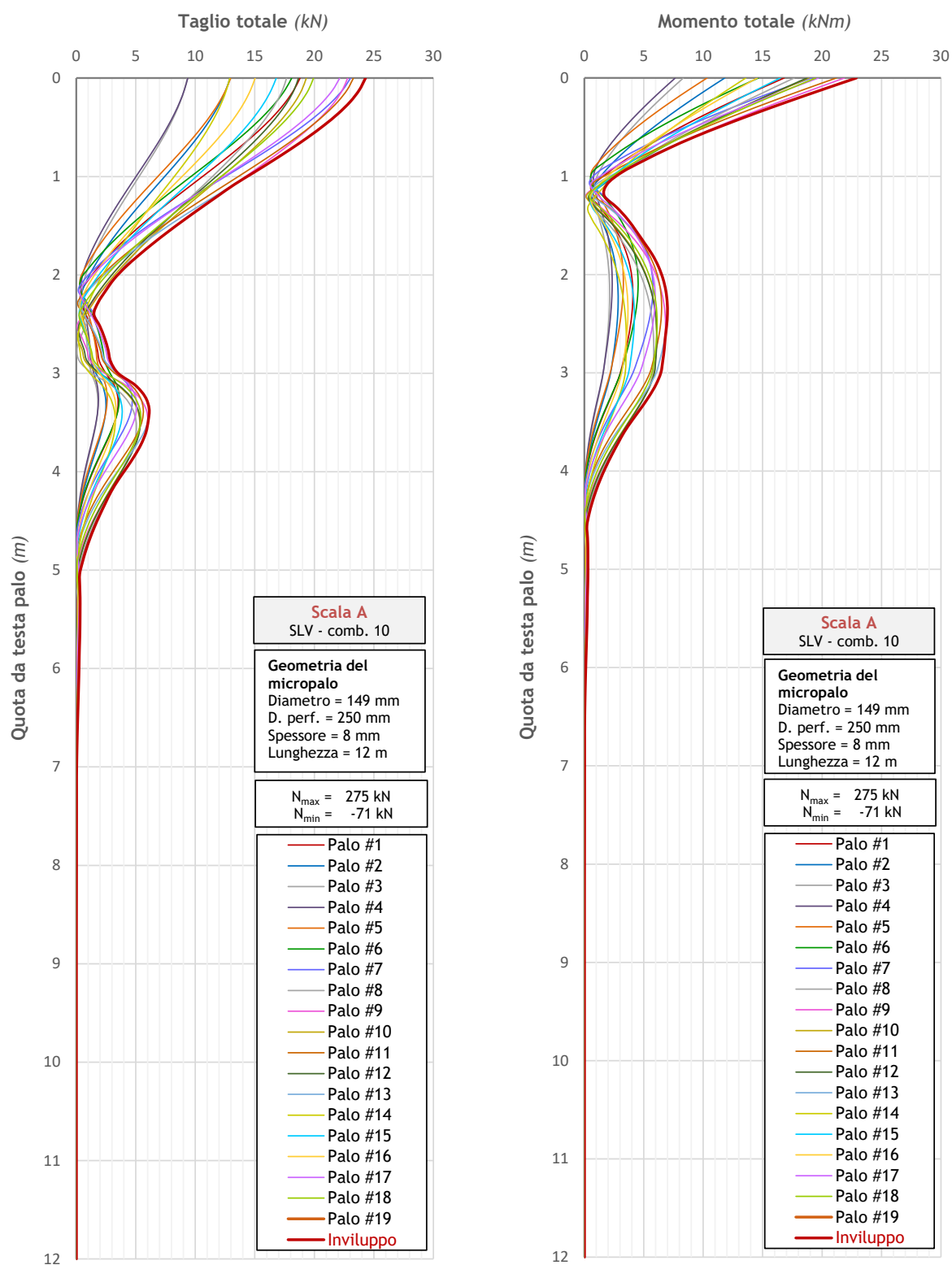


Figura 5.8 - Diagrammi di taglio e momento - Scala A.

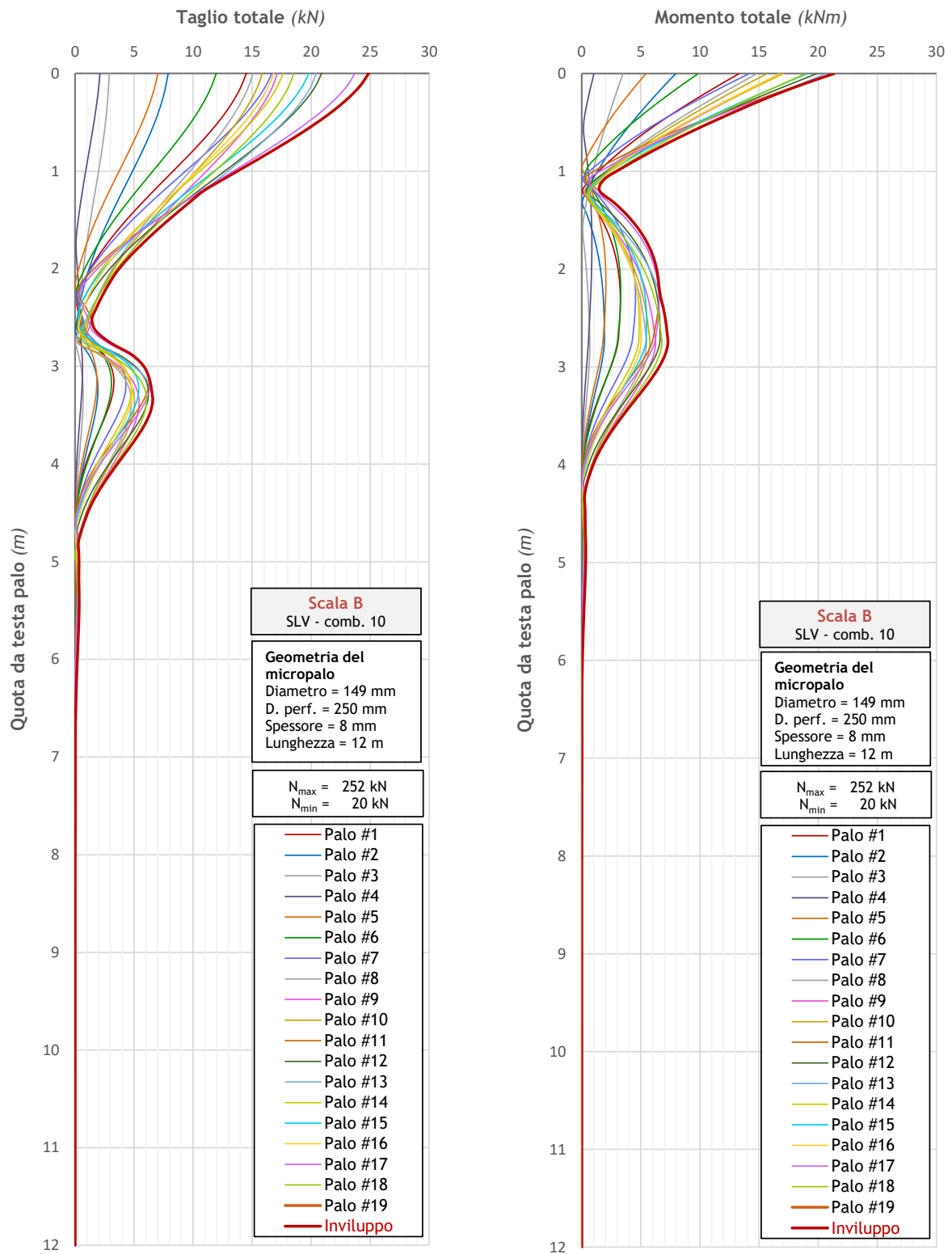


Figura 5.9 - Diagrammi di taglio e momento - Scala B.

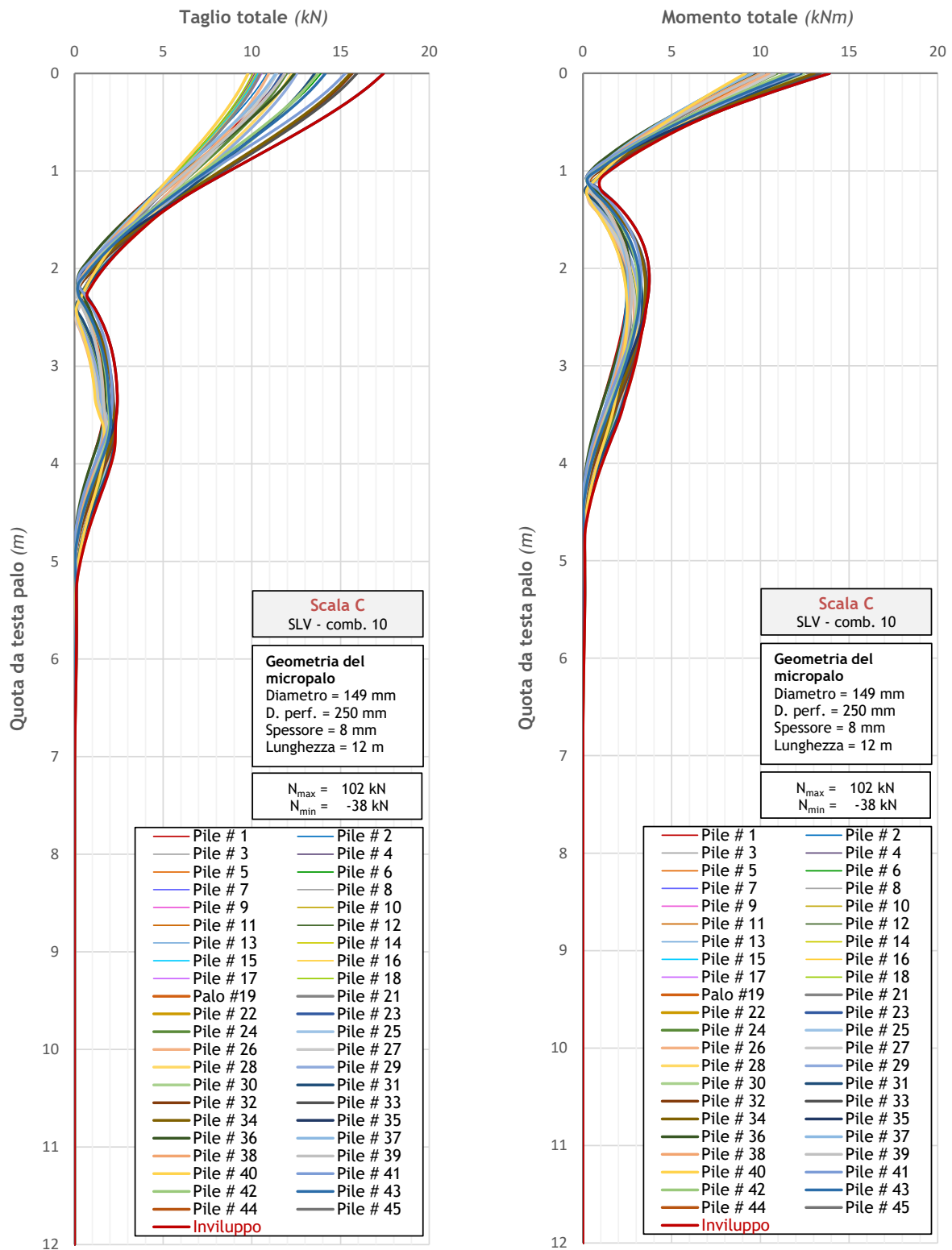


Figura 5.10 - Diagrammi di taglio e momento - Scala C.

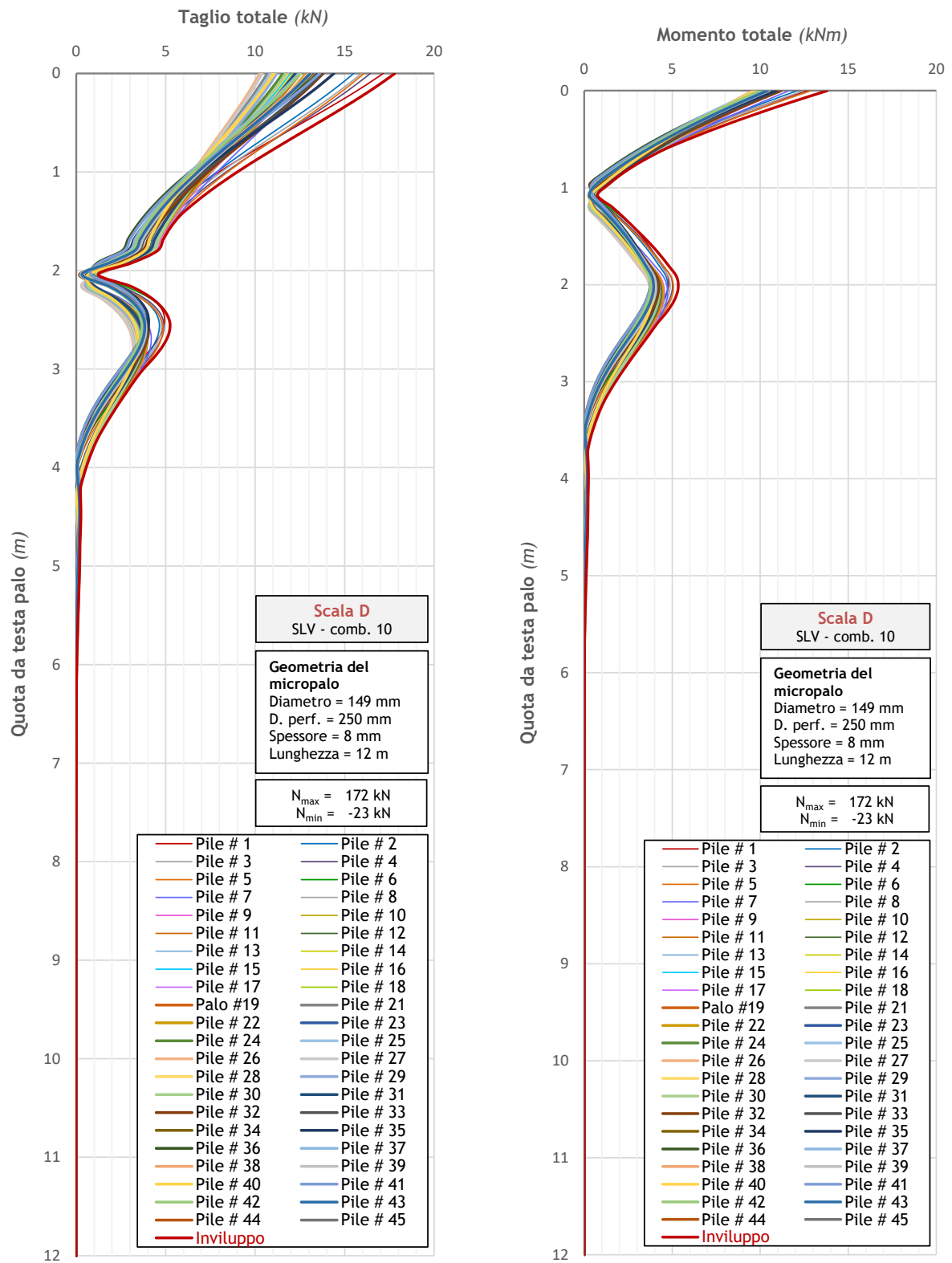


Figura 5.11 - Diagrammi di taglio e momento - Scala D.

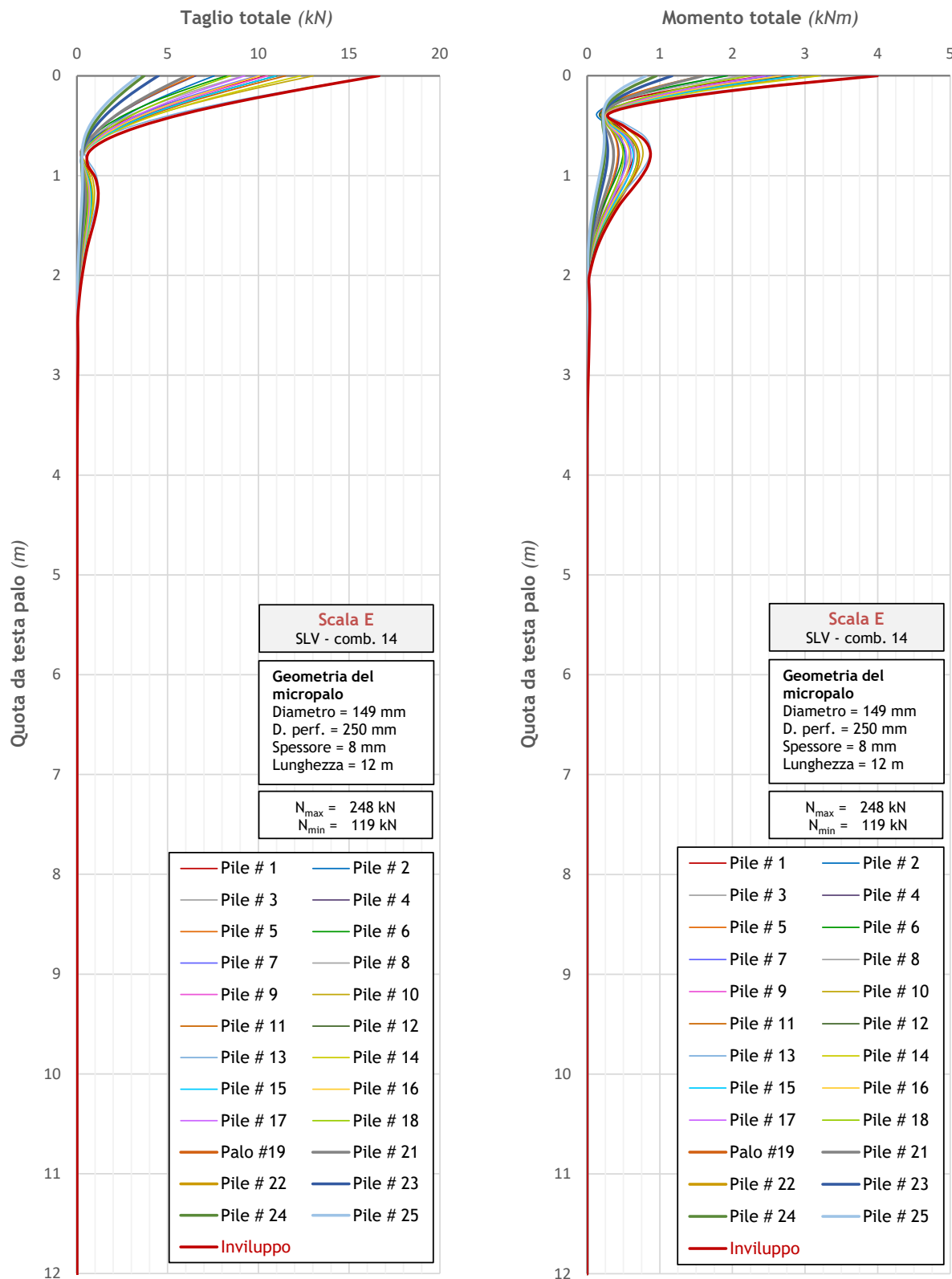


Figura 5.12 - Diagrammi di taglio e momento - Scala E.

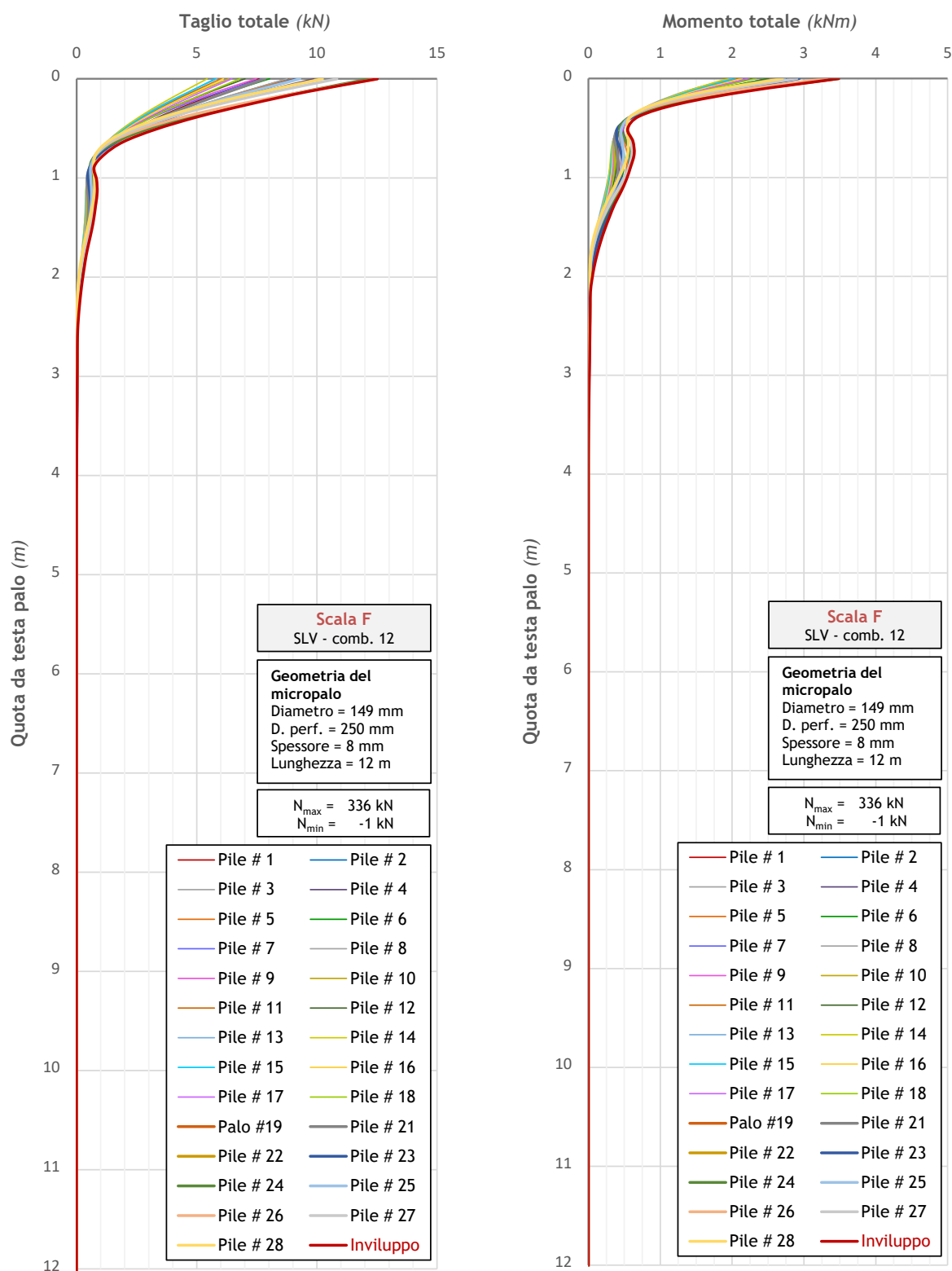


Figura 5.13 - Diagrammi di taglio e momento - scala F.

6. Verifiche geotecniche e strutturali

Valutate le azioni risultanti sui micropali, vengono ora illustrate le verifiche geotecniche e strutturali condotte ai fini del loro dimensionamento, in accordo alle indicazioni normative (rif. [2.1.1]).

6.1 Capacità portante dei micropali

La verifica di capacità portante della palificata è condotta per le condizioni SLU e SLV, per cui si richiede che venga verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d indica il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica dovrà essere condotta utilizzando la combinazione di calcolo A1+M1+R3 per il caso SLU, impiegando opportuni coefficienti parziali sulle azioni, sui parametri geotecnici e sulle resistenze di progetto. Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche dovranno essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti sulle azioni e sui parametri geotecnici. Rimane, invece, valida l'adozione dei coefficienti parziali sulle resistenze.

Azioni di progetto

Per quanto riguarda le azioni di progetto E_d , sono stati adottati i valori dell'azione assiale massima in compressione e trazione in testa palo, $N_{\max}$ e $N_{\min}$, ottenuti dall'analisi di gruppo della palificata al capitolo 5. Queste risultano già amplificate, secondo le indicazioni da normativa.

Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto R_d verranno, invece, definite a partire dai corrispettivi valori caratteristici R_k , applicando i coefficienti di riduzione γ_R :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Nel caso dei pali trivellati, i valori dei coefficienti γ_R , validi per gli stati limite statici e sismici, sono riportati in Tabella 6.1.

Tabella 6.1 - Set di coefficienti parziali γ_R (rif. [2.1.1]).

Resistenza	R3 γ_R
Base	1.35
Laterale in compressione	1.15
Laterale in trazione	1.25

I valori di resistenza caratteristica R_k si ottengono come:

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{(R_c)_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_c)_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Dove:

- R_c resistenza a compressione (o a trazione) ultima calcolata a partire dai parametri geotecnici (rispettivamente da stratigrafia con parametri medi o minimi);
- ξ_3, ξ_4 coefficienti di fattorazione dipendenti dal numero di verticali indagate.

Nel caso in esame, considerando utili alla caratterizzazione del volume significativo di terreno tutti i 5 sondaggi geognostici eseguiti (cfr. par. 3.1), è possibile adottare i seguenti valori dei coefficienti ξ :

$$\xi_3 = 1.5 \quad \xi_4 = 1.24$$

Nel caso SLU, il calcolo della resistenza a compressione (e a trazione) ultima viene eseguito assumendo i valori dei parametri geotecnici caratteristici, fattorati per il set di coefficiente parziali γ_M . Nel caso del set M1, questi assumono valori unitari, come riportato in Tabella 6.2.

Tabella 6.2 - Set di coefficienti parziali γ_M (rif. [2.1.1]).

Resistenza	R3 γ_R
$\tan \varphi'$	1.0
c'	1.0
c_u	1.0
γ	1.0

La resistenza a compressione ultima calcolata R_c è data da un contributo di base ed uno laterale:

$$R_c = R_{b\,ult} + R_{s\,ult}$$

Essendo:

- $R_{b\,ult}$ capacità portante di base;
- $R_{s\,ult}$ capacità portante laterale;

È quindi possibile valutare i due contributi resistenti, con riferimento alle seguenti formulazioni:

- $R_{b\,ult} = q N_q A_b$
- $R_{s\,ult} = \pi D \cdot \sum_0^{z_b} \tau_z \cdot \tau \Delta z;$

dove:

- τ_z = $c' + \sigma'_{vz} \cdot K_s \cdot \tan \delta;$
- D = diametro del palo;
- c' = coesione efficace;
- δ = angolo di attrito palo-terreno;
- K_s = coeff. di spinta orizzontale, funzione della tecnologia di realizzazione del palo;
- σ'_{vz} = pressione verticale efficace a quota $z;$
- Δz = intervallo di calcolo della sommatoria;
- z_b = quota della punta del palo da p.c.;
- A_b = area di base del palo;
- q = pressione verticale efficace geostatica, a livello della punta;
- N_q = coefficiente di capacità portante, secondo Meyerhof (1976).
- φ' = angolo di attrito del terreno.

Nel caso in esame e nell'ipotesi di pali trivellati, l'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) suggerisce di adottare per il coefficiente K_s di spinta laterale dei terreni un valore pari a 0.7 (rif. [2.3.1]). Sempre l'AGI indica di adottare un valore dell'angolo di attrito palo-terreno δ pari a φ' . A fini cautelativi, si è deciso di assumere un valore di $\delta = 2/3 \varphi'$. Sono state, inoltre, considerate delle limitazioni sulla portata di base unitaria (4500 kPa) e sulla resistenza laterale unitaria (150 kPa).

Per il coefficiente di capacità portante di base N_q sono stati adottati i valori proposti da Meyerhof (1976) e qui riportati in Tabella 6.3, al variare dell'angolo di attrito del terreno φ' e della tecnologia di installazione del palo. Eventuali valori intermedi sono stati ottenuti mediante interpolazione.

Tabella 6.3 - Valori del coefficiente di capacità portante N_q secondo Meyerhof (1976).

φ (°)		20	25	28	30	32	34	36	38	40	42	45
Nq	(driven)	8	12	20	25	35	45	60	80	120	160	230
Nq	(drilled)	4	5	8	12	17	22	30	40	60	80	115

Il peso del palo è stato stimato assumendo un peso del tubolare di 28 kg/m ed un peso specifico della malta cementizia di 20 kN/m³. Questo è stato fattorato nei termini di un'azione permanente sfavorevole ($\gamma_F = 1.3$), per le verifiche SLU. Al contempo, nel valutare la resistenza a trazione $R_{t ult}$, data dal solo contributo di attrito laterale, questa è stata calcolata, a favore di sicurezza, senza considerare il peso del palo W_p .

Un'ultima osservazione è relativa alla valutazione delle tensioni tangenziali τ all'interfaccia tra micropalo e terreno, nel caso delle scale E e F. Quest'ultime sono contraddistinte da un affondamento della platea di fondazione dal piano campagna di circa 8 m. Per questo motivo, per tener conto, almeno parzialmente, dello stato tensionale del terreno precedente allo scavo, si è deciso di ricorrere al metodo proposta da Bustamante e Doix (rif. [2.3.5, 2.3.6]). Con riferimento alle curve proposte dagli autori per strati ghiaiosi e sabbiosi, alle caratteristiche dei materiali incontrati e alla tecnologia di iniezione dei micropali, si adotta cautelativamente un valore costante di τ pari a 135 kPa, mobilitato a partire da 4 m da testa palo (Figura 6.1). L'impiego della tecnologia a bassa pressione permette, inoltre, di considerare un leggero incremento del diametro effettivo del micropalo rispetto a quello di perforazione, passando da 220 mm a 242 mm.

In Figura 6.2 ÷ Figura 6.7 sono riportati gli andamenti delle resistenze così ottenute in funzione della profondità. I valori numerici delle suddette curve sono, invece, riportati nelle corrispondenti Tabella 6.4 ÷ Tabella 6.9.

Si evidenzia, inoltre, il valore della profondità minima di infissione dei micropali necessaria a soddisfare la verifica di capacità portante.

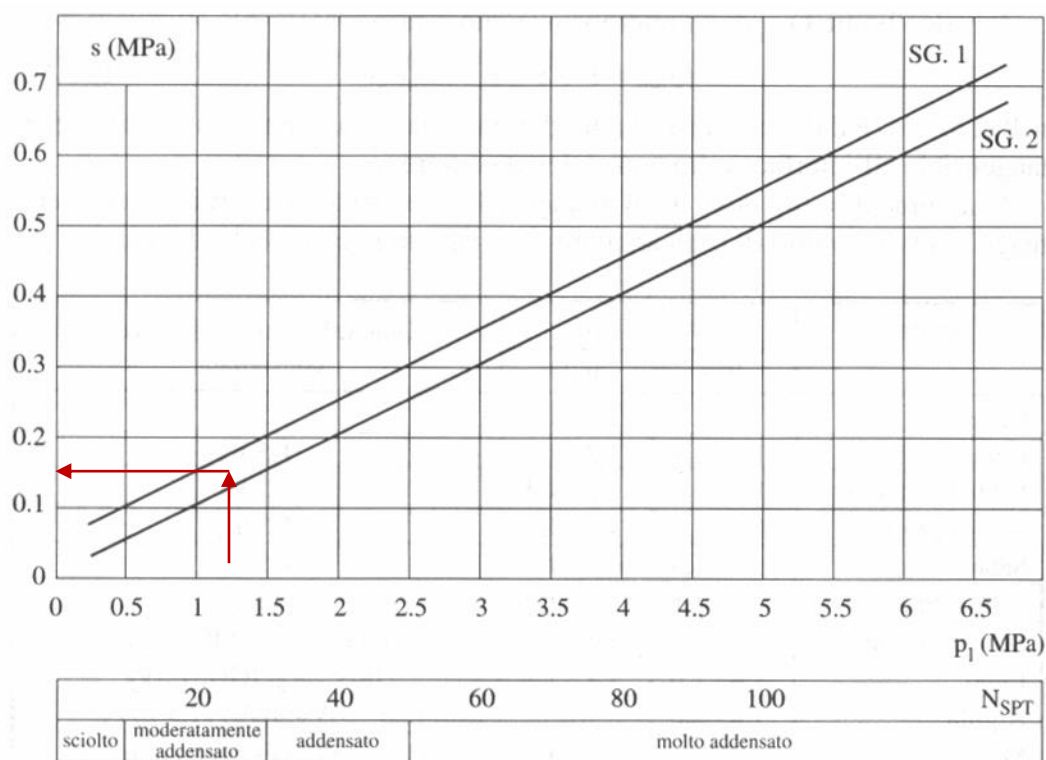


Figura 6.1 - Abaco per il calcolo della tensione tangenziale per sabbie e ghiaie (rif. [2.3.6]).

Si definiscono, quindi, le seguenti lunghezze di progetto:

- $L = 9$ m, per la scala C;
- $L = 10$ m, per le scale B, D e E;
- $L = 11$ m, per la scala A
- $L = 12$ m, per la scala F.

Resistenze di progetto dei pali

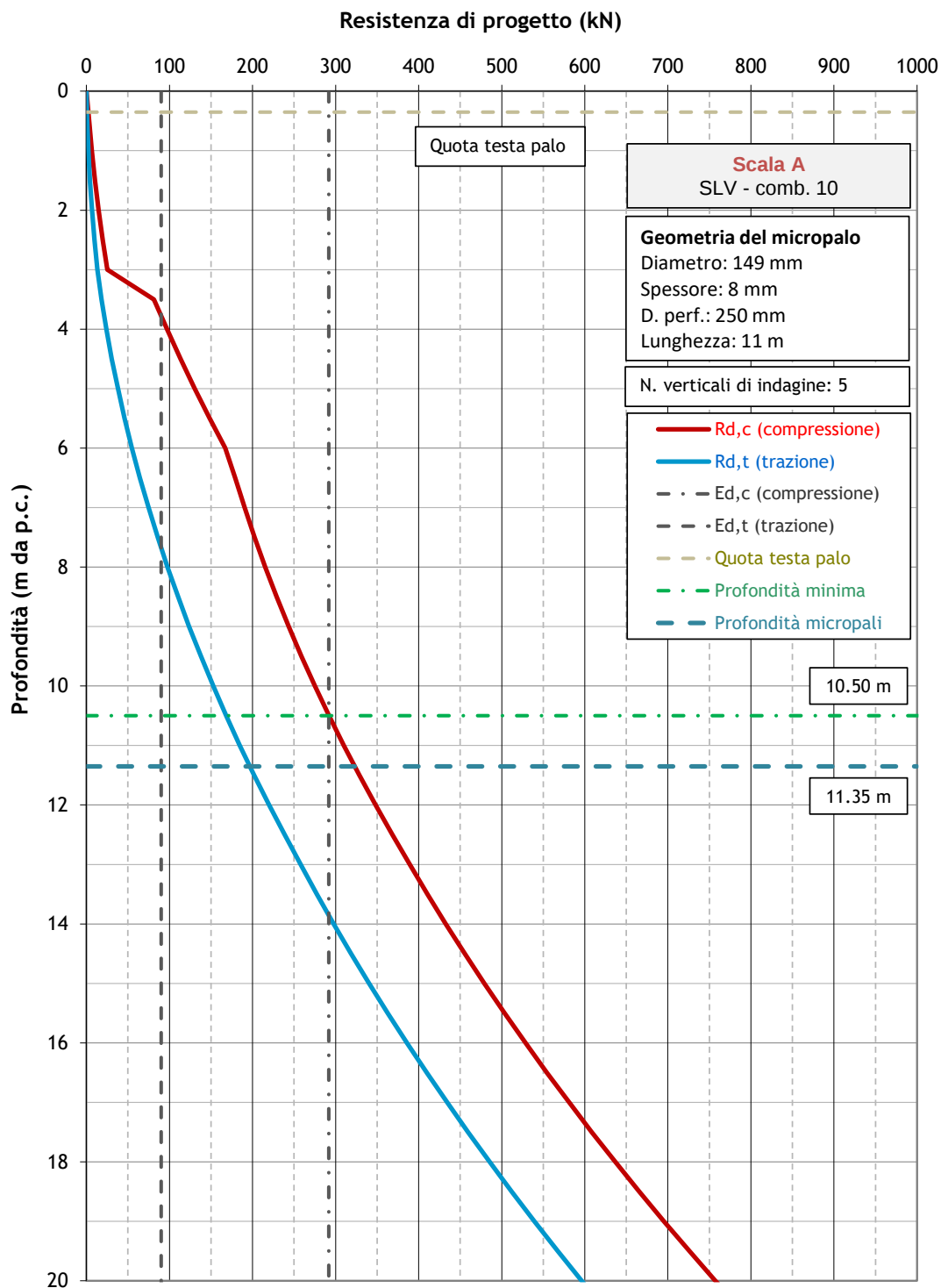


Figura 6.2 - Curve di capacità portante - scala A.

Tabella 6.4 - Curve di capacità portante - scala A

Valori di progetto R_d					
		$R_{d,p}$	$R_{d,l,c}$	$R_{d,t,c}$	$R_{d,t}$
Profondità	Lpalo	punta	Laterale (compressione)	Totale (compressione)	Laterale (trazione)
		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0	0	0	0
0.50	0.00	2	1	3	1
1.00	0.50	4	3	6	2
1.50	1.00	6	5	10	4
2.00	1.50	7	7	15	7
2.50	2.00	9	11	20	10
3.00	2.50	11	14	25	13
3.50	3.00	62	20	81	18
4.00	3.50	71	26	97	24
4.50	4.00	80	33	113	31
5.00	4.50	89	41	130	38
5.50	5.00	98	50	148	46
6.00	5.50	108	60	167	55
6.50	6.00	109	70	179	64
7.00	6.50	109	81	190	75
7.50	7.00	109	93	202	86
8.00	7.50	109	106	215	98
8.50	8.00	109	120	229	110
9.00	8.50	109	134	244	124
9.50	9.00	109	150	259	138
10.00	9.50	109	166	275	153
10.50	10.00	109	183	292	168
11.00	10.50	109	201	310	185
11.50	11.00	109	219	329	202
12.00	11.50	109	239	348	220
12.50	12.00	109	259	368	239
13.00	12.50	109	280	389	258
13.50	13.00	109	302	411	277
14.00	13.50	109	324	433	298
14.50	14.00	109	346	455	319
15.00	14.50	109	370	479	340
15.50	15.00	109	394	503	363
16.00	15.50	109	419	528	386
16.50	16.00	109	445	554	410
17.00	16.50	109	472	581	434
17.50	17.00	109	499	608	459
18.00	17.50	109	528	637	485
18.50	18.00	109	557	666	512
19.00	18.50	109	586	695	539
19.50	19.00	109	617	726	568
20.00	19.50	109	648	757	596
20.50	20.00	109	680	789	626
21.00	20.50	109	713	822	656
21.50	21.00	109	747	856	687
22.00	21.50	109	781	890	718
22.50	22.00	109	815	924	750
23.00	22.50	109	849	958	781
23.50	23.00	109	883	992	813
24.00	23.50	109	918	1027	844
24.50	24.00	109	952	1061	876
25.00	24.50	109	986	1095	907
25.50	25.00	109	1020	1129	938
26.00	25.50	109	1054	1163	970
26.50	26.00	109	1088	1197	1001
27.00	26.50	109	1122	1231	1033
27.50	27.00	109	1157	1266	1064
28.00	27.50	109	1191	1300	1095
28.50	28.00	109	1225	1334	1127
29.00	28.50	109	1259	1368	1158
29.50	29.00	109	1293	1402	1190
30.00	29.50	109	1327	1436	1221

Resistenze di progetto dei pali

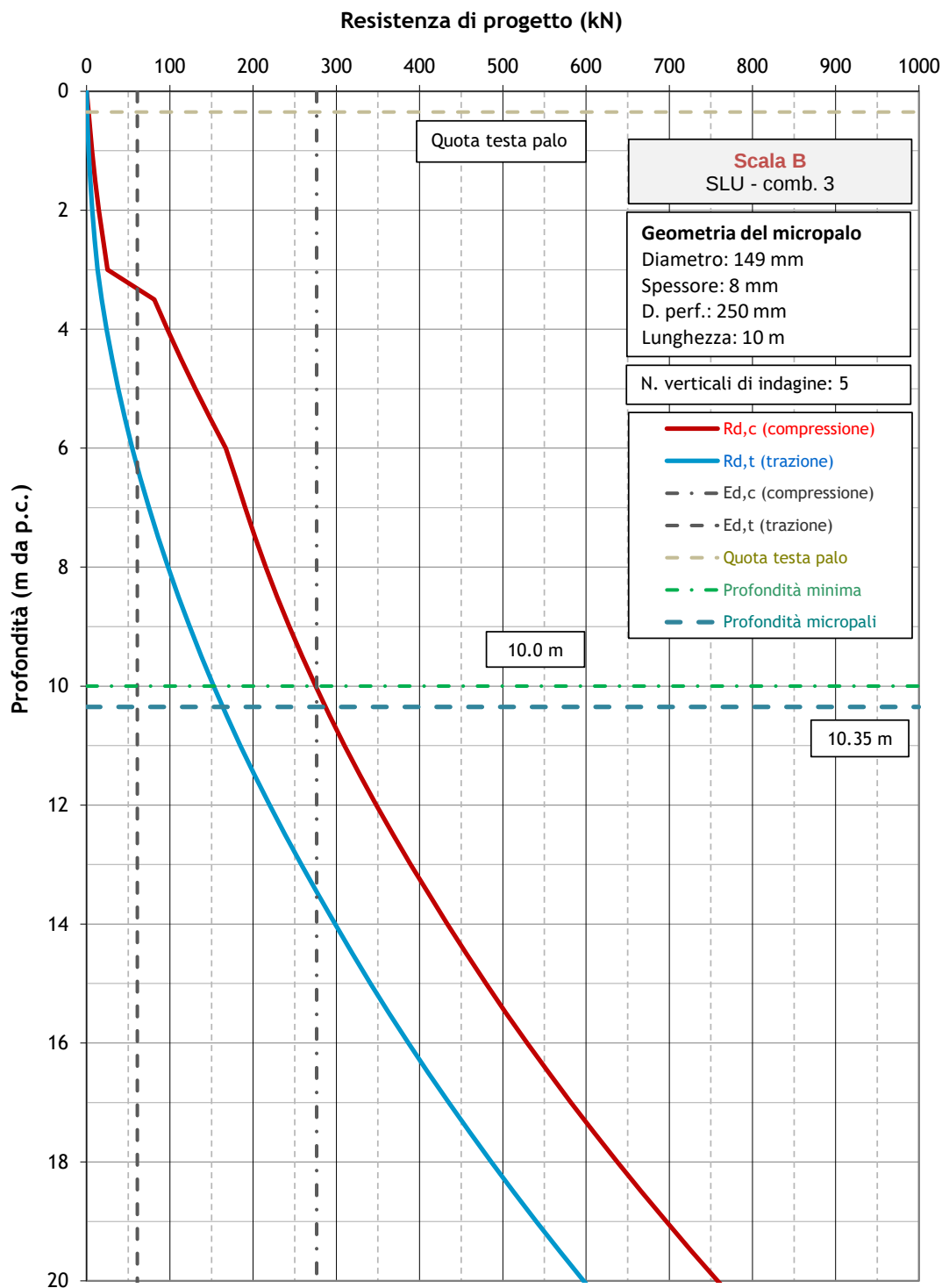


Figura 6.3 - Curve di capacità portante - scala B.

Tabella 6.5 - Curve di capacità portante - scala B.

Valori di progetto R_d					
		$R_{d,p}$	$R_{d,l,c}$	$R_{d,t,c}$	$R_{d,t}$
Profondità	Lpalo	punta	Laterale (compressione)	Totale (compressione)	Laterale (trazione)
		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0	0	0	0
0.50	0.00	2	1	3	1
1.00	0.50	4	3	6	2
1.50	1.00	6	5	10	4
2.00	1.50	7	7	15	7
2.50	2.00	9	11	20	10
3.00	2.50	11	14	25	13
3.50	3.00	62	20	81	18
4.00	3.50	71	26	97	24
4.50	4.00	80	33	113	31
5.00	4.50	89	41	130	38
5.50	5.00	98	50	148	46
6.00	5.50	108	60	167	55
6.50	6.00	109	70	179	64
7.00	6.50	109	81	190	75
7.50	7.00	109	93	202	86
8.00	7.50	109	106	215	98
8.50	8.00	109	120	229	110
9.00	8.50	109	134	244	124
9.50	9.00	109	150	259	138
10.00	9.50	109	166	275	153
10.50	10.00	109	183	292	168
11.00	10.50	109	201	310	185
11.50	11.00	109	219	329	202
12.00	11.50	109	239	348	220
12.50	12.00	109	259	368	239
13.00	12.50	109	280	389	258
13.50	13.00	109	302	411	278
14.00	13.50	109	324	433	298
14.50	14.00	109	347	456	319
15.00	14.50	109	371	480	341
15.50	15.00	109	395	504	363
16.00	15.50	109	420	529	387
16.50	16.00	109	446	555	410
17.00	16.50	109	473	582	435
17.50	17.00	109	500	609	460
18.00	17.50	109	528	638	486
18.50	18.00	109	557	667	513
19.00	18.50	109	587	696	540
19.50	19.00	109	618	727	568
20.00	19.50	109	649	758	597
20.50	20.00	109	681	790	627
21.00	20.50	109	714	823	657
21.50	21.00	109	748	857	688
22.00	21.50	109	782	891	719
22.50	22.00	109	816	925	751
23.00	22.50	109	850	959	782
23.50	23.00	109	884	993	814
24.00	23.50	109	919	1028	845
24.50	24.00	109	953	1062	876
25.00	24.50	109	987	1096	908
25.50	25.00	109	1021	1130	939
26.00	25.50	109	1055	1164	971
26.50	26.00	109	1089	1198	1002
27.00	26.50	109	1123	1233	1034
27.50	27.00	109	1158	1267	1065
28.00	27.50	109	1192	1301	1096
28.50	28.00	109	1226	1335	1128
29.00	28.50	109	1260	1369	1159
29.50	29.00	109	1294	1403	1191
30.00	29.50	109	1328	1437	1222

Resistenze di progetto dei pali

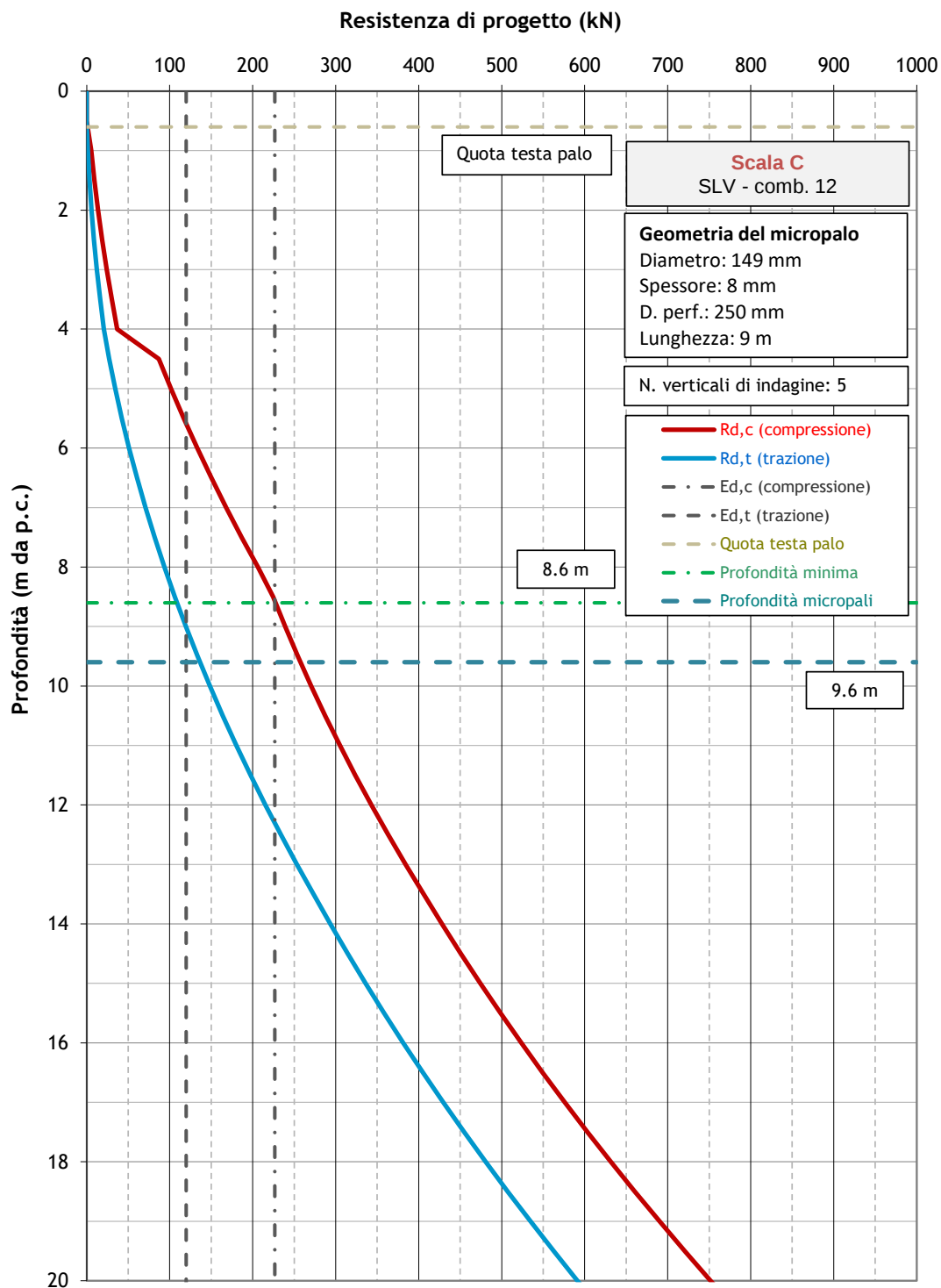


Figura 6.4 - Curve di capacità portante - scala C.

Tabella 6.6 - Curve di capacità portante - scala C.

Valori di progetto R_d					
		$R_{d,p}$	$R_{d,lc}$	$R_{d,tc}$	$R_{d,t}$
Profondità	Lpalo	punta	Laterale (compressione)	Totale (compressione)	Laterale (trazione)
		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0	0	0	0
0.50	0.00	0	0	0	0
1.00	0.50	4	2	5	1
1.50	1.00	6	4	9	3
2.00	1.50	7	6	14	6
2.50	2.00	9	10	19	9
3.00	2.50	11	13	24	12
3.50	3.00	13	18	30	16
4.00	3.50	14	22	37	21
4.50	4.00	57	30	87	27
5.00	4.50	64	37	102	34
5.50	5.00	71	46	117	42
6.00	5.50	78	56	133	51
6.50	6.00	84	66	150	61
7.00	6.50	91	77	168	71
7.50	7.00	98	89	187	82
8.00	7.50	104	102	206	94
8.50	8.00	109	116	225	106
9.00	8.50	109	130	239	120
9.50	9.00	109	145	254	134
10.00	9.50	109	161	270	148
10.50	10.00	109	178	287	164
11.00	10.50	109	196	305	180
11.50	11.00	109	215	324	197
12.00	11.50	109	234	343	215
12.50	12.00	109	254	363	234
13.00	12.50	109	275	384	253
13.50	13.00	109	297	406	273
14.00	13.50	109	319	428	293
14.50	14.00	109	342	451	314
15.00	14.50	109	365	474	336
15.50	15.00	109	389	499	358
16.00	15.50	109	414	524	381
16.50	16.00	109	440	549	405
17.00	16.50	109	467	576	430
17.50	17.00	109	494	603	455
18.00	17.50	109	522	632	481
18.50	18.00	109	551	660	507
19.00	18.50	109	581	690	535
19.50	19.00	109	612	721	563
20.00	19.50	109	643	752	591
20.50	20.00	109	675	784	621
21.00	20.50	109	708	817	651
21.50	21.00	109	741	850	682
22.00	21.50	109	775	884	713
22.50	22.00	109	809	919	745
23.00	22.50	109	844	953	776
23.50	23.00	109	878	987	808
24.00	23.50	109	912	1021	839
24.50	24.00	109	946	1055	870
25.00	24.50	109	980	1089	902
25.50	25.00	109	1014	1123	933
26.00	25.50	109	1049	1158	965
26.50	26.00	109	1083	1192	996
27.00	26.50	109	1117	1226	1027
27.50	27.00	109	1151	1260	1059
28.00	27.50	109	1185	1294	1090
28.50	28.00	109	1219	1328	1122
29.00	28.50	109	1253	1362	1153
29.50	29.00	109	1288	1397	1185
30.00	29.50	109	1322	1431	1216

Resistenze di progetto dei pali

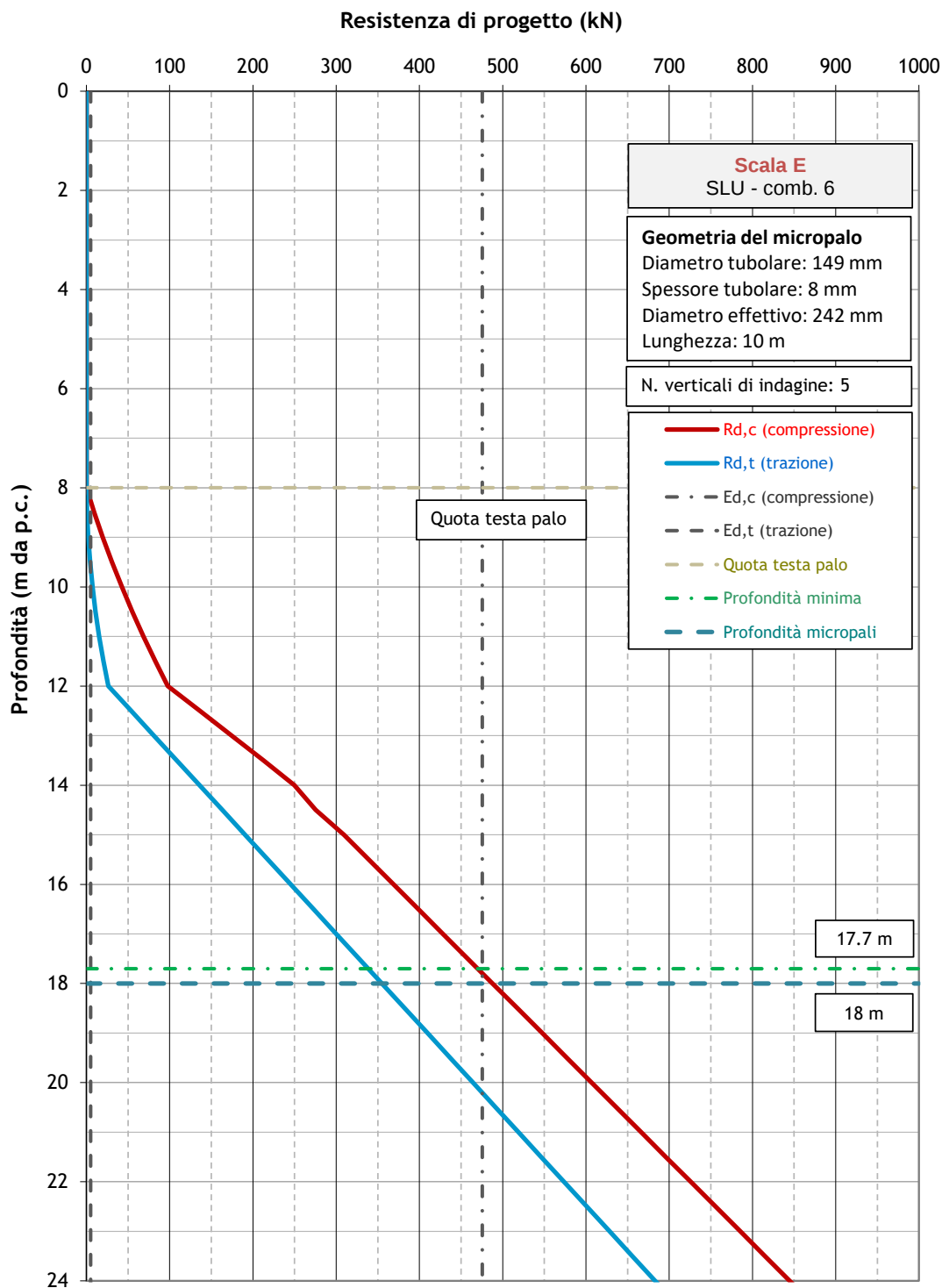


Figura 6.5 - Curve di capacità portante - scala D.

Tabella 6.7 - Curve di capacità portante - scala D.

Valori di progetto R_d					
		$R_{d,p}$	$R_{d,l,c}$	$R_{d,t,c}$	$R_{d,t}$
Profondità	Lpalo	punta	Laterale (compressione)	Totale (compressione)	Laterale (trazione)
		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0	0	0	0
0.50	0.00	0	0	0	0
1.00	0.00	0	0	0	0
1.50	0.00	0	0	0	0
2.00	0.00	0	0	0	0
2.50	0.00	0	0	0	0
3.00	0.00	0	0	0	0
3.50	0.00	0	0	0	0
4.00	0.00	0	0	0	0
4.50	0.00	0	0	0	0
5.00	0.00	0	0	0	0
5.50	0.00	0	0	0	0
6.00	0.00	0	0	0	0
6.50	0.00	0	0	0	0
7.00	0.00	0	0	0	0
7.50	0.00	0	0	0	0
8.00	0.00	0	0	0	0
8.50	0.50	9	1	9	1
9.00	1.00	17	2	20	2
9.50	1.50	26	5	31	4
10.00	2.00	35	8	42	7
10.50	2.50	43	12	55	11
11.00	3.00	52	17	68	15
11.50	3.50	60	22	83	20
12.00	4.00	69	29	98	26
12.50	4.50	78	58	136	54
13.00	5.00	86	88	174	81
13.50	5.50	95	118	213	108
14.00	6.00	102	148	250	136
14.50	6.50	98	177	275	163
15.00	7.00	102	207	309	191
15.50	7.50	102	237	339	218
16.00	8.00	102	267	369	245
16.50	8.50	102	296	399	273
17.00	9.00	102	326	428	300
17.50	9.50	102	356	458	327
18.00	10.00	102	386	488	355
18.50	10.50	102	415	518	382
19.00	11.00	102	445	547	410
19.50	11.50	102	475	577	437
20.00	12.00	102	505	607	464
20.50	12.50	102	534	637	492
21.00	13.00	102	564	666	519
21.50	13.50	102	594	696	546
22.00	14.00	102	624	726	574
22.50	14.50	102	653	756	601
23.00	15.00	102	683	785	628
23.50	15.50	102	713	815	656
24.00	16.00	102	743	845	683
24.50	16.50	102	772	875	711
25.00	17.00	102	802	904	738
25.50	17.50	102	832	934	765
26.00	18.00	102	862	964	793
26.50	18.50	102	891	994	820
27.00	19.00	102	921	1023	847
27.50	19.50	102	951	1053	875
28.00	20.00	102	981	1083	902
28.50	20.50	102	1010	1113	930
29.00	21.00	102	1040	1142	957
29.50	21.50	102	1070	1172	984
30.00	22.00	102	1100	1202	1012

Resistenze di progetto dei pali

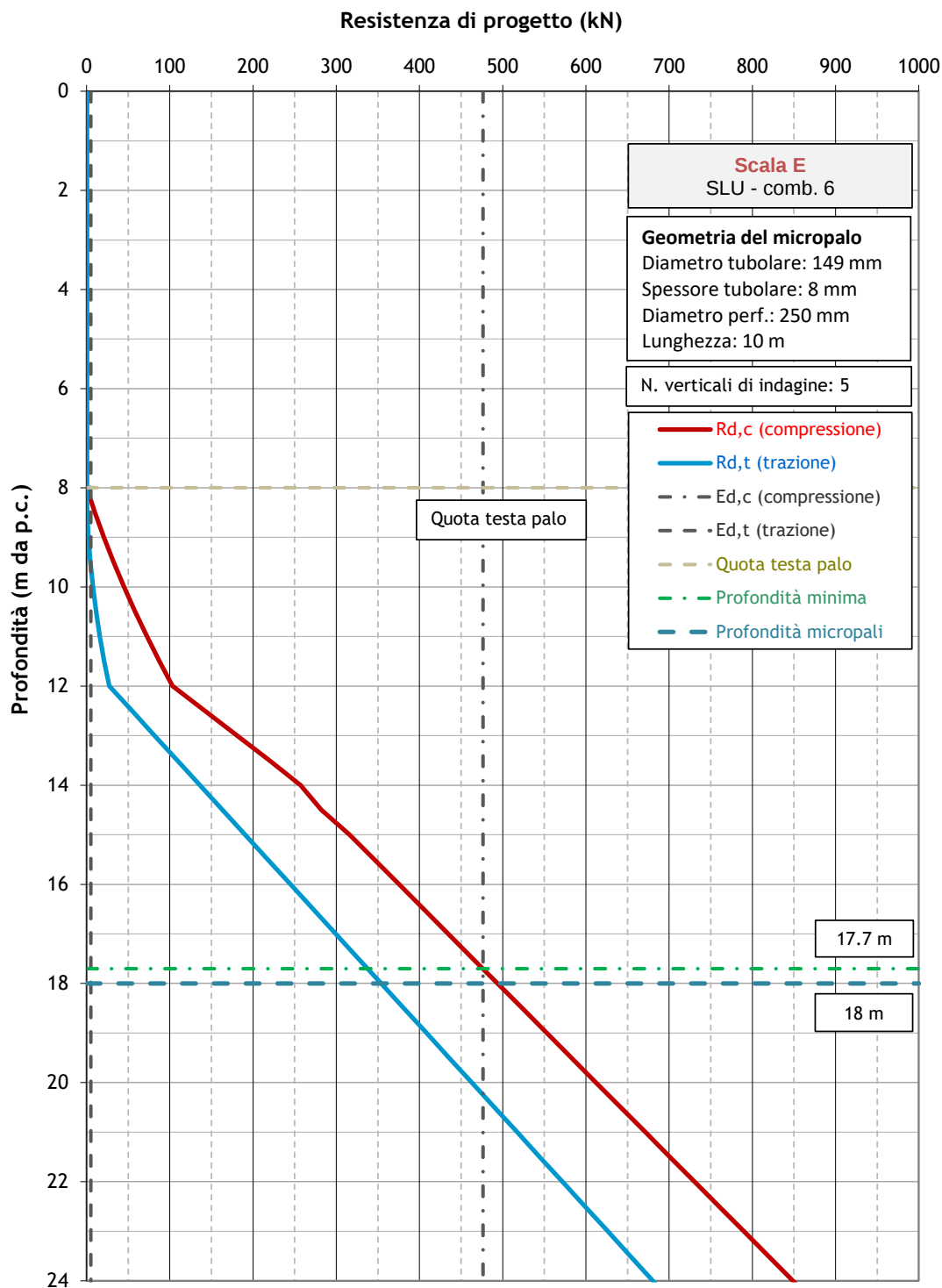


Figura 6.6 - Curve di capacità portante - scala E.

Tabella 6.8 - Curve di capacità portante - scala E.

Valori di progetto R_d					
		$R_{d,p}$	$R_{d,l,c}$	$R_{d,t,c}$	$R_{d,t}$
Profondità	Lpalo	punta	Laterale (compressione)	Totale (compressione)	Laterale (trazione)
		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0	0	0	0
0.50	0.00	0	0	0	0
1.00	0.00	0	0	0	0
1.50	0.00	0	0	0	0
2.00	0.00	0	0	0	0
2.50	0.00	0	0	0	0
3.00	0.00	0	0	0	0
3.50	0.00	0	0	0	0
4.00	0.00	0	0	0	0
4.50	0.00	0	0	0	0
5.00	0.00	0	0	0	0
5.50	0.00	0	0	0	0
6.00	0.00	0	0	0	0
6.50	0.00	0	0	0	0
7.00	0.00	0	0	0	0
7.50	0.00	0	0	0	0
8.00	0.00	0	0	0	0
8.50	0.50	9	1	10	1
9.00	1.00	18	2	21	2
9.50	1.50	28	5	33	5
10.00	2.00	37	8	45	8
10.50	2.50	46	12	58	11
11.00	3.00	55	17	73	16
11.50	3.50	64	23	87	21
12.00	4.00	74	30	103	27
12.50	4.50	83	59	142	54
13.00	5.00	92	89	181	82
13.50	5.50	101	118	220	109
14.00	6.00	109	148	257	136
14.50	6.50	105	178	282	163
15.00	7.00	109	207	316	191
15.50	7.50	109	237	346	218
16.00	8.00	109	266	375	245
16.50	8.50	109	296	405	272
17.00	9.00	109	326	435	299
17.50	9.50	109	355	464	327
18.00	10.00	109	385	494	354
18.50	10.50	109	414	523	381
19.00	11.00	109	444	553	408
19.50	11.50	109	474	583	436
20.00	12.00	109	503	612	463
20.50	12.50	109	533	642	490
21.00	13.00	109	562	671	517
21.50	13.50	109	592	701	545
22.00	14.00	109	621	731	572
22.50	14.50	109	651	760	599
23.00	15.00	109	681	790	626
23.50	15.50	109	710	819	653
24.00	16.00	109	740	849	681
24.50	16.50	109	769	879	708
25.00	17.00	109	799	908	735
25.50	17.50	109	829	938	762
26.00	18.00	109	858	967	790
26.50	18.50	109	888	997	817
27.00	19.00	109	917	1027	844
27.50	19.50	109	947	1056	871
28.00	20.00	109	977	1086	898
28.50	20.50	109	1006	1115	926
29.00	21.00	109	1036	1145	953
29.50	21.50	109	1065	1174	980
30.00	22.00	109	1095	1204	1007

Resistenze di progetto dei pali

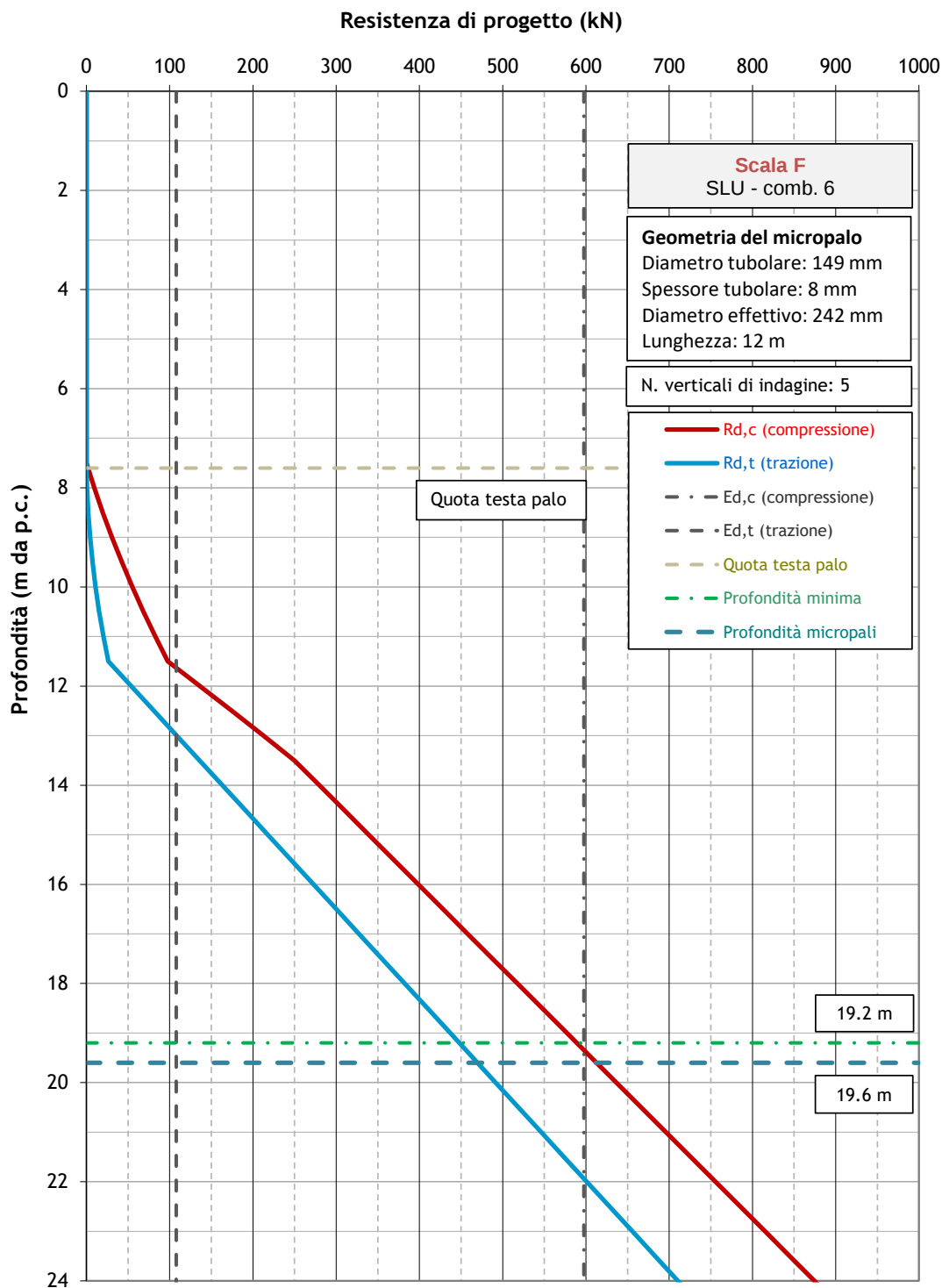


Figura 6.7 - Curve di capacità portante - scala F.

Tabella 6.9 - Curve di capacità portante - scala F.

Valori di progetto R_d					
		$R_{d,p}$	$R_{d,l,c}$	$R_{d,t,c}$	$R_{d,t}$
Profondità	Lpalo	punta	Laterale (compressione)	Totale (compressione)	Laterale (trazione)
		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0	0	0	0
0.50	0.00	0	0	0	0
1.00	0.00	0	0	0	0
1.50	0.00	0	0	0	0
2.00	0.00	0	0	0	0
2.50	0.00	0	0	0	0
3.00	0.00	0	0	0	0
3.50	0.00	0	0	0	0
4.00	0.00	0	0	0	0
4.50	0.00	0	0	0	0
5.00	0.00	0	0	0	0
5.50	0.00	0	0	0	0
6.00	0.00	0	0	0	0
6.50	0.00	0	0	0	0
7.00	0.00	0	0	0	0
7.50	0.00	0	0	0	0
8.00	0.50	9	1	9	1
8.50	1.00	17	2	20	2
9.00	1.50	26	5	31	4
9.50	2.00	35	8	42	7
10.00	2.50	43	12	55	11
10.50	3.00	52	17	68	15
11.00	3.50	60	22	83	20
11.50	4.00	69	29	98	26
12.00	4.50	78	58	136	54
12.50	5.00	86	88	174	81
13.00	5.50	95	118	213	108
13.50	6.00	102	148	250	136
14.00	6.50	102	177	280	163
14.50	7.00	102	207	309	191
15.00	7.50	102	237	339	218
15.50	8.00	102	267	369	245
16.00	8.50	102	296	399	273
16.50	9.00	102	326	428	300
17.00	9.50	102	356	458	327
17.50	10.00	102	386	488	355
18.00	10.50	102	415	518	382
18.50	11.00	102	445	547	410
19.00	11.50	102	475	577	437
19.50	12.00	102	505	607	464
20.00	12.50	102	534	637	492
20.50	13.00	102	564	666	519
21.00	13.50	102	594	696	546
21.50	14.00	102	624	726	574
22.00	14.50	102	653	756	601
22.50	15.00	102	683	785	628
23.00	15.50	102	713	815	656
23.50	16.00	102	743	845	683
24.00	16.50	102	772	875	711
24.50	17.00	102	802	904	738
25.00	17.50	102	832	934	765
25.50	18.00	102	862	964	793
26.00	18.50	102	891	994	820
26.50	19.00	102	921	1023	847
27.00	19.50	102	951	1053	875
27.50	20.00	102	981	1083	902
28.00	20.50	102	1010	1113	930
28.50	21.00	102	1040	1142	957
29.00	21.50	102	1070	1172	984
29.50	22.00	102	1100	1202	1012
30.00	22.50	102	1129	1232	1039

6.2 Verifica a carico orizzontale

La valutazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza dei micropali nei confronti dei carichi trasversali è stata valutata mediante un'analisi push-over condotta con il software LPile 2022. La modellazione riprende quanto già esposto al paragrafo 5.1.

La curva in Figura 6.8 risultano rispettivamente rappresentative della risposta ottenuta nel caso di una quota di testa palo al piano campagna, ponendo in relazione la reazione orizzontale ottenuta con lo spostamento in testa palo. Tale reazione è da intendersi come un valore caratteristico $R_{tr,k}$, da fattorarsi per i coefficienti γ_R e ξ_3, ξ_4 relativi al numero di verticali indagate al fine di definire il valore di resistenza di progetto, come visto nella verifica di capacità portante al paragrafo 6.1. Nel caso in esame, si assumono $\gamma_R = 1.3$ e $\xi_3, \xi_4 = 1.5, 1.24$

Ai fini della verifica agli stati limite ultimi, il valore caratteristico da prendere a riferimento è quello relativo al plateau della curva, per cui il terreno giunge a plasticizzazione. Nel caso in esame, si osserva come, già per uno spostamento di 0.1 m, il terreno sia in grado di sviluppare una resistenza caratteristica di 130 kN, che si traduce in un valore di progetto della resistenza di 66.7 kN, ben maggiore delle azioni orizzontali massime riportate in Tabella 5.2 ÷ Tabella 5.4.

La verifica risulta, pertanto, largamente soddisfatta e non si ritiene necessario ripeterla per maggiori valori di affondamento di testa palo, per cui l'attraversamento di strati dalle migliori proprietà meccaniche porterebbero a valori di resistenza analoghi, se non maggiori.

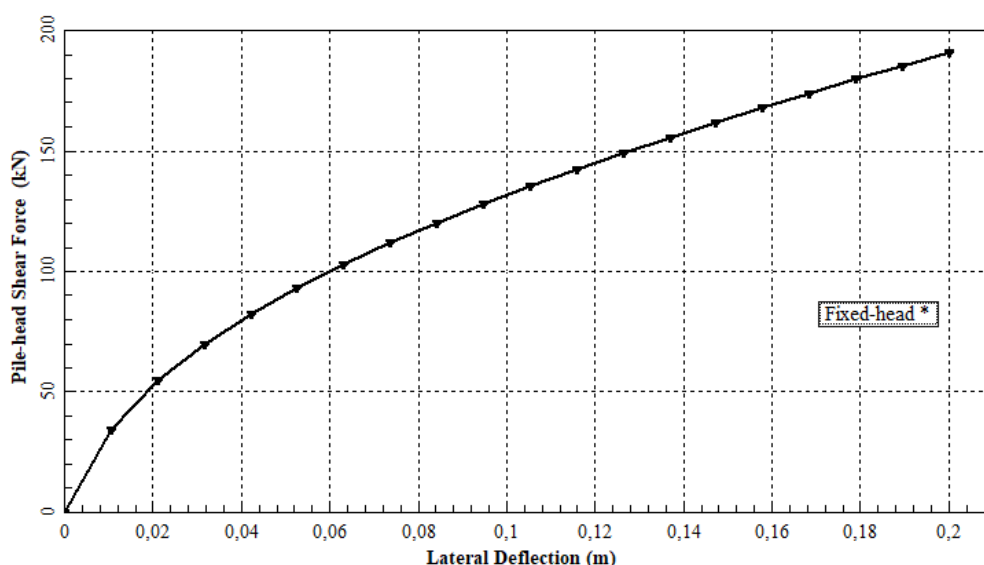


Figura 6.8 - Curva carico orizzontale - spostamento in testa palo.

6.3 Verifica strutturale dei tubolari

Si conclude con la verifica strutturale dei micropali, andando a valutare le massime tensioni agenti sulla sezione del tubolare ($\phi_e = 149$ mm, spessore $s = 8$ mm) indotte dalle risultanti di taglio e momento valutate al paragrafo 5.2. Tali verifiche sono riassunte in Figura 6.9 - Figura 6.14 e, come si può osservare, risultano sempre soddisfatte.

SCALA A				<u>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)</u>			
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>				tensione di snervamento normalizzata	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
<u>DATI GEOMETRICI:</u>				<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>			
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]	momento flettente di calcolo	M_{Ed}	24	[kNm/ml]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	26	[kN/ml]
diametro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	275	[kN/ml]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]	interasse tubolari	i	1	[m]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]	momento flettente agente	M_{Ed}	24	[kNm]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]	taglio agente	T_{Ed}	26	[kN]
momento statico di metà sezione	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	275	[kN]
				<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:</u>			
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	280.0	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	14.6	[MPa]
tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338.1	[MPa]	sigma ideale	σ_{id}	281.1	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	1.203	VERIFICATO

Figura 6.9 - Verifica strutturale dei micropali - scala A.

SCALA B				<u>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)</u>			
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>				tensione di snervamento normalizzata	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
<u>DATI GEOMETRICI:</u>				<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>			
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]	momento flettente di calcolo	M_{Ed}	21	[kNm/ml]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	25	[kN/ml]
diametro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	260	[kN/ml]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]	interasse tubolari	i	1	[m]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]	momento flettente agente	M_{Ed}	21	[kNm]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]	taglio agente	T_{Ed}	25	[kN]
momento statico di metà sezione	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	260	[kN]
				<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:</u>			
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	250.5	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	14.1	[MPa]
tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338.1	[MPa]	sigma ideale	σ_{id}	251.6	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	1.344	VERIFICATO

Figura 6.10 - Verifica strutturale dei micropali - scala B.

SCALA C				<u>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)</u>			
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>				tensione di snervamento normalizzata	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
				<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>			
<u>DATI GEOMETRICI:</u>				momento flettente di calcolo	M_{Ed}	14	[kNm/ml]
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	17	[kN/ml]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	212	[kN/ml]
diametro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]	interasse tubolari	i	1	[m]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]	momento flettente agente	M_{Ed}	14	[kNm]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]	taglio agente	T_{Ed}	17	[kN]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	212	[kN]
momento statico di metà sezione	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]	<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:</u>			
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	177.9	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	9.6	[MPa]
tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338.1	[MPa]	sigma ideale	σ_{id}	178.6	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	1.893	VERIFICATO

Figura 6.11 - Verifica strutturale dei micropali - scala C.

SCALA D				<u>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)</u>			
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>				tensione di snervamento normalizzata	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
				<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>			
<u>DATI GEOMETRICI:</u>				momento flettente di calcolo	M_{Ed}	14	[kNm/ml]
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	18	[kN/ml]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	261	[kN/ml]
diametro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]	interasse tubolari	i	1	[m]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]	momento flettente agente	M_{Ed}	14	[kNm]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]	taglio agente	T_{Ed}	18	[kN]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	261	[kN]
momento statico di metà sezione	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]	<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:</u>			
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	191.7	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	10.1	[MPa]
tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338.1	[MPa]	sigma ideale	σ_{id}	192.5	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	1.756	VERIFICATO

Figura 6.12 - Verifica strutturale dei micropali - scala D.

SCALA E				<u>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)</u>			
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>				tensione di snervamento normalizzata	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
<u>DATI GEOMETRICI:</u>				<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>			
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]	momento flettente di calcolo	M_{Ed}	4	[kNm/ml]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	17	[kN/ml]
diametro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	460	[kN/ml]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]	interasse tubolari	i	1	[m]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]	momento flettente agente	M_{Ed}	4	[kNm]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]	taglio agente	T_{Ed}	17	[kN]
momento statico di metà sezione	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	460	[kN]
				<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:</u>			
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	163.5	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	9.6	[MPa]
tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338.1	[MPa]	sigma ideale	σ_{id}	164.4	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	2.057	VERIFICATO

Figura 6.13- Verifica strutturale dei micropali - scala E.

SCALA F				<u>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)</u>			
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>				tensione di snervamento normalizzata	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
<u>DATI GEOMETRICI:</u>				<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>			
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]	momento flettente di calcolo	M_{Ed}	13	[kNm/ml]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	3	[kN/ml]
diametro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	579	[kN/ml]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]	interasse tubolari	i	1	[m]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]	momento flettente agente	M_{Ed}	13	[kNm]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]	taglio agente	T_{Ed}	3	[kN]
momento statico di metà sezione	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	579	[kN]
				<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:</u>			
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	273.0	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	1.7	[MPa]
tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338.1	[MPa]	sigma ideale	σ_{id}	273.0	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	1.238	VERIFICATO

Figura 6.14 - Verifica strutturale dei micropali - scala F.

7. Software di calcolo utilizzati e loro licenze

Ai fini del dimensionamento dei corpi scala in oggetto sono stati impiegati i programmi di calcolo Group e LPILE, sviluppati dalla Ensoft Inc. Si riportano in fig xx le licenze d'uso degli applicativi, fornite dalle case produttrici.

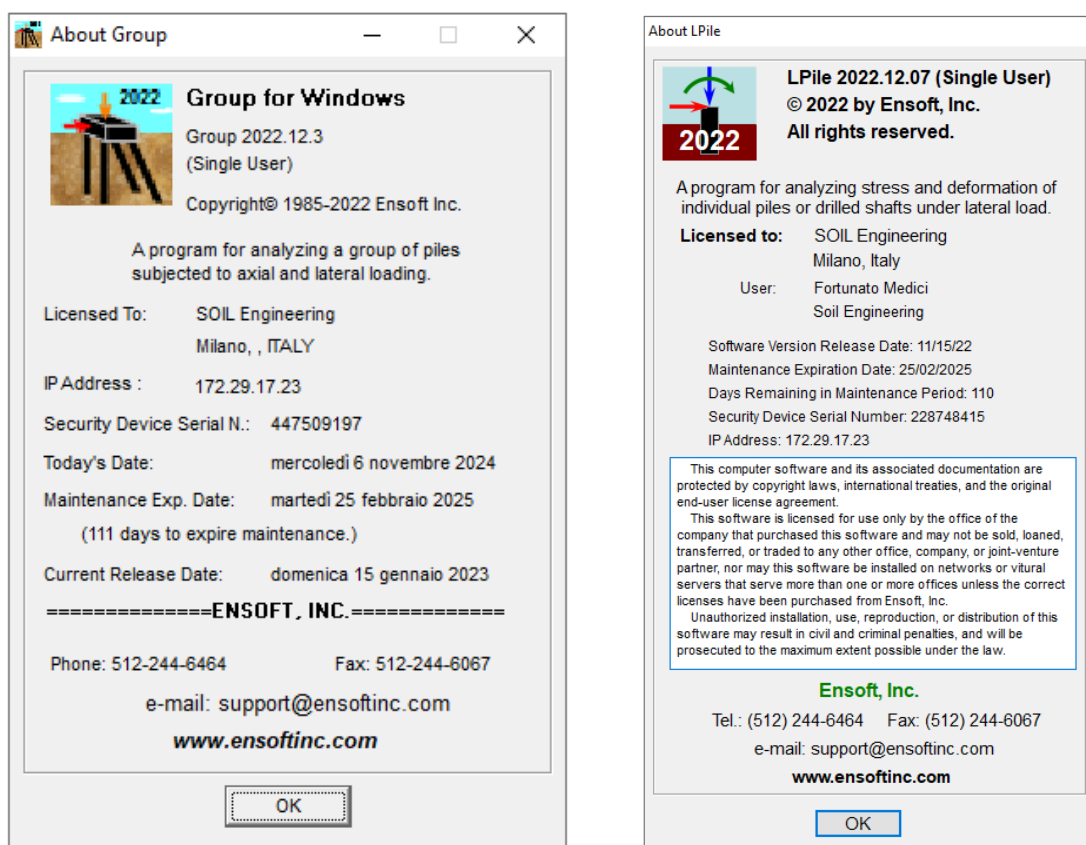


Figura 7.1 - Licenze d'uso di Group e LPILE.

8. Conclusioni

Il progetto delle fondazioni dei nuovi corpi scala del teatro nuovo di Torino vedrà l'impiego di pali trivellati di piccolo diametro su platee di fondazioni. Tale soluzione garantirà di minimizzare l'ingombro delle macchine, consentendo di sopperire alle difficoltà logistiche dettate dalle aree anguste in cui si andrà ad operare.

I micropali saranno costituiti da un tubolare metallico in acciaio S355, con diametro esterno di 149 mm e spessore di 8 mm, a fronte di un diametro di perforazione di 250 mm (220 mm per le scale E, F). Questi saranno rivestiti con una guaina in malta o boiacca cementizia, con funzione di protezione dall'ambiente esterno.

L'analisi delle fondazioni è stata condotta con riferimento ai carichi alla base dei corpi scala forniti dal progettista delle strutture e alla disposizione planimetrica prevista dal PFTE.

A tal riguardo, lo studio condotto ha visto l'analisi del comportamento di gruppo della palificata, utile a comprendere la distribuzione delle azioni sui diversi elementi, ed il dimensionamento dei micropali nei confronti della condizione più critica.

Rispetto alla configurazione del PFTE, per alcuni corpi scala è stato necessario procedere ad un riposizionamento dei micropali (Scale A, B) o ad un'aggiunta (Scala F). Questo al fine di garantire il soddisfacimento delle verifiche geotecniche e strutturali previste da normativa, per una lunghezza massima dei micropali di 12 m.

SOIL ENGINEERING SRL

COMUNE di TORINO

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO – ALLEGATO 3

FONDAZIONI GALLERIA

Sommario

1	FONDAZIONI.....	3
1.1	Generalità.....	3
1.2	Caratterizzazione geotecnica	3
1.3	Trave di fondazione filo G-Az.....	5
1.3.1	Trave di fondazione filo G-Az: verifica GEO	5
1.3.1.1	Parametri geotecnici di progetto	5
1.3.1.2	Verifiche GEO elementi di fondazione: portanza	7
1.3.1.3	Verifiche GEO elementi di fondazione: cedimenti	9
1.3.2	Trave di fondazione filo G-Az: verifica STR.....	10
1.4	Plinto di fondazione nuovi pilastri filo G-Ai	17
1.4.1	Plinto di fondazione nuovi pilastri filo G-Ai: verifica GEO	17
1.4.1.1	Parametri geotecnici di progetto	17
1.4.1.2	Verifiche GEO elementi di fondazione: portanza	17
1.4.1.3	Verifiche GEO plinti di fondazione: cedimenti	19
1.4.2	Plinto di fondazione nuovi pilastri filo G-Ai: verifica STR	19

1 FONDAZIONI

1.1 Generalità

Le condizioni di carico sulle fondazioni degli elementi verticali esistenti dovute alla nuova soletta e in generale alla nuova struttura di progetto risultano analoghe a quelle preesistenti e in generale inferiori. Il nuovo progetto prevede peraltro la costruzione di una coppia di nuovi pilastri sul filo G-Ai e un'intera nuova pilastrata sul filo G-Az, i primi su plinto quadrato e la seconda su trave di fondazione continua. Si riportano per entrambe le situazioni le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo strutturale (STR)

1.2 Caratterizzazione geotecnica

Dalla documentazione relativa allo studio geotecnico effettuato sul limitrofo edificio (Biblioteca) e allegata al PTE, codice 22044D02_3_0_P_GG_00_CH_003_01_Relazione Geotecnica e codice 22044D02_1_0_P_GG_00_CG_001_0 Rel Geologica, si ricavano i dati necessari al dimensionamento delle nuove fondazioni superficiali a sostegno della Galleria.

In sintesi risulta quanto di seguito riportato.

categoria suolo: B

soggiacenza falda: 15 m (livello da p.c.)

Dall'ubicazione delle prove effettuate, mostrate nella planimetria sotto, si ritiene appropriato assumere i dati relativi al Sondaggio S2 ed S4.

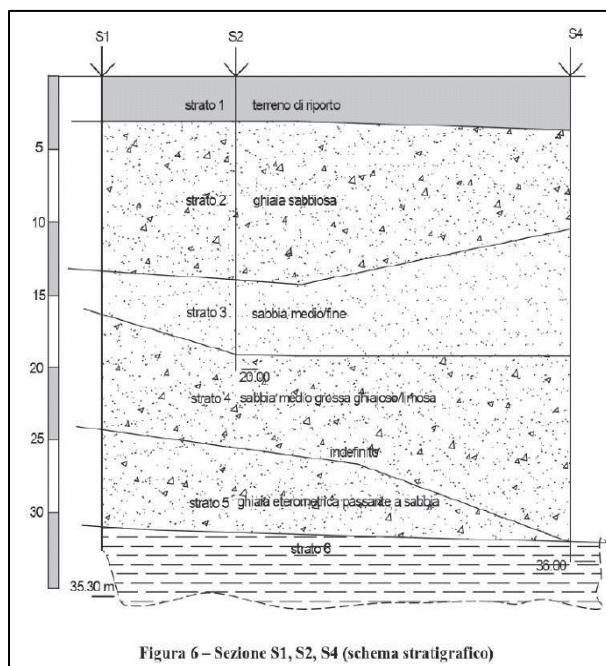
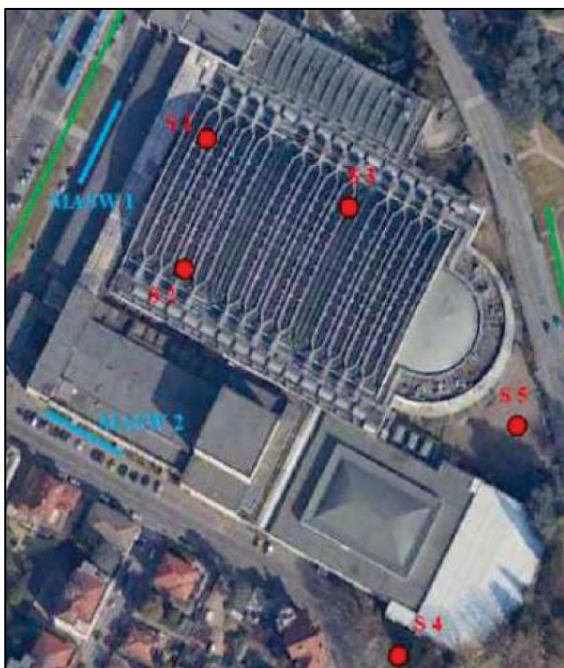


Figura 6 – Sezione S1, S2, S4 (schema stratigrafico)

Planimetria indagini geologiche e sezione stratigrafica
stratigrafia (sondaggi S2 - S4)

terreno	profondità
riporto	0.0 - 3.0 m
ghiaia e sabbia	31.0 - 34.0 m
coesivo	strato profondo

Al fine di caratterizzare il terreno in termini di valutazione della sua portanza, sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica del PFTE, si ritiene opportuno assumere i parametri seguenti:

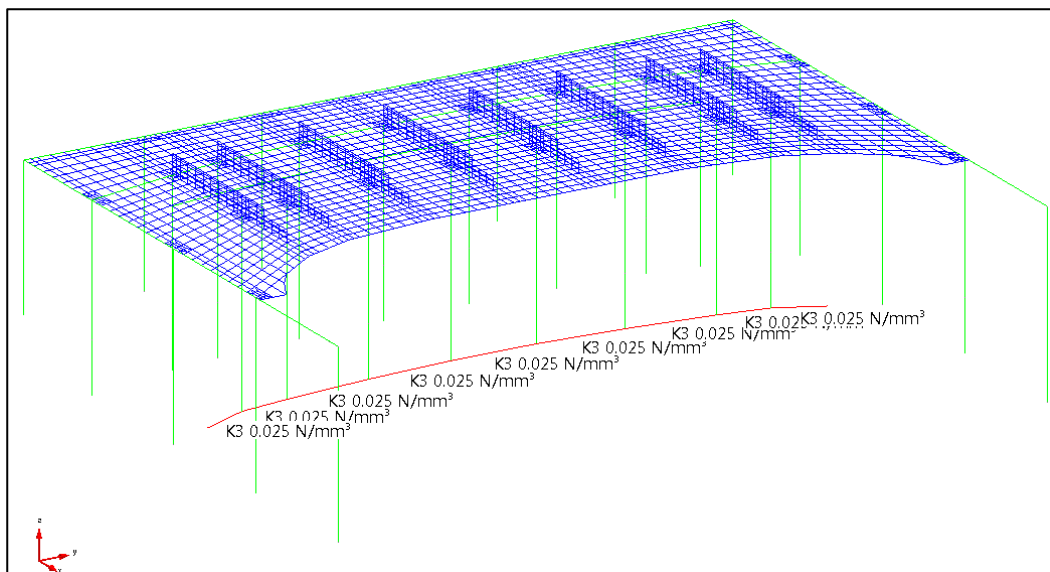
UNITA' LITOSTRATIGRAFICHE					
litologia	z	γ_t	c'	Φ'	M_0
	[m]	kg/cm ³	kg/cm ²	°	kg/cm ²
riporto	0.0-3.5	0.0018	0.2	28	200
alluvionale sabbie-ghiaie	3.5-34.0	0.0019	0.00	38	400

Modulo di reazione verticale del terreno K_w , assunto nella mesh di calcolo per la verifica STR e per la stima dei cedimenti:

$$K_w = 2.5 \text{ kg/cm}^3$$

Tale valore, confrontato con i dati presenti nelle bibliografia corrente (si veda tabella dei Moduli di Winkler secondo Pozzati) risulta più che cautelativo. Si osserva che nel PFTE viene indicato un modulo maggiore pari a $K_w = 4.8 \text{ kN/m}^3$; l'adozione di un modulo ridotto è per considerare comunque nella stima dei cedimenti gli eventuali effetti secondari a lungo termine.

MODULO DI REAZIONE "VERTICALE" DEL TERRENO [WINKLER]	Tabella dei Moduli di Winkler secondo POZZATI	K [Kg/cm ³]	Natura del terreno	
		0.6 ~ 1.2	torba leggera	
		1.2 ~ 1.8	torba pesante	
		1.0 ~ 1.5	terra vegetale	
		1.0 ~ 2.0	depositi recenti	
		1.5 ~ 2.0	sabbia di mare, fina	
		2.0 ~ 4.0	sabbia poco coerente	
		2.0 ~ 3.5	terra molto umida	
		3.0 ~ 6.0	terra poco umida	
		5.0 ~ 10.0	terra secca	
		8.0 ~ 10.0	argilla con sabbia	
		10.0 ~ 12.0	argilla grassa	
		8.0 ~ 15.0	sabbia compatta	
		10.0 ~ 25.0	ghiaia con sabbia	
		20.0 ~ 30.0	ghiaia compatta	



Trave su suolo elastico: modulo k Winkler adottato

1.3 Trave di fondazione filo G-Az

Si riporta il dimensionamento della trave di fondazione sottostante le nuove colonne circolari D 40cm a sostegno della galleria sul filo G-Az. La fondazione è impostata alla medesima quota della pilastrata del filo interno G-Ai: a circa 2.5 m dal p.c. di riferimento della stratigrafia di progetto. La trave fondazione ha sezione a T rovescia con base 120 cm e altezza totale 75 cm:

Nome sezione: trave a T fondazione

Materiale sezione: Cls C30/37

Materiale armature: B450C

L1: 120 cm S1: 50 cm

L2: 50 cm S2: 0 cm

H: 75 cm S3: 50 cm

Coeff. omog. -1

☐ Vuota

☐ Non strutturale

☒ Disegna quote intermedie

Si procede alla verifica GEO considerando un'impronta sotto l'area di carico pari alla larghezza della trave di fondazione come fosse in plint isolato, affidando tutto il carico proveniente dalla colonna.

Si procede alla verifica STR sul modello FEM con la trave su suolo elastico e con schemi manuali.

1.3.1 Trave di fondazione filo G-Az: verifica GEO

1.3.1.1 Parametri geotecnici di progetto

Si riportano indicazioni e generalità riferite all'analisi delle fondazioni superficiali, con particolare riferimento alle verifiche da effettuare, con indicazione dei coefficienti parziali di sicurezza adottati, ai parametri geotecnici di progetto e al calcolo della capacità portante del terreno in condizioni statiche e sismiche.

Si procede alle veriche applicando la combinazione (A1+M1+R3) con coefficienti parziali dell'Approccio 2, (ai sensi del paragrafo 6.4.2.1 NTC 2018).

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE COMBINAZIONI DI CARICO E PER LE RESISTENZE DA UTILIZZARE NELLE VERIFICHE

Tab. 6.2.I (NTC 2018)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	0.9	1	1
	sfavorevole		1.1	1.3	1
Pemanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tab. 6.2.II (NTC 2018)

SCR PIEMONTE – Riqualificazione Teatro Nuovo
Esecutivo – Allegato: Progetto nuova Galleria

Parametro	Grandezza	Coeff.	M1	M2
tangente angolo di resistenza a taglio	$\tan \phi'k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
coesione efficace	c'_k	γ_c	1	1.25
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
peso del unita di volume	γ	γ_γ	1	1

Tab. 6.4.I (NTC 2018)

Verifica	Coeff. R1	Coeff. R2	Coeff. R3
Capacità portante	1		2.3
Scorrimento	1		1.1

Verifica portanza GEO (collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno) di nastro di fondazione superficiale, secondo NTC2018 paragrafo 6.4.2.1. Si procede con Approccio 2 e combinazione (A1+M1+R3).

Per le verifiche strutturali STR - SLU, $\gamma_R = 1$.

PARAMETRI GEOTECNICI ASSUNTI A PROGETTO

Si assume:

$$\Phi'_k = 33^\circ$$

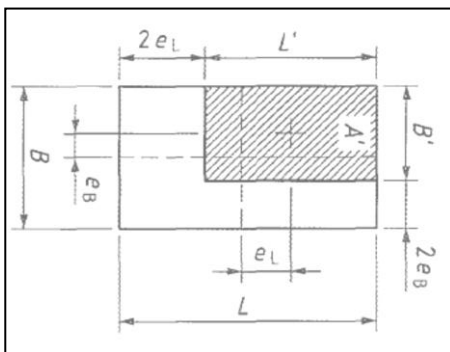
$$\gamma_{\phi'} = 1$$

$$\Phi' \text{ ridotta} = 33^\circ$$

$$\gamma_t, \text{ peso specifico del terreno} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_\gamma = 1.0$$

ESPRESSIONE DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE



COMBINAZIONE STATICA: Valutazione della portanza secondo Vesic, in termini di tensioni efficaci, per terreno incoerente a grana grossa, con $\phi > 0$ e $c = 0$:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

espressione dei fattori sopra elencati:

B' , larghezza efficace della fondazione (Fig. D.1 Annex D, EN 1997 – 1), sostituisce B in presenza di carico eccentrico

L' , lunghezza efficace della fondazione (Fig. D.1 Annex D, EN 1997 – 1), sostituisce L in presenza di carico eccentrico

fattori di capacità portante

$$N_q = k_p e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

con coeff. di spinta passiva, $k_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

fattori di forma fondazione

$$s_\gamma = 1 - 0.4B/L$$

$$s_q = 1 + B/L \tan \phi$$

fattori correttivi per l'inclinazione del carico

$$i_q = (1 - H/N)^m$$

$$i_\gamma = (1 - H/N)^{m+1}$$

$m = (2 + B/L)/(1 + B/L)$, carico orizzontale H/B

fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione

$b_q = b_\gamma = 1$, per base fondazione ad inclinazione nulla

fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna

$g_q = g_\gamma = 1$, per inclinazione nulla del piano di campagna

fattori correttivi per la profondità del piano di imposta D della fondazione

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$k = D/B \quad \text{per } D/B < 1$$

$$k = \arctan D/B \quad \text{per } D/B > 1$$

sovraccarico ai lati della fondazione

$$q = \gamma D$$

1.3.1.2 Verifiche GEO elementi di fondazione: portanza

La verifica geotecnica del terreno sotto le azioni è da condursi per:

1) collasso per carico limite dell'insieme terreno fondazione (PORTANZA)

Vista la geometria degli elementi fondali la verifica della portanza viene effettuata considerando un'impronta rettangolare nell'intorno della colonna equiparando il nastro di fondazione con più punti di applicazione del carico a più fondazioni superficiali separate a supporto del singolo punto di carico.

Dall'analisi della struttura si individuano le condizioni di carico più gravose SLV per ciascuna fondazione superficiale equivalente. Le sollecitazioni vengono prese nella loro combinazione più gravosa.

Geometria

Larghezza base plinto, B =	120	cm
Lunghezza base plinto, L =	150	cm
altezza base plinto, H =	50	cm
Larghezza base baggiolo, B _b =	50	cm
Lunghezza base baggiolo, L _b =	50	cm
altezza baggiolo, H _b =	25	cm

Superficie impronta plinto, BxL =	18000	cm ²
distanza estradosso fndz - p.p. =	190	cm
profondità media piano posa, D =	2.65	m

Azioni di progetto

N _{SLU,elevazione} =	57500	kg
N _{SLU,p.p.fondazione} =	3128	kg
N _{SLU,p.p.riempimento} =	7798	kg
N _{SLU,totale} =	68426	kg
N _{SLU,tot} =	68426	kg
comp. sforzo oriz., H =	0	kg

$$\text{impronta compressa [m]: } 1.20 \times 1.50 = 1.80 \text{ mq}$$

$$q_{\max} = 38015 \text{ kg/m}^2 \quad 3.80 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

$$q_{\lim} = 0.5 \gamma N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} z_{\gamma} + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

$$\phi = 33 \text{ gradi}$$

$$\phi = 0.58 \text{ Rad}$$

$$L', \text{ larghezza efficace della fondazione} = 1.50 \text{ m}$$

$$B', \text{ lunghezza efficace della fondazione} = 1.20 \text{ m}$$

valori dei fattori sopra elencati:

$$N_q = k_p e^{\pi \tan \phi} = 25.96$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi = 35.00$$

$$\text{con coeff. di spinta passiva, } k_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$= 3.38$$

fattori di forma fondazione

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 B'/L' = 0.68$$

$$s_q = 1 + B'/L' \tan \phi = 1.52$$

fattori correttivi per l'inclinazione del carico

$$i_q = (1 - H/N)^m = 1.00$$

$$i_{\gamma} = (1 - H/N)^{m+1} = 1.00$$

$$m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L') = 1.56$$

fattori correttivi per la profondità del piano di imposta D della fondazione

$$d_{\gamma} = 1.00$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1.31$$

$$D/B' = 2.21$$

$$k = 1.15$$

sovraccarico ai lati della fondazione

$$q = \gamma D = 0.50 \quad \text{kg/cm}^2$$

capacità portante limite

$$q_{\text{lim}} = 26.01 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$q_d = q_{\text{lim}} / \gamma_R = 11.3 \quad \text{kg/cm}^2$$

Verifica capacità portante della fondazione

$$\text{azione di progetto verticale, } E_d = N_{\text{SLU, TOT}} = 68426 \quad \text{kg}$$

$$\text{resistenza di progetto, } R_d = (q_{\text{lim}} B' L') / \gamma_R = 203576 \quad \text{kg} > E_d$$

$$\text{essendo } \gamma_{R3} = 2.3$$

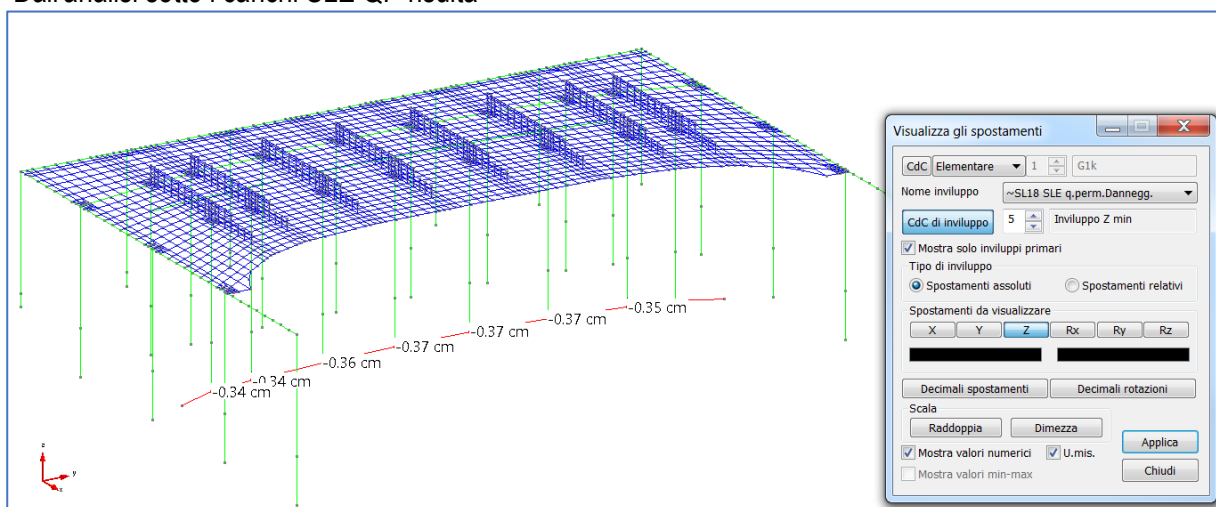
Verifica risulta soddisfatta.

$$R_d / E_d = 2.98 > 1$$

1.3.1.3 Verifiche GEO elementi di fondazione: cedimenti

In generale si può affermare che i cedimenti si sviluppano all'atto del caricamento, vista la natura incoerente del terreno. Pertanto la stima dei cedimenti effettuata sul modello FEM di trave su suolo elastico con Modulo di winkler si ritiene attendibile

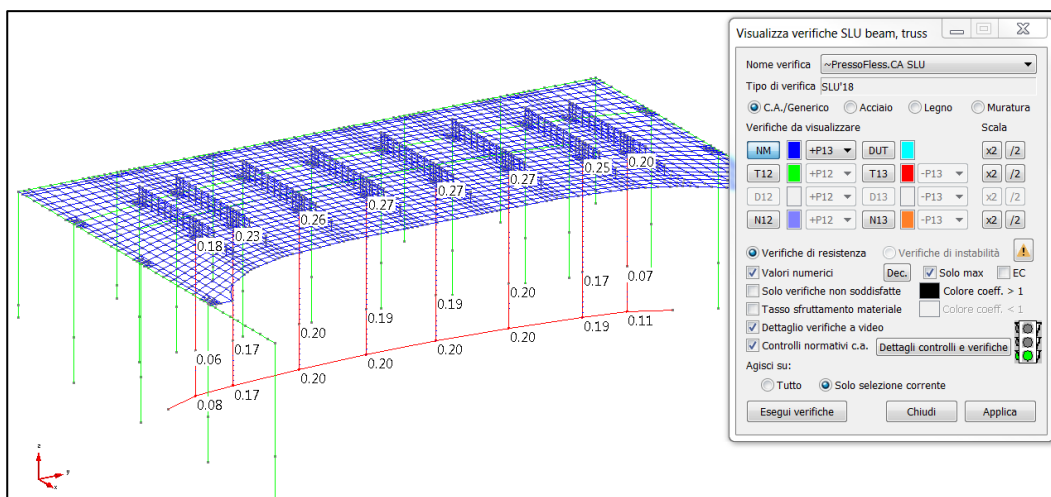
Dall'analisi sotto i carichi SLE QP risulta



Modello FEM con trave su suolo elastico: cedimenti Z_{min} – Inviluppo SLE QP

$$\delta_{z\text{max}}(\text{SLEQP}) = 3.7 \quad \text{mm}$$

Il cedimento riscontrato risulta ammissibile sia in termini di funzionalità della struttura che per le ricadute tensionali sulla struttura stessa. Infatti si riporta il quadro di verifica delle colonne nelle condizioni di vincoli su suolo elastico:



Modello FEM con trave su suolo elastico. Report verifica di resistenza: Involuppo SLU

Valori limite dell'effetto delle azioni (NTC 2018 6.2.4.3.)

Si riportano di seguito i valori limite relativi a cedimenti assoluti e differenziali. Come riportato nella letteratura tecnica d'uso comune, quale il Bowles (paragrafo 5.15, Tabella 5.8), tali valori sono da correlare in primo luogo alla tipologia della fondazione e al terreno. Nel caso in esame si considera:

1. Fondazione isolata (a favore di sicurezza)
2. Terreno incoerente

cedimento massimo tollerabile: 50 mm; raccomandabile: 35 mm

cedimento differenziale tollerabile: 30 mm; raccomandabile: 25 mm

Si assumono quali cedimenti limite ammissibili, C_d , i valori raccomandabili.

Considerazioni

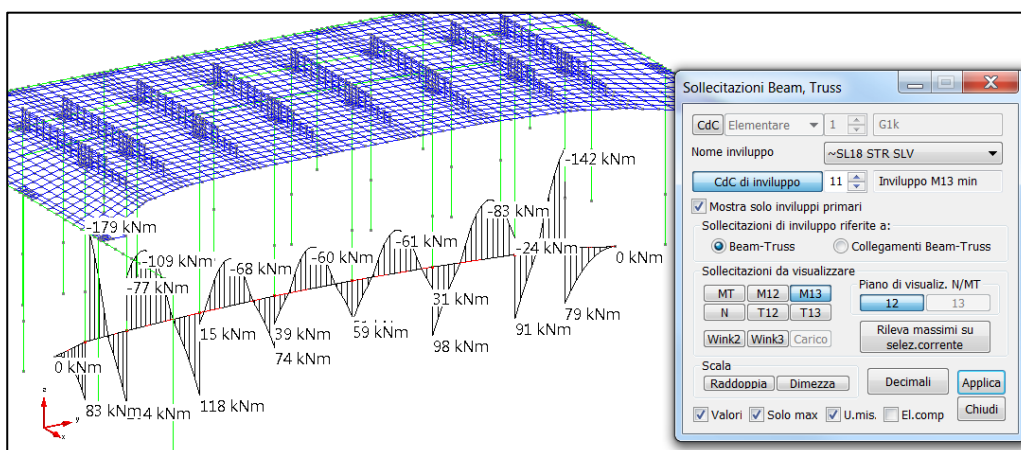
I cedimenti assoluti stimati risultano più che ammissibili: $3.7 \text{ mm} < 35 \text{ mm}$

I cedimenti differenziali stimati all'interno della travata risultano più che ammissibili: $0.3 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$

I cedimenti differenziali stimati relativi alle fondazioni circostanti (pari al massimo assoluto nell'ipotesi che non abbiano alcun cedimento) risultano ammissibili: $3.7 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$.

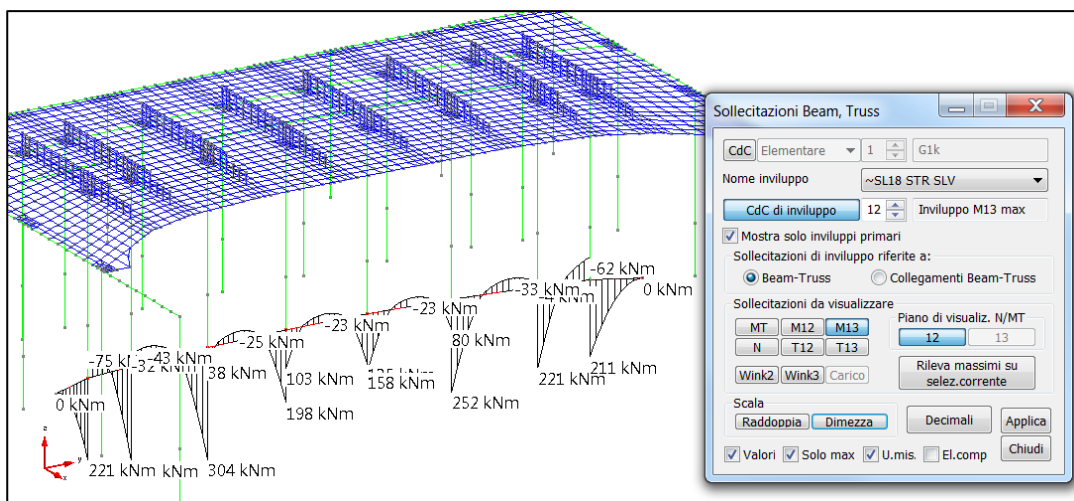
1.3.2 Trave di fondazione filo G-Az: verifica STR

Si riporta il quadro delle Sollecitazioni sulla trave di fondazione. La verifica è condotta in campo elastico.

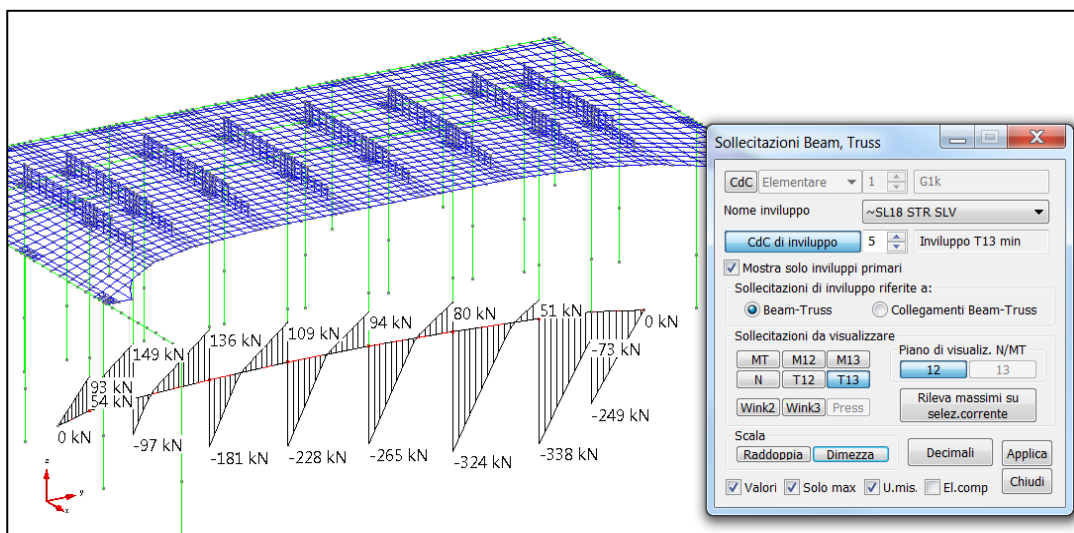


Nastro di fondazione filo G-Az: diagramma sollecitazione $M_{13_{min}}$ – involucro SLV

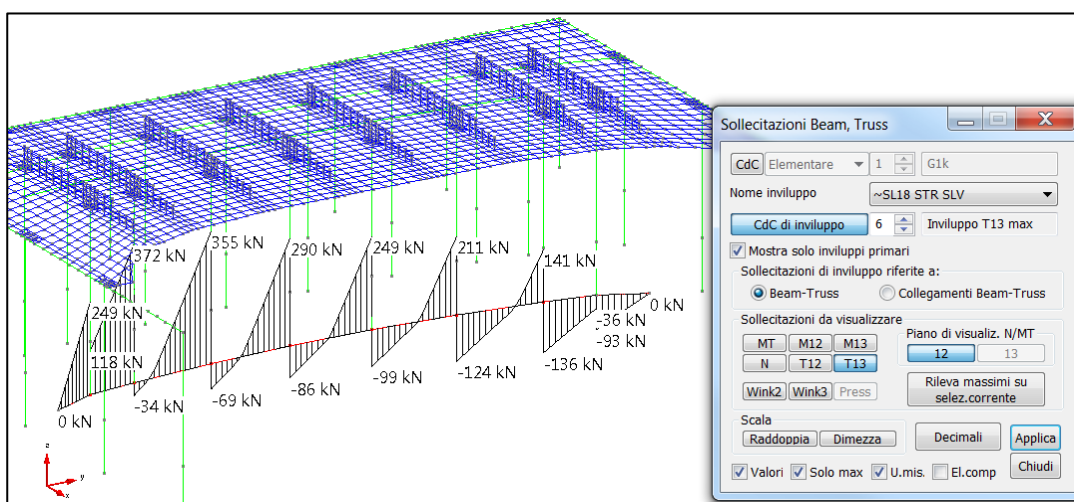
SCR PIEMONTE – Riqualficazione Teatro Nuovo
Esecutivo – Allegato: Progetto nuova Galleria



Nastro di fondazione filo G-Az: diagramma sollecitazione $M13_{max}$ – involucro SLV

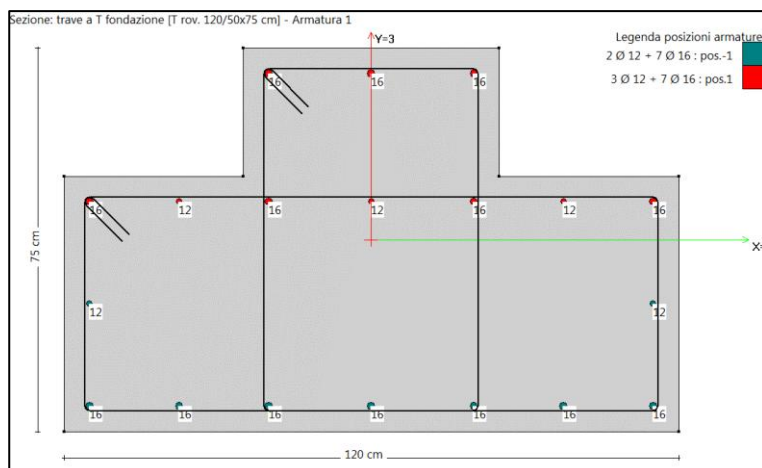


Nastro di fondazione filo G-Az: diagramma sollecitazione $T13_{min}$ – involucro SLV



Nastro di fondazione filo G-Az: diagramma sollecitazione $T13_{max}$ – involucro SLV

SCR PIEMONTE – Riqualificazione Teatro Nuovo
Esecutivo – Allegato: Progetto nuova Galleria



Tratto di staffatura			
Geom.	Bracci utili	Ø (mm)	Passo (cm)
1	dir.2=2 dir.3=0	12	20
2	dir.2=0 dir.3=2	12	20

Sezione di progetto

Nome sezione: trave a T fondazione

Materiale sezione: Cls C30/37 elastico

Materiale armature: B450C elastico

L1: 120 cm S1: 50 cm
L2: 50 cm S2: 0 cm
H: 75 cm S3: 50 cm

Coeff. omog. -1

☐ Vuota
☐ Non strutturale
☒ Disegna quote intermedie

Materiale: Cls C30/37 elastico

Generale Calcestruzzo Acciaio da carpenteria Acciaio per armature Legno XLam Muratura

Rck 37 N/mm² fck 30 N/mm² α_{cc} 0.85 ☐ Materiale esistente
fctm 2.896468153 N/mm² fctk 2.027527707 N/mm² α_{ct} 1
fm 38 N/mm² FC 1

Legame costitutivo del materiale:
legame elastico

SLU comp γ_M 1.5 SLU traz γ_M 1.5 SLU Eccez γ_M 1
Coeff.per pressofless. 1 x fcd

fcd 17 N/mm² fctd 1.3516851384478 N/mm²

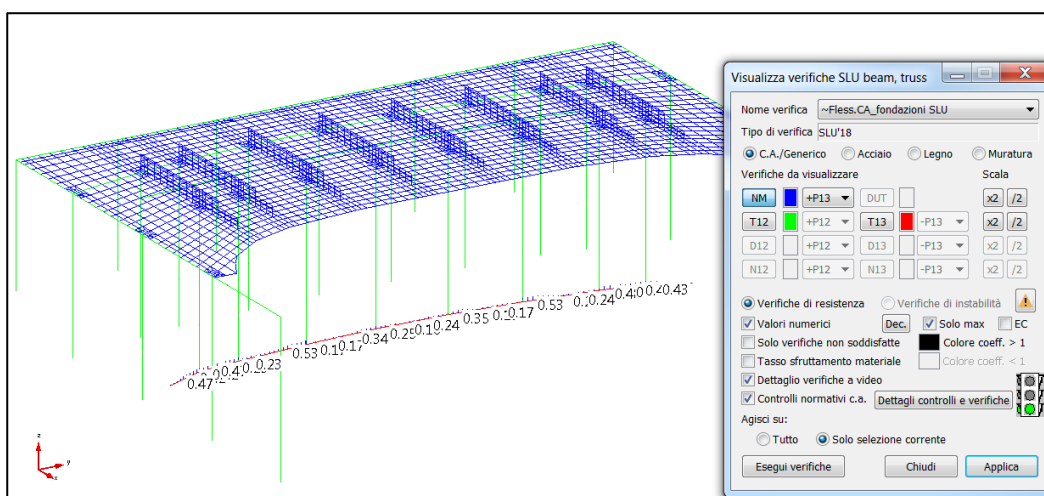
ϵ_{yd} 0.002 ϵ_{ud} 0.0035

Resistenza a trazione per Pushover
☒ Auto FT 4.107919181 N/mm²

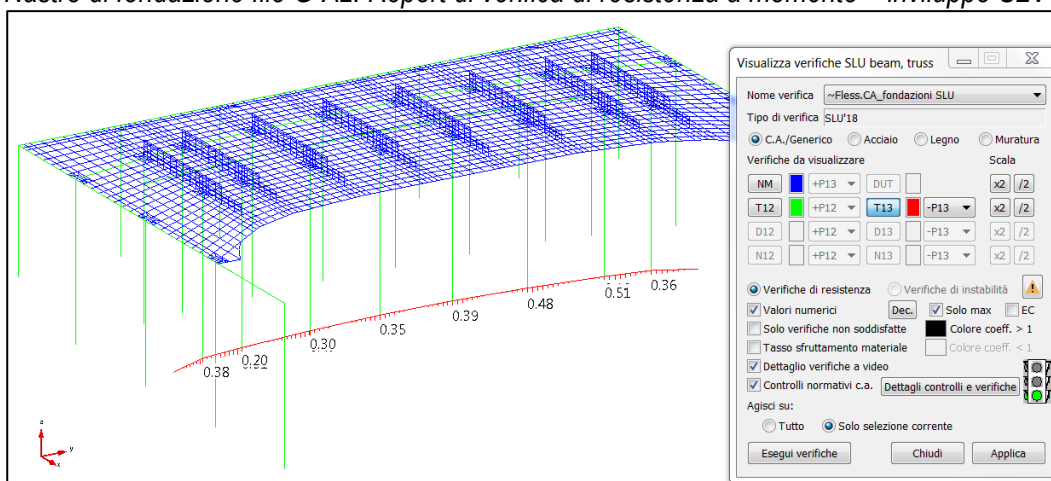
SCR PIEMONTE – Riqualficazione Teatro Nuovo
Esecutivo – Allegato: Progetto nuova Galleria

Materiale: B450C elastico

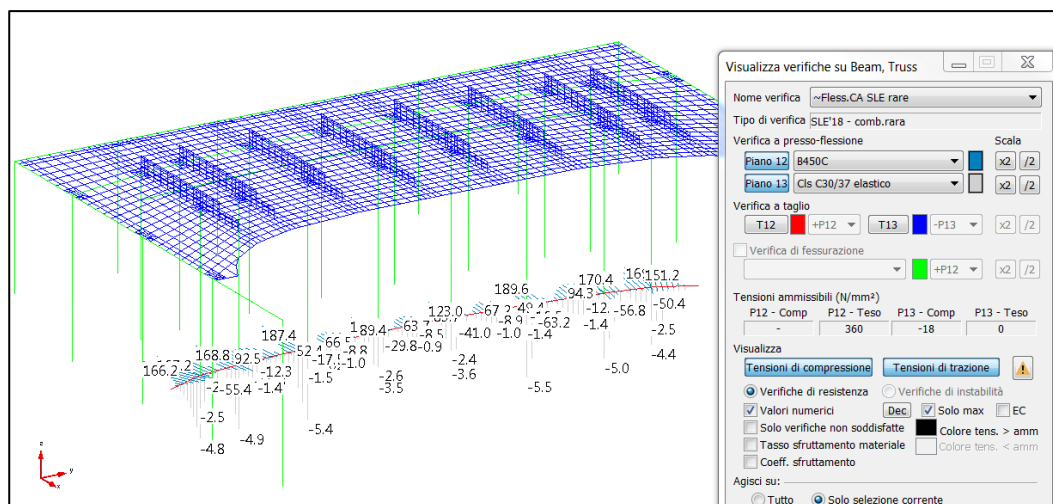
Generale	Calcestruzzo	Acciaio da carpenteria	Acciaio per armature	Legno	XLam	Muratura												
fyk 450 N/mm ²	fu 540 N/mm ²	☐ Materiale esistente	Legame costitutivo del materiale: acciaio elastico															
☒ Aderenza migliorata	ϵ_{ud} 0.0675																	
f _m 450 N/mm ²	FC 1																	
Verifiche SLU <table border="1"> <thead> <tr> <th>SLU comp</th> <th>SLU traz</th> <th>SLU Eccez</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>γ_M 1.15</td> <td>γ_M 1.15</td> <td>γ_M 1</td> </tr> <tr> <td>fd compress. 391.30434782608 N/mm²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>fd trazione 391.30434782608 N/mm²</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>							SLU comp	SLU traz	SLU Eccez	γ_M 1.15	γ_M 1.15	γ_M 1	fd compress. 391.30434782608 N/mm ²			fd trazione 391.30434782608 N/mm ²		
SLU comp	SLU traz	SLU Eccez																
γ_M 1.15	γ_M 1.15	γ_M 1																
fd compress. 391.30434782608 N/mm ²																		
fd trazione 391.30434782608 N/mm ²																		



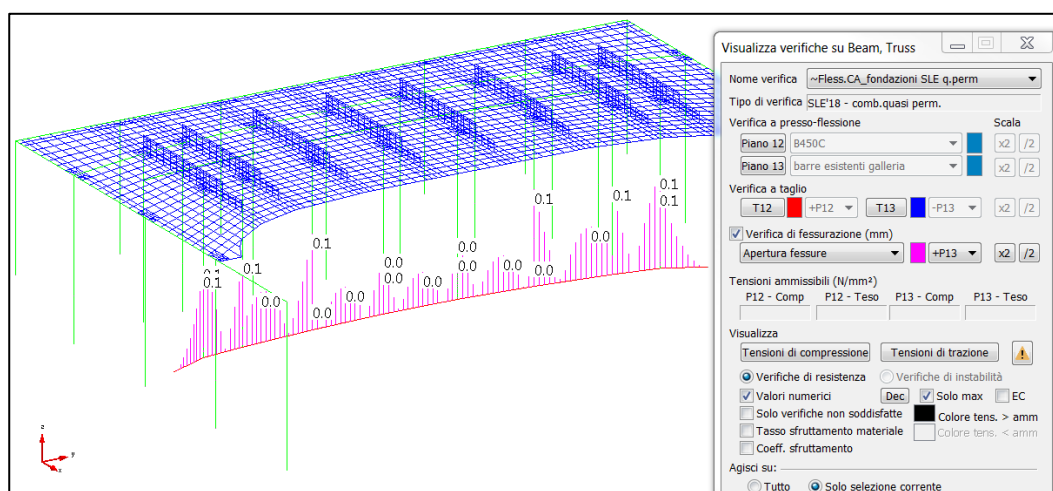
Nastro di fondazione filo G-Az: Report di verifica di resistenza a momento – involucro SLV



Nastro di fondazione filo G-Az: Report di verifica di resistenza a taglio – involucro SLV



Nastro di fondazione filo G-Az: Report di verifica tensionale SLER – involuppo SLER



Nastro di fondazione filo G-Az: Report di verifica fessurazione SLER – involuppo SLEQP

VERIFICA DELLA MENSOLA TRASVERSALE

La fondazione a nastro presenta trasversalmente un comportamento strutturale a plinto mentre presenta longitudinalmente un comportamento strutturale a trave su suolo elastico. Lo studio di tale comportamento è riportato separatamente

La fondazione deve lavorare in campo elastico: le verifiche vengono condotte modificando il legame costitutivo dei materiali, imponendo il non superamento della deformazione elastica.

Si procede alla definizione della geometria del plinto di fondazione al fine di individuarne la tipologia.

distanza lembo esterno plinto - baggiolo, $V_B = B/2 - b/2 = 35 \text{ cm} < 2 \cdot H = 50 \text{ cm}$

in direzione trasversale B, fascia compressa = $B = 120 \text{ cm}$

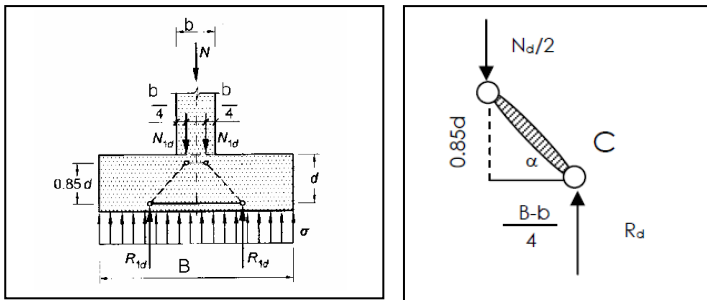
Ne consegue che: il plinto di fondazione è di tipo rigido in direzione trasversale B

In generale si procede come segue.

La fondazione è di tipo rigido: è necessario ricorrere a soluzioni per le mensole tozze. In questo caso si dimensiona l'armatura a "trazione" e la sezione di cls tale da ben sopportare le sollecitazioni a taglio. Si considera il carico centrato N in equilibrio con una sottospinta pari alla pressione massima distribuita su tutta l'impronta compressa.

La fondazione è di tipo snello: è necessario ricorrere a soluzioni per le mensole snelle incastrate al baggiolo con pressione dal terreno.

Verifica comportamento a plinto con schema a mensola tozza



$$N_{SLU, \text{elevazione}} = 57500 \quad \text{kg}$$

$$N_{SLU, \text{elevazione} + \text{baggiolo}} = 57656 \quad \text{kg}$$

$$R_d = 0,5 N_{SLU, \text{elevazione} + \text{baggiolo}} = 28828 \quad \text{kg}$$

$$\text{altezza utile plinto, } d = 0,9 H = 45,00 \quad \text{cm}$$

$$\text{altezza traliccio, } 0,85 d = 38,25 \quad \text{cm}$$

$$\text{angolo inclinazione traliccio, } \alpha = \arctg 0,85d/(B-B_b/4) = 1,1417 \quad \text{rad}$$

ne consegue:

$$\text{trazione nel tirante acciaio, } T_d = R_d \operatorname{tg}^{-1} \alpha = 13189 \quad \text{kg}$$

area di acciaio necessaria, assicurando che la fondazione lavori in campo elastico:

acciaio B450 C

$$f_{yk} = 450 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 391 \quad \text{N/mm}^2$$

$$E = 210000 \quad \text{N/mm}^2$$

$$A_{s, \min} = 370,8 \quad \text{mm}^2$$

Si adotta:

$$\text{larghezza fascia di competenza} = 2b = 100,0 \quad \text{cm}$$

$$D = 12,00 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{passo} = 20,00 \quad \text{cm}$$

$$\text{numero barre} = 6 \quad \text{mm}^2$$

$$A_s = 678 \quad \text{mm}^2$$

l'acciaio lavora in campo elastico: nella fascia centrale si ha:

$$\varepsilon_s = T_d/A_s/E = 0,00093 < \quad \varepsilon_{sy} = N/A_s/E = 0,001957$$

PUNZONAMENTO

Si riporta la verifica semplificata a taglio sulla proiezione della superficie di bordo del baggiolo: essendo la condizione più gravosa e, poichè nella verifica si trascura il contributo dell'armatura presente, si ritiene tale valutazione indicativa del comportamento dell'elemento nei riguardi del punzonamento.

$$F_{\text{punzonamento}} = N_{SLU, \text{elevazione} + \text{baggiolo}} = 57656 \quad \text{kg}$$

$$\text{perimetro filo baggiolo, } u' = 200 \quad \text{cm}$$

$$\text{altezza utile fondazione, } d = 45 \quad \text{cm}$$

area filo baggiolo, $A = u' d = 9000 \text{ cm}^2$

Si assume quale forza resistente al punzonamento:

$$F_{res} = 0,5 u d f_{ctd} = 88013 \text{ kg} > F_{punzonamento}$$

essendo, per cls C30/37:

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 37 & \text{N/mm}^2 \\ f_{ck} &= 31 & \text{N/mm}^2 \\ f_{ctm} &= 4.2 & \text{N/mm}^2 \\ f_{ctk} &= 2.9 & \text{N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= 2.0 & \text{N/mm}^2 & 20 \text{ kg/cm}^2 \\ \gamma_c &= 1.5 \end{aligned}$$

Vista l'entità delle tensioni tangenziali indotte non si ritiene necessario riportare per esteso la verifica al punzonamento.

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA FONDAZIONI

Per tenere in debito conto la presenza di eventuali spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale in presenza di sisma, si può prevedere di collegare tra loro i nastri di fondazione tramite un reticolo di travi, dimensionati in modo da assorbire le forze assiali conseguenti. NTC 7.2.5.1

Azione assiale di collegamento

terreno tipo B

$$\text{accelerazione suolo rigido, } a_g = 0.06 \text{ g}$$

$$\text{coefficiente sismico, } S = 1.20$$

$$\text{accelerazione orizz. max attesa, } a_{max} = a_g S = 0.0660 \text{ g}$$

L'azione assiale di collegamento è funzione del carico verticale N_{sd} che è pari al carico medio agente tra i plinti collegati in condizioni sismiche. A favore di sicurezza si assume il carico assiale ultimo massimo degli elementi verticali.

$$N_{sd} = 55000 \text{ kg}$$

$$\text{Azione assiale di collegamento } 0,4 N_{sd} a_{max}/g = 1452 \text{ kg}$$

$$\text{tensione massima di lavoro armatura} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area minima acciaio} = 1.037 \text{ cm}^2$$

Si adottano:

$$\text{barra } \Phi \quad 12$$

$$\text{area barra } \Phi \quad 1.13 \text{ cm}^2$$

n. barre Φ	4	
Area acciaio =	4.5	cm ²
Tensione di lavoro armatura =	321.1	kg/cm ²
Sezione trave in c.a.		
B =	30	cm
H =	30	cm
Area cls =	900	cm ²
Tensione di lavoro calcestruzzo =	1.6	kg/cm ² < f_{ctd}

Volendo realizzare travi di collegamento tra le fondazioni al piede delle colonne, una sezione di dimensione 30x30 cm armata con 4 D12 risulta più che sufficiente.

1.4 Plinto di fondazione nuovi pilastri filo G-Ai

Si riporta il dimensionamento del plinto di fondazione sottostante le nuove colonne quadrate 50x50 cm a sostegno della galleria alle estremità del filo G-Ai. La fondazione è impostata alla medesima quota dei plinti di fondazione della restante pilastrata sul medesimo filo G-Ai: a circa 2.5 m dal p.c. di riferimento della stratigrafia di progetto. Il plinto di fondazione, ripercorre la tipologia dei plinti limitrofi, ha sezione quadrata con base 140x140 cm, baggiolo 70x70 cm e altezza totale 75 cm:

Nome sezione: plinto nuovi pilastri G-An

Materiale sezione: **Clc C30/37 elastico**

Materiale armature: **B450C elastico**

L1: 140 cm S1: 50 cm

L2: 70 cm S2: 0 cm

H: 75 cm S3: 70 cm

Coeff. omog. -1

☐ Vuota

Geometria sezione plinto

Si procede alla verifica GEO e alla verifica STR con schemi manuali.

1.4.1 Plinto di fondazione nuovi pilastri filo G-Ai: verifica GEO

1.4.1.1 Parametri geotecnici di progetto

Si veda paragrafo 6.3.1.1.

1.4.1.2 Verifiche GEO elementi di fondazione: portanza

La verifica geotecnica del terreno sotto le azioni è da condursi per:

- 1) collasso per carico limite dell'insieme terreno fondazione (PORTANZA)

Dall'analisi della struttura si individuano le condizioni di carico più gravose SLV

Geometria

Larghezza base plinto, B =	140	cm
Lunghezza base plinto, L =	140	cm
altezza base plinto, H =	50	cm
Larghezza base baggiolo, B _b =	70	cm
Lunghezza base baggiolo, L _b =	70	cm
altezza baggiolo, H _b =	25	cm
Superficie impronta plinto, BxL =	19600	cm ²
distanza estradosso fndz - p.p. =	190	cm
profondità media piano posa, D =	2.5	m
peso specifico riempimento =	1800	kg/mc

Azioni di progetto

N _{SLU,elevazione} =	28000	kg
N _{SLU,p.p.fondazione} =	3583	kg
N _{SLU,p.p.riempimento} =	6880	kg
N _{SLU,totale} =	38463	kg

N _{SLU,tot} =	38463	kg
comp. sforzo oriz. su fondazione, H _x =	0	kg

$$\begin{aligned} \text{impronta compressa [m]: } 1.40 \times 1.40 &= 1.96 \text{ mq} \\ q_{\max} &= 19624 \text{ kg/m}^2 = 1.96 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

$$q_{\lim} = 0.5 \gamma N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} z_{\gamma} + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

$\phi =$	33	gradi
$\phi =$	0.58	Rad
L', larghezza efficace della fondazione =	1.40	m
B', lunghezza efficace della fondazione =	1.40	m

valori dei fattori sopra elencati:

$$\begin{aligned} N_q &= k_p e^{\pi \tan \phi} = 25.96 \\ N_{\gamma} &= 2(N_q + 1) \tan \phi = 35.00 \\ \text{con coeff. di spinta passiva, } k_p &= \tan^2(45 + \phi/2) = 3.38 \end{aligned}$$

fattori di forma fondazione

$$\begin{aligned} s_{\gamma} &= 1 - 0.4B'/L' = 0.60 \\ s_q &= 1 + B'/L' \tan \phi = 1.65 \end{aligned}$$

fattori correttivi per l'inclinazione del carico

	$i_q = (1 - H/N)^m =$	1.00	
	$i_\gamma = (1 - H/N)^{m+1} =$	1.00	
	$m = (2 + B'/L')/(1 + B'/L') =$	1.50	
<i>fattori correttivi per la profondità del piano di imposta D della fondazione</i>			
	$d_\gamma =$	1.00	
	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k =$	1.29	
	$D/B' =$	1.79	
	$k =$	1.06	
<i>sovraccarico ai lati della fondazione</i>			
	$q = \gamma D =$	0.48	kg/cm ²
<i>capacità portante limite</i>			
	$q_{lim} =$	26.17	kg/cm ²
	$q_d = q_{lim}/\gamma_R =$	11.4	kg/cm ²
<i>Verifica capacità portante della fondazione</i>			
	azione di progetto verticale, $E_d = N_{SLU,TOT} =$	38463	kg
	resistenza di progetto, $R_d = (q_{lim} B' L') / \gamma_R =$	222982	kg
	essendo $\gamma_{R3} =$	2.3	
Verifica risulta soddisfatta.			
	$R_d / E_d =$	5.80	> 1

1.4.1.3 Verifiche GEO plinti di fondazione: cedimenti

In generale si può affermare che, vista la presente stratigrafia, i cedimenti si sviluppano all'atto del caricamento, vista la natura incoerente del terreno. Pertanto la stima dei cedimenti effettuata con utilizzo del Modulo di winkler si ritiene attendibile.

Dall'analisi sotto i carichi SLE QP risulta

Modulo di reazione verticale del terreno K_w

$$K_w = 2.5 \quad \text{kg/cm}^3$$

Dall'analisi sotto i carichi SLE QP risulta

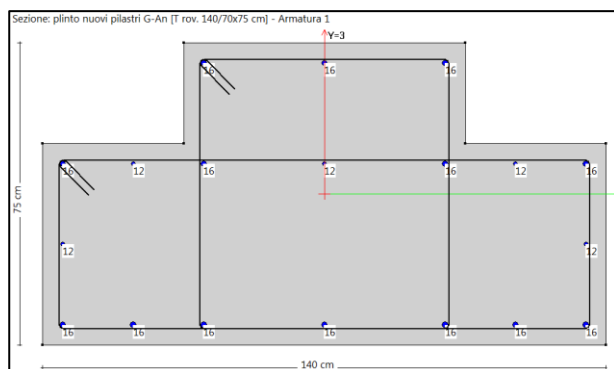
$$\sigma_{zmax}(SLEQP) = 0.93 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\delta_{zmax}(SLEQP) = 0.37 \quad \text{cm}$$

Il cedimento stimato risulta ammissibile sia in termini di funzionalità della struttura che per le ricadute tensionali sulla struttura stessa. Si veda quanto riportato nel paragrafo relativo ai cedimenti della nuova trave di fondazione.

1.4.2 Plinto di fondazione nuovi pilastri filo G-Ai: verifica STR

SCR PIEMONTE – Riqualficazione Teatro Nuovo
Esecutivo – Allegato: Progetto nuova Galleria



Tratto di staffatura			
Geom.	Bracci utili	Ø (mm)	Passo (cm)
1	dir.2=2 dir.3=0	14	20
2	dir.2=0 dir.3=2	14	20

Sezione di progetto

La fondazione deve lavorare in campo elastico: le verifiche vengono condotte modificando il legame costitutivo dei materiali, imponendo il non superamento della deformazione elastica.

Materiale: CIs C30/37 elastico

Generale	Calcestruzzo	Acciaio da carpenteria	Acciaio per armature	Legno	XLam	Muratura
Rck	37 N/mm²	fck	30 N/mm²	α_{cc}	0.85	☐ Materiale esistente
fctm	2.896468153 N/mm²	fctk	2.027527707 N/mm²	α_{ct}	1	
fm	38 N/mm²	FC	1	Legame costitutivo del materiale: legame elastico		
SLU comp γ_M 1.5 SLU traz γ_M 1.5 SLU Eccez γ_M 1			Coeff.per pressofless. 1 x fcd			
fcd			17 N/mm²			
fctd			1.3516851384478 N/mm²			
			ϵ_{yd}	0.002		
			ϵ_{ud}	0.0035		
			Resistenza a trazione per Pushover ☒ Auto FT 4.107919181 N/mm²			

Materiale: B450C elastico

Generale	Calcestruzzo	Acciaio da carpenteria	Acciaio per armature	Legno	XLam	Muratura
fyk	450 N/mm²	fu	540 N/mm²	☐ Materiale esistente		
☒ Aderenza migliorata	ϵ_{ud}	0.0675	Legame costitutivo del materiale: acciaio elastico			
fm	450 N/mm²	FC	1			
Verifiche SLU						
SLU comp γ_M 1.15		SLU traz γ_M 1.15		SLU Eccez γ_M 1		
fd compress.		391.30434782608 N/mm²				
fd trazione		391.30434782608 N/mm²				

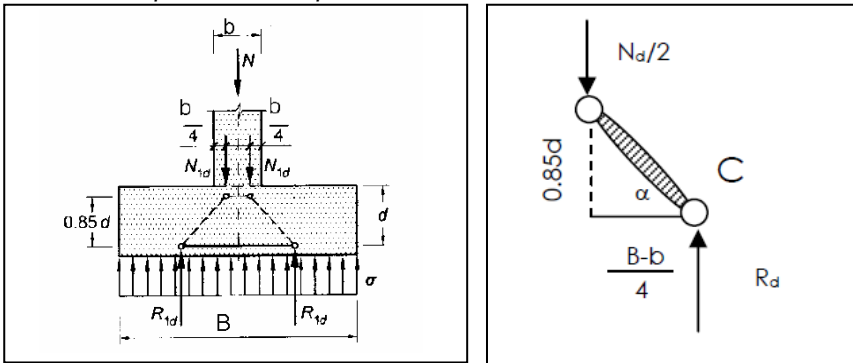
Si procede alla definizione della geometria del plinto di fondazione al fine di individuarne la tipologia.
 distanza lembo esterno plinto - baggio, $V_B = B/2 - b/2 = 35 \text{ cm} < 2 \cdot H = 100 \text{ cm}$
 in direzione trasversale B, fascia compressa = $B = 140 \text{ cm}$
 Ne consegue che: il plinto di fondazione è di tipo rigido in ogni direzione ($L=B$)

In generale si procede come segue.

La fondazione è di tipo rigido: è necessario ricorrere a soluzioni per le mensole tozze. In questo caso si dimensiona l'armatura a "trazione" e la sezione di cls tale da ben sopportare le sollecitazioni a taglio. Si considera il carico centrato N in equilibrio con una sottospinta pari alla pressione massima distribuita su tutta l'impronta compressa.

La fondazione è di tipo snello: è necessario ricorrere a soluzioni per le mensole snelle incastrate al baggiolo con pressione dal terreno.

Verifica comportamento a plinto con schema a mensola tozza



Schema di calcolo per plintii di tipo rigido

$$N_{SLU, \text{elevazione}} = 28000 \quad \text{kg}$$

$$N_{SLU, \text{elevazione} + \text{baggiolo}} = 28306 \quad \text{kg}$$

$$R_d = 0,5 N_{SLU, \text{elevazione} + \text{baggiolo}} = 14153 \quad \text{kg}$$

$$\text{altezza utile plinto, } d = 0,9 H = 45.00 \quad \text{cm}$$

$$\text{altezza traliccio, } 0,85 d = 38.25 \quad \text{cm}$$

$$\text{angolo inclinazione traliccio, } \alpha = \arctg 0,85d/(B-B_b/4) = 1.1417 \quad \text{rad}$$

ne consegue:

$$\text{trazione nel tirante acciaio, } T_d = R_d \operatorname{tg}^{-1} \alpha = 6475 \quad \text{kg}$$

area di acciaio necessaria, assicurando che la fondazione lavori in campo elastico:
acciaio B450 C

$$f_{yk} = 450 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = 391 \quad \text{N/mm}^2$$

$$E = 210000 \quad \text{N/mm}^2$$

$$A_{s, \min} = 182.0 \quad \text{mm}^2$$

Si adotta:

$$\text{larghezza fascia di competenza} = 2L_b = 100.0 \quad \text{cm}$$

$$D = 12.00 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{passo} = 20.00 \quad \text{cm}$$

$$\text{numero barre} = 6 \quad \text{mm}^2$$

$$A_s = 678 \quad \text{mm}^2$$

l'acciaio lavora in campo elastico: nella fascia centrale si ha:

$$\varepsilon_s = T_d/A_s/E = 0.00045 < \quad \varepsilon_{sy} = N/A_s/E = 0.001957$$

COMUNE di TORINO

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo – Fondazioni

Allegato 4

Fondazioni nuovi impalcati Atrio/Maniche – Verifiche strutturali

Sommario

1	Premessa.....	4
2	Blocco A.....	5
2.1	Descrizione generale dell'intervento	5
2.2	Analisi dei carichi	7
2.3	Criteri di modellazione.....	29
2.4	Pressioni sul terreno	31
2.5	Sollecitazioni agenti	33
2.6	Verifiche	34
2.6.1	Cordolo a "L" – sezione tipica	34
2.6.2	Cordolo a "L" – picchetto C-9	37
2.6.3	Travi tipo 1.....	40
2.6.4	Travi tipo 2.....	42

1 Premessa

Il presente documento riporta gli esiti delle analisi e delle verifiche di calcolo relative alle fondazioni per le strutture metalliche a supporto dei nuovi impalcati previsti nell'ambito delle maniche laterali BCC e PET.

Le verifiche di compatibilità geotecnica fanno riferimento ai valori di pressioni limite sui terreni, per le cui modalità di calcolo si rimanda all'allegato 5.

In funzione della configurazione delle nuove strutture di fondazione si suddivide la trattazione nei due blocchi individuati nell'immagine seguente.

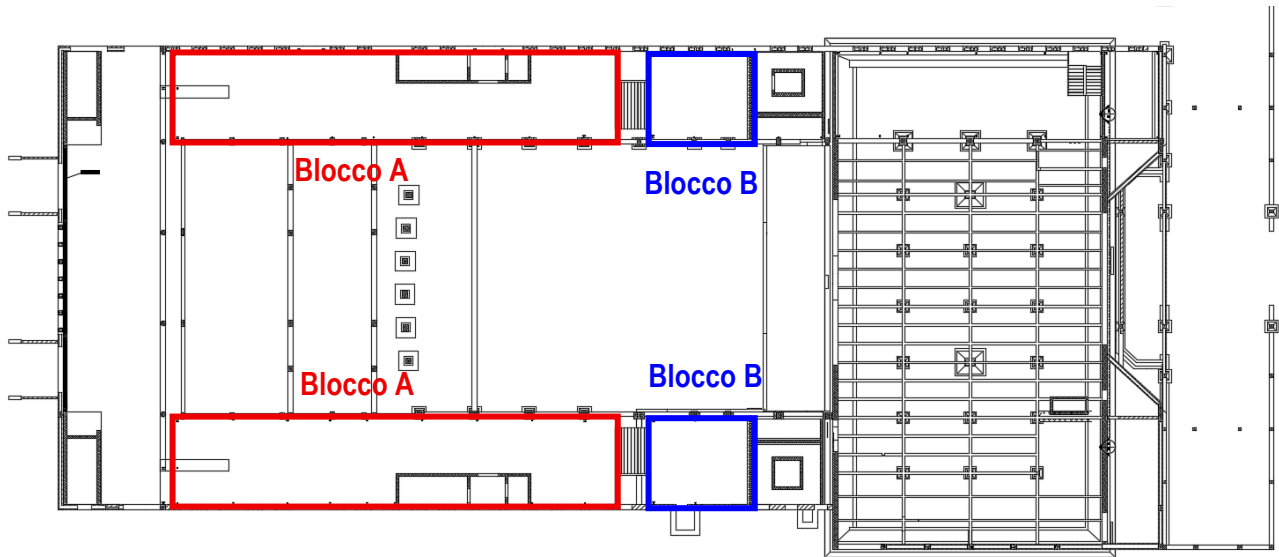


Figura 1. Maniche BCC e PET con nuovi impalcati e fondazioni a graticcio di travi rovesce.

2 Blocco A

2.1 Descrizione generale dell'intervento

Il primo blocco oggetto di analisi è quello indicativamente situato nella porzione di maniche laterali compresa tra i picchetti A-3 e LB-17. La zona è caratterizzata da quota di p.p.f. pari a +0,30 m e da un pacchetto architettonico di spessore pari a 24 cm, al di sotto del quale è previsto un vespaio areato di spessore complessivo pari a 29 (25+4) cm.

Le nuove strutture di fondazione scaricano sul terreno le azioni derivanti dai montanti metallici dediti al supporto dei nuovi impalcati previsti nell'ambito delle maniche.

Le strutture di fondazione in progetto prevedono:

- cordolo perimetrale longitudinale a “L”, con ciabatta dim. 70x40 cm e cordolo rialzato dim. 40x29 cm;
- travi trasversali di collegamento a “T rovescia”, con sezioni tipologiche
 - (tipo 1) ciabatta dim. 100x40 cm e cordolo rialzato 60x29 cm;
 - (tipo 2) ciabatta dim. 120x40 cm e cordolo rialzato 60x29 cm;

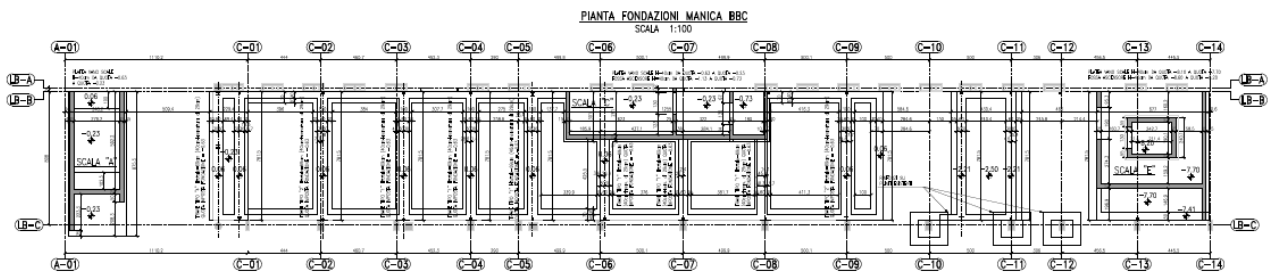


Figura 2. Carpenteria fondazioni manica BCC

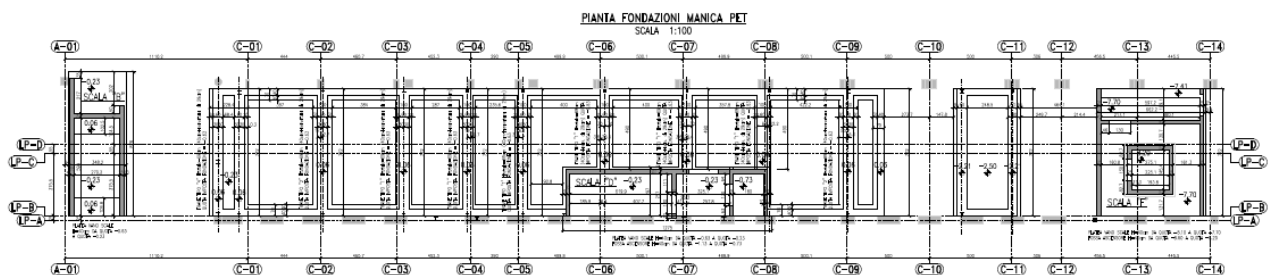
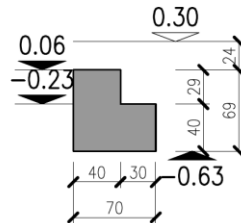


Figura 3. Carpenteria fondazioni manica PET

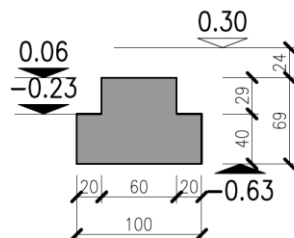
SEZIONE TIPICA CORDOLO DI UNIONE TRAVI E PLATEE

SCALA 1:50



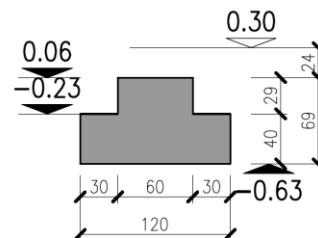
SEZIONE TRAVE TIPO "1"

SCALA 1:50



SEZIONE TRAVE TIPO "2"

SCALA 1:50



SEZIONE TRAVE TIPO "4"

SCALA 1:50

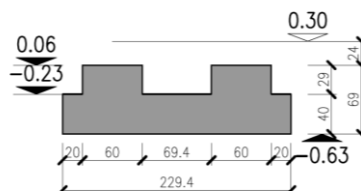


Figura 4. Sezioni tipologiche travi di fondazione

2.2 Analisi dei carichi

Per la verifica del nuovo sistema di fondazione sono stati utilizzati i carichi derivanti dalla modellazione delle strutture in elevazione (cfr. doc: “Reazioni alla base colonne Maniche R1”) riportati di seguito.

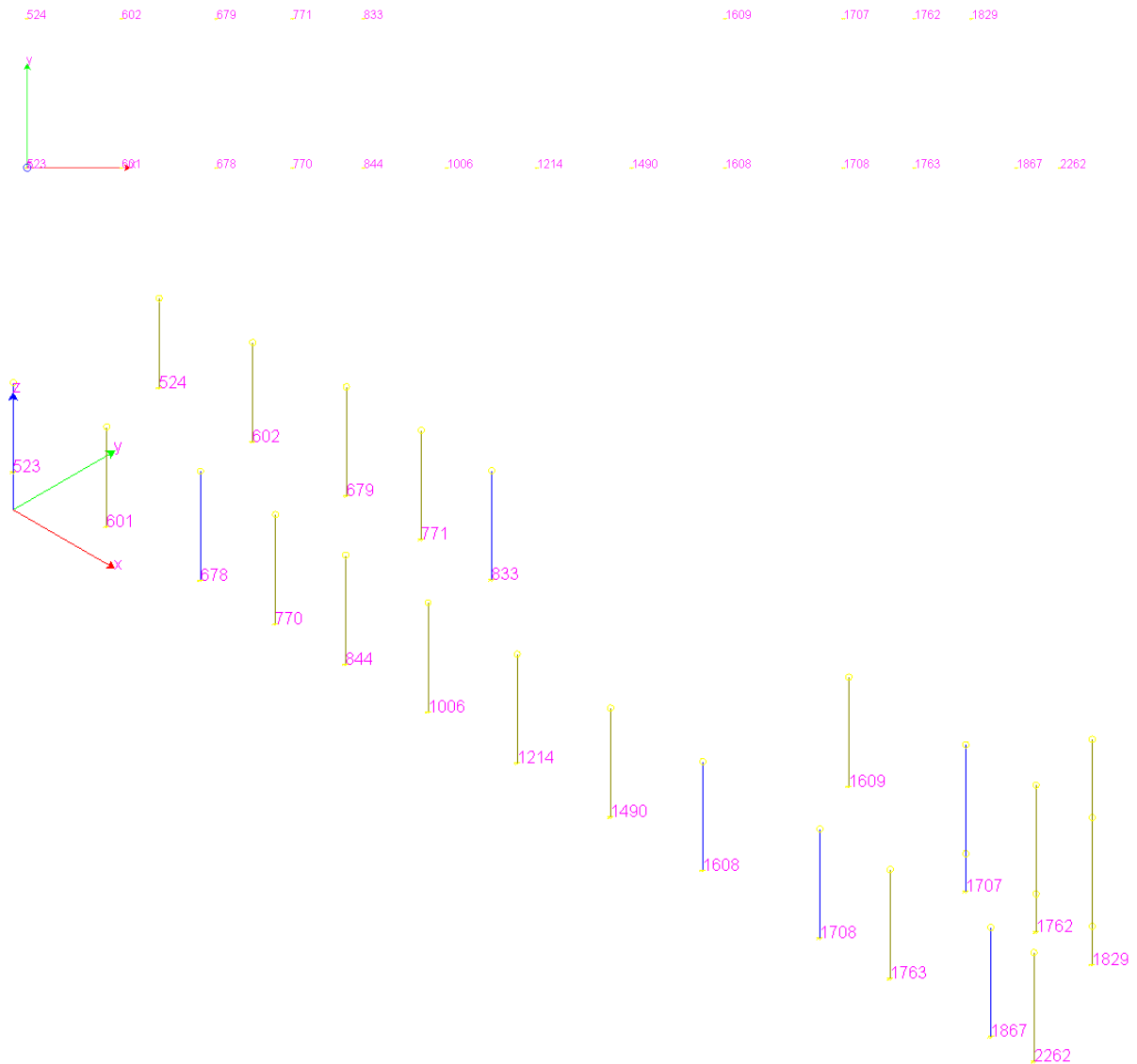


Figura 5. Manica BCC - nodi

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
 Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO							
Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
523	1	0	0.1	85.9	-0.1	-0.1	0
	2	0	0.1	229.5	-0.3	0	0
	3	0	0.2	375.4	-0.4	0	0
	4	0	0.1	273.6	-0.3	0	0
	5	0	0.2	397.5	-0.4	0	0
	6	0	0.2	403.6	-0.4	0	0
	7	0	0.1	279.7	-0.3	0	0
601	1	0	0	125.1	0	0	0
	2	0	0	342.6	0	0	0
	3	0	0	573.9	0	0	0
	4	0	0	391.2	0	0	0
	5	0	0	598.2	0	0	0
	6	0	0	605.5	0	0	0
	7	0	0	398.5	0	0	0
678	1	0	0	77.6	0	0	0
	2	0	0	273.8	0	0	0
	3	0	0	482.4	0	0	0
	4	0	0	312	0	0	0
	5	0	0	501.5	0	0	0
	6	0	0	508.3	0	0	0
	7	0	0	318.8	0	0	0
770	1	0	0	33.2	0	0	0
	2	0	0	202.9	0	0	0
	3	0	0	384.5	0	0	0
	4	0	0	229.8	0	0	0
	5	0	0	397.9	0	0	0
	6	0	0	403.9	0	0	0
	7	0	0	235.8	0	0	0
844	1	0	0	32.2	0	0	0
	2	0	0	201.1	0	0	0
	3	0	0	380.6	0	0	0
	4	0	0	229.8	0	0	0
	5	0	0	395	0	0	0
	6	0	0	401.2	0	0	0
	7	0	0	236	0	0	0
1006	1	0	0	30.9	0.1	0	0
	2	0	-0.3	173	0.5	0	0
	3	0	-0.7	319.5	1.2	0	0
	4	0	-0.4	201.4	0.6	0	0
	5	0	-0.7	333.7	1.2	0	0
	6	0	-0.7	339.8	1.2	0	0
	7	0	-0.4	207.4	0.6	0	0

Figura 6. Manica BCC – Colonne metalliche nuove – lato interno – SLU – 1di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
 Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

1214	1	0	0	37.2	0.1	0	0
	2	0	-0.3	191.5	0.6	0	0
	3	0	-0.7	348.9	1.2	0	0
	4	0	-0.4	225.4	0.6	0	0
	5	0	-0.8	365.9	1.3	0	0
	6	0	-0.8	373	1.3	0	0
	7	0	-0.4	232.6	0.7	0	0
1490	1	0	0	75.9	0.1	0	0
	2	0	-0.3	238.9	0.5	0	0
	3	0	-0.7	411.7	1.2	0	0
	4	0	-0.4	265.9	0.6	0	0
	5	0	-0.7	425.2	1.2	0	0
	6	0	-0.7	431.1	1.2	0	0
	7	0	-0.4	271.8	0.6	0	0
1608	1	0	0	150.3	0	0	0
	2	0	0	388.7	0.1	0	0
	3	0	0	646.9	0.1	0	0
	4	0	0	428.2	0.1	0	0
	5	0	0	666.6	0.1	0	0
	6	0	0	675.1	0.1	0	0
	7	0	0	436.6	0.1	0	0
1708	1	0	0	136.6	0	0	0
	2	0	0	349.8	0.1	0	0
	3	0	0	580.7	0.1	0	0
	4	0	0	385.1	0.1	0	0
	5	0	0	598.3	0.1	0	0
	6	0	0	605.9	0.1	0	0
	7	0	0	392.6	0.1	0	0
1763	1	0	0	123.6	0	0	0
	2	0	0	318.1	0	0	0
	3	0	0	528.4	0	0	0
	4	0	0	350.3	0	0	0
	5	0	0	544.5	0	0	0
	6	0	0	551.4	0	0	0
	7	0	0	357.2	0	0	0
1867	1	0	0	106.5	0	0	0
	2	0	-0.1	238.8	0.1	0	0
	3	0	-0.1	365.3	0.2	0	0
	4	0	-0.1	276.8	0.2	0	0
	5	0	-0.1	384.3	0.3	0	0
	6	0	-0.1	391.9	0.3	0	0
	7	0	-0.1	284.4	0.2	0	0
2262	1	0	0	73.8	0	0	0
	2	0	0	104.5	0	0	0
	3	0	0	143.3	0	0	0
	4	0	0	104.4	0	0	0
	5	0	0	143.2	0	0	0
	6	0	0	143.2	0	0	0
	7	0	0	104.4	0	0	0

Figura 7. Manica BCC – Colonne metalliche nuove – lato interno – SLU – 2di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
 Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1829	1	0	0	15.4	-0.1	0	0
	2	0	0.3	114.9	-0.7	0	0
	3	0	0.7	241.3	-1.6	0	0
	4	0	0.3	114.9	-0.7	0	0
	5	0	0.7	241.3	-1.6	0	0
	6	0	0.7	241.3	-1.6	0	0
	7	0	0.3	114.9	-0.7	0	0
1762	1	0	0	28.3	0	0	0
	2	0	0	175.3	-0.1	0	0
	3	0	0.1	333.7	-0.2	0	0
	4	0	0	200.5	-0.1	0	0
	5	0	0.1	346.3	-0.2	0	0
	6	0	0.1	351.7	-0.2	0	0
	7	0	0	206	-0.1	0	0
1707	1	0	0	38.6	0	0	0
	2	0	0	247.4	-0.1	0	0
	3	0	0.1	481.5	-0.2	0	0
	4	0	0	275	-0.1	0	0
	5	0	0.1	495.3	-0.2	0	0
	6	0	0.1	501.3	-0.2	0	0
	7	0	0	281	-0.1	0	0
1609	1	0	0	38.2	0	0	0
	2	0	0.1	271.6	-0.1	0	0
	3	0	0.1	533.5	-0.2	0	0
	4	0	0.1	302.6	-0.1	0	0
	5	0	0.1	548.9	-0.2	0	0
	6	0	0.1	555.6	-0.2	0	0
	7	0	0.1	309.2	-0.1	0	0
833	1	0	0	26.4	0	0	0
	2	0	0.1	157.2	-0.1	0	0
	3	0	0.1	296.3	-0.2	0	0
	4	0	0.1	179.7	-0.1	0	0
	5	0	0.1	307.5	-0.2	0	0
	6	0	0.1	312.4	-0.2	0	0
	7	0	0.1	184.6	-0.1	0	0
771	1	0	0	27.7	0	0	0
	2	0	0.1	189.8	-0.1	0	0
	3	0	0.1	369.4	-0.2	0	0
	4	0	0.1	211.8	-0.1	0	0
	5	0	0.1	380.4	-0.2	0	0
	6	0	0.1	384.9	-0.2	0	0
	7	0	0.1	216.3	-0.1	0	0

Figura 8. Manica BCC – Colonne metalliche nuove – lato esterno – SLU – 1di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

679	1	0	0	28.6	0	0	0
	2	0	0.1	219.8	-0.1	0	0
	3	0	0.1	430.4	-0.2	0	0
	4	0	0.1	246.6	-0.1	0	0
	5	0	0.1	443.8	-0.2	0	0
	6	0	0.1	449.1	-0.2	0	0
	7	0	0.1	251.9	-0.1	0	0
602	1	0	0	33	0	0	0
	2	0	0.1	246.3	-0.1	0	0
	3	0	0.2	480.9	-0.3	0	0
	4	0	0.1	281.3	-0.1	0	0
	5	0	0.2	498.4	-0.3	0	0
	6	0	0.2	504.1	-0.3	0	0
	7	0	0.1	287	-0.1	0	0
524	1	0	0	27.9	0	0	0
	2	0	0.1	169.8	-0.1	0	0
	3	0	0.1	320.6	-0.2	0	0
	4	0	0.1	203.3	-0.1	0	0
	5	0	0.1	337.3	-0.2	0	0
	6	0	0.1	342.2	-0.2	0	0
	7	0	0.1	208.2	-0.1	0	0

Figura 9. Manica BCC – Colonne metalliche nuove – lato esterno – SLU – 2di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO							
Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
523	20	0	0	59.8	-0.1	-0.1	0
	21	0	0.1	170.3	-0.2	0	0
	22	0	0.2	267.6	-0.3	0	0
	23	0	0.1	199.7	-0.2	0	0
	24	0	0.2	282.3	-0.3	0	0
	25	0	0.2	286.3	-0.3	0	0
	26	0	0.1	203.8	-0.2	0	0
601	20	0	0	86.4	0	0	0
	21	0	0	253.7	0	0	0
	22	0	0	407.9	0	0	0
	23	0	0	286.1	0	0	0
	24	0	0	424.1	0	0	0
	25	0	0	429	0	0	0
	26	0	0	291	0	0	0
678	20	0	0	54.7	0	0	0
	21	0	0	205.6	0	0	0
	22	0	0	344.7	0	0	0
	23	0	0	231.1	0	0	0
	24	0	0	357.4	0	0	0
	25	0	0	361.9	0	0	0
	26	0	0	235.6	0	0	0
770	20	0	0	24.9	0	0	0
	21	0	0	155.4	0	0	0
	22	0	0	276.5	0	0	0
	23	0	0	173.4	0	0	0
	24	0	0	285.5	0	0	0
	25	0	0	289.5	0	0	0
	26	0	0	177.4	0	0	0
844	20	0	0	24.1	0	0	0
	21	0	0	154	0	0	0
	22	0	0	273.7	0	0	0
	23	0	0	173.2	0	0	0
	24	0	0	283.3	0	0	0
	25	0	0	287.4	0	0	0
	26	0	0	177.3	0	0	0
1006	20	0	0	23.1	0.1	0	0
	21	0	-0.2	132.5	0.4	0	0
	22	0	-0.5	230.1	0.8	0	0
	23	0	-0.3	151.3	0.5	0	0
	24	0	-0.5	239.6	0.9	0	0
	25	0	-0.5	243.6	0.9	0	0
	26	0	-0.3	155.4	0.5	0	0

Figura 10. Manica BCC – Colonne metalliche nuove – lato interno – SLE – 1di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

1214	20	0	0	27.6	0.1	0	0
	21	0	-0.3	146.3	0.4	0	0
	22	0	-0.5	251.3	0.9	0	0
	23	0	-0.3	169	0.5	0	0
	24	0	-0.5	262.6	0.9	0	0
	25	0	-0.5	267.4	0.9	0	0
	26	0	-0.3	173.7	0.5	0	0
1490	20	0	0	53.2	0	0	0
	21	0	-0.2	178.5	0.4	0	0
	22	0	-0.5	293.8	0.9	0	0
	23	0	-0.3	196.5	0.5	0	0
	24	0	-0.5	302.7	0.9	0	0
	25	0	-0.5	306.7	0.9	0	0
	26	0	-0.3	200.4	0.5	0	0
1608	20	0	0	103.9	0	0	0
	21	0	0	287.3	0	0	0
	22	0	0	459.4	0.1	0	0
	23	0	0	313.6	0	0	0
	24	0	0	472.6	0.1	0	0
	25	0	0	478.2	0.1	0	0
	26	0	0	319.2	0	0	0
1708	20	0	0	94.6	0	0	0
	21	0	0	258.6	0.1	0	0
	22	0	0	412.5	0.1	0	0
	23	0	0	282.1	0.1	0	0
	24	0	0	424.3	0.1	0	0
	25	0	0	429.3	0.1	0	0
	26	0	0	287.2	0.1	0	0
1763	20	0	0	85.5	0	0	0
	21	0	0	235.1	0	0	0
	22	0	0	375.3	0	0	0
	23	0	0	256.6	0	0	0
	24	0	0	386.1	0	0	0
	25	0	0	390.7	0	0	0
	26	0	0	261.2	0	0	0
1867	20	0	0	73.9	0	0	0
	21	0	0	175.7	0.1	0	0
	22	0	-0.1	260	0.2	0	0
	23	0	-0.1	201.1	0.1	0	0
	24	0	-0.1	272.7	0.2	0	0
	25	0	-0.1	277.8	0.2	0	0
	26	0	-0.1	206.1	0.1	0	0
2262	20	0	0	50.1	0	0	0
	21	0	0	73.7	0	0	0
	22	0	0	99.6	0	0	0
	23	0	0	73.7	0	0	0
	24	0	0	99.6	0	0	0
	25	0	0	99.6	0	0	0
	26	0	0	73.7	0	0	0

Figura 11. Manica BCC – Colonne metalliche nuove – lato interno – SLE – 2di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1829	20	0	0	11.5	-0.1	0	0
	21	0	0.2	88.1	-0.5	0	0
	22	0	0.5	172.3	-1.2	0	0
	23	0	0.2	88.1	-0.5	0	0
	24	0	0.5	172.3	-1.2	0	0
	25	0	0.5	172.3	-1.2	0	0
	26	0	0.2	88.1	-0.5	0	0
1762	20	0	0	21.4	0	0	0
	21	0	0	134.4	-0.1	0	0
	22	0	0.1	240	-0.2	0	0
	23	0	0	151.3	-0.1	0	0
	24	0	0.1	248.5	-0.2	0	0
	25	0	0.1	252.1	-0.2	0	0
	26	0	0	154.9	-0.1	0	0
1707	20	0	0	29.1	0	0	0
	21	0	0	189.7	-0.1	0	0
	22	0	0.1	345.8	-0.1	0	0
	23	0	0	208.1	-0.1	0	0
	24	0	0.1	355	-0.1	0	0
	25	0	0.1	358.9	-0.1	0	0
	26	0	0	212.1	-0.1	0	0
1609	20	0	0	28.7	0	0	0
	21	0	0	208.3	-0.1	0	0
	22	0	0.1	382.8	-0.2	0	0
	23	0	0	228.9	-0.1	0	0
	24	0	0.1	393.1	-0.2	0	0
	25	0	0.1	397.6	-0.2	0	0
	26	0	0	233.3	-0.1	0	0
833	20	0	0	20	0	0	0
	21	0	0	120.5	-0.1	0	0
	22	0	0.1	213.3	-0.1	0	0
	23	0	0	135.6	-0.1	0	0
	24	0	0.1	220.8	-0.1	0	0
	25	0	0.1	224	-0.1	0	0
	26	0	0	138.8	-0.1	0	0
771	20	0	0	20.9	0	0	0
	21	0	0	145.6	-0.1	0	0
	22	0	0.1	265.3	-0.2	0	0
	23	0	0	160.2	-0.1	0	0
	24	0	0.1	272.6	-0.2	0	0
	25	0	0.1	275.6	-0.2	0	0
	26	0	0	163.2	-0.1	0	0

Figura 12. Manica BCC – Colonne metalliche nuove – lato esterno – SLE – 1di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
 Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

679	20	0	0	21.6	0	0	0
	21	0	0.1	168.7	-0.1	0	0
	22	0	0.1	309.1	-0.2	0	0
	23	0	0.1	186.5	-0.1	0	0
	24	0	0.1	318	-0.2	0	0
	25	0	0.1	321.6	-0.2	0	0
	26	0	0.1	190.1	-0.1	0	0
602	20	0	0	24.8	0	0	0
	21	0	0.1	188.8	-0.1	0	0
	22	0	0.1	345.3	-0.2	0	0
	23	0	0.1	212.2	-0.1	0	0
	24	0	0.1	356.9	-0.2	0	0
	25	0	0.1	360.7	-0.2	0	0
	26	0	0.1	216	-0.1	0	0
524	20	0	0	20.9	0	0	0
	21	0	0	130	-0.1	0	0
	22	0	0.1	230.5	-0.1	0	0
	23	0	0	152.3	-0.1	0	0
	24	0	0.1	241.7	-0.1	0	0
	25	0	0.1	244.9	-0.1	0	0
	26	0	0	155.6	-0.1	0	0

Figura 13. Manica BCC – Colonne metalliche nuove – lato esterno – SLE – 2di2

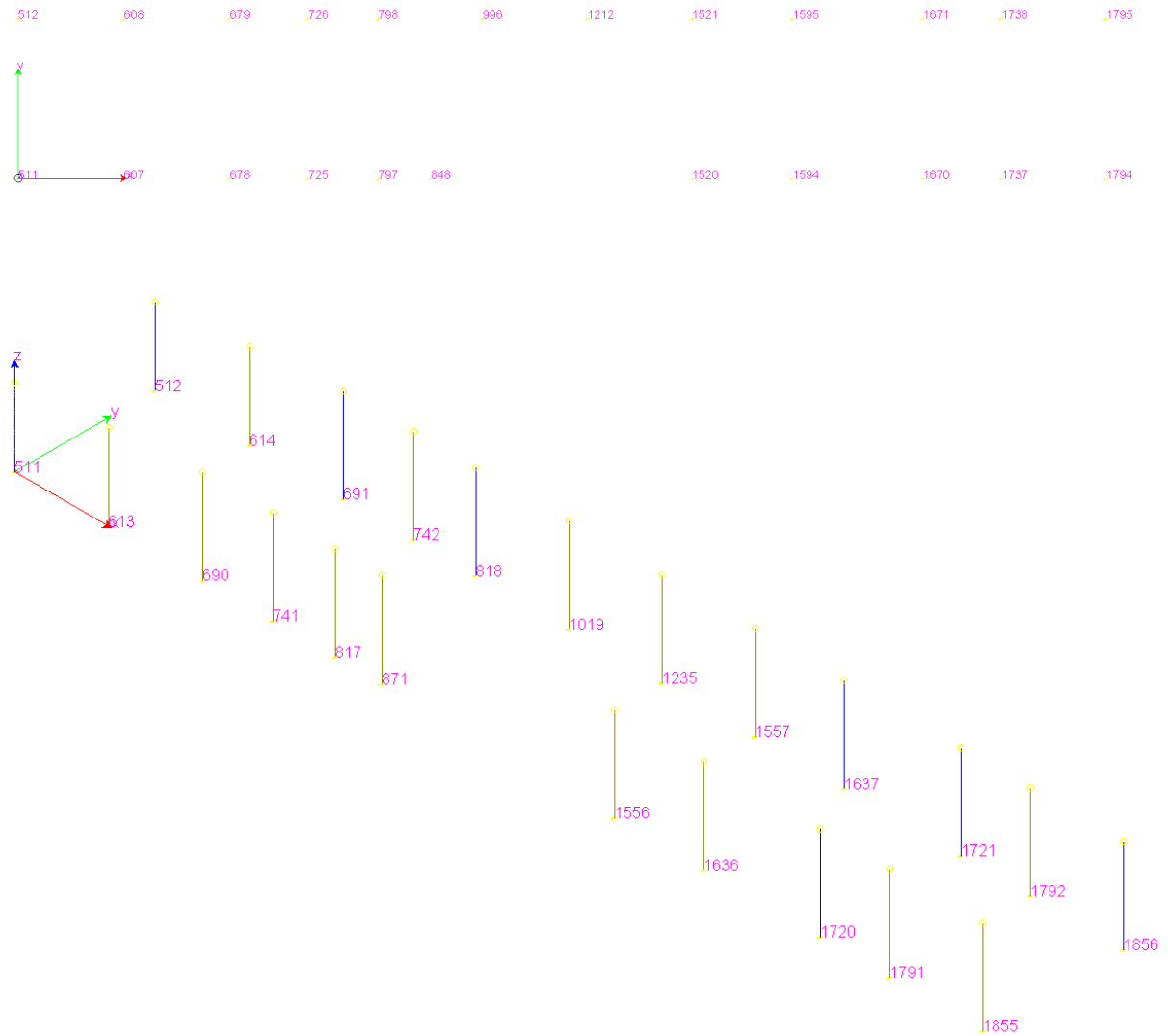


Figura 14. Manica PET - nodi

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO							
Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
512	1	0	-0.1	82.8	0.2	-0.1	0
	2	0	-0.2	212.3	0.3	0	0
	3	0	-0.3	346.1	0.5	0	0
	4	0	-0.2	240.8	0.3	0	0
	5	0	-0.3	360.3	0.5	0	0
	6	0	-0.3	364.5	0.5	0	0
	7	0	-0.2	245	0.3	0	0
614	1	0	0	131.8	0	0	0
	2	0	0	346.3	0	0	0
	3	0	0	577.5	0	0	0
	4	0	0	387.4	0	0	0
	5	0	0	598	0	0	0
	6	0	0	605	0	0	0
	7	0	0	394.4	0	0	0
691	1	0	0	83.4	0.1	0	0
	2	0	0	274.4	0.1	0	0
	3	0	0	478	0.1	0	0
	4	0	0	305.7	0.1	0	0
	5	0	0	493.6	0.1	0	0
	6	0	0	500.3	0.1	0	0
	7	0	0	312.4	0.1	0	0
742	1	0	0	27.2	0	0	0
	2	0	0	163.7	0	0	0
	3	0	0	307.5	0	0	0
	4	0	0	185.9	0	0	0
	5	0	0	318.6	0	0	0
	6	0	0	323.6	0	0	0
	7	0	0	190.8	0	0	0
818	1	0	0	35.9	0	0	0
	2	0	0	212.4	0	0	0
	3	0	0	401.4	0	0	0
	4	0	0	241.6	0	0	0
	5	0	0	416.1	0	0	0
	6	0	0	422.3	0	0	0
	7	0	0	247.9	0	0	0
1019	1	0	0	32	0	0	0
	2	0	0	185	0	0	0
	3	0	0	343.6	0	0	0
	4	0	0	214.8	0	0	0
	5	0	0	358.5	0	0	0
	6	0	0	364.9	0	0	0
	7	0	0	221.2	0	0	0

Figura 15. Manica PET – Colonne metalliche nuove – lato interno – SLU – 1di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

1235	1	0	0	26.3	0	0	0
	2	0	0	145.4	0	0	0
	3	0	0	272.9	0	0	0
	4	0	0	162	0	0	0
	5	0	0	281.2	0	0	0
	6	0	0	284.8	0	0	0
	7	0	0	165.7	0	0	0
1557	1	0	0	86	0	0	0
	2	0	0	276.3	0	0	0
	3	0	0	466	0	0	0
	4	0	0	322.6	0	0	0
	5	0	0	489.1	0	0	0
	6	0	0	499	0	0	0
	7	0	0	332.5	0	0	0
1637	1	0	0	149.3	0	0	0
	2	0	0	383.4	0	0	0
	3	0	0	638.2	0	0	0
	4	0	0	421.7	0	0	0
	5	0	0	657.4	0	0	0
	6	0	0	665.6	0	0	0
	7	0	0	430	0	0	0
1721	1	0	0	137	0	0	0
	2	0	0	345.9	0	0	0
	3	0	0	572.2	0.1	0.1	0
	4	0	0	380.5	0	0	0
	5	0	0	589.4	0.1	0.1	0
	6	0	0	596.9	0.1	0.1	0
	7	0	0	387.9	0.1	0	0
1792	1	0	0	117.4	0	0	0
	2	0	0	299.9	0	0	0
	3	0	0	498.8	0	0	0
	4	0	0	329.7	0	0	0
	5	0	0	513.7	0	0	0
	6	0	0	520.1	0	0	0
	7	0	0	336	0	0	0
1856	1	0	0	154.8	0.1	0	0
	2	0	0	315.3	0.1	0	0
	3	0.1	0	471.7	0.1	0.1	0
	4	0	0	359.2	0.1	0	0
	5	0.1	0	493.6	0.1	0.1	0
	6	0.1	0	502.3	0.1	0.1	0
	7	0	0	367.9	0.1	0	0

Figura 16. Manica PET – Colonne metalliche nuove – lato interno – SLU – 2di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1855	1	0	0	31.4	0	0	0
	2	0	0	160	0	0	0
	3	0	0	286.2	0	0	0
	4	0	0	196	0	0	0
	5	0	0	304.2	0	0	0
	6	0	0	311.3	0	0	0
	7	0	0	203.1	0	0	0
1791	1	0	0	31.4	0	0	0
	2	0	0	209.3	0	0	0
	3	0	0	407.7	0	0	0
	4	0	0	234	0	0	0
	5	0	0	420	0	0	0
	6	0	0	425.3	0	0	0
	7	0	0	239.2	0	0	0
1720	1	0	0	37.7	0	0	0
	2	0	0	241	0	0	0
	3	0	0	467.7	0.1	0	0
	4	0	0	269.2	0	0	0
	5	0	0	481.8	0.1	0	0
	6	0	0	487.8	0.1	0	0
	7	0	0	275.2	0	0	0
1636	1	0	0	38	0	0	0
	2	0	0	262.7	0	0	0
	3	0	0	513.3	0	0	0
	4	0	0	293.8	0	0	0
	5	0	0	528.8	0	0	0
	6	0	0	535.5	0	0	0
	7	0	0	300.5	0	0	0
1556	1	0	0	20.1	0	0	0
	2	0	0	111.4	0	0	0
	3	0	0	207.7	0	0	0
	4	0	0	127.6	0	0	0
	5	0	0	215.8	0	0	0
	6	0	0	219.2	0	0	0
	7	0	0	131	0	0	0
871	1	0	0	8.8	0	0	0
	2	0	0	63	0	0	0
	3	0	0	131.6	0	0	0
	4	0	0	63	0	0	0
	5	0	0	131.6	0	0	0
	6	0	0	131.6	0	0	0
	7	0	0	63	0	0	0

Figura 17. Manica PET – Colonne metalliche nuove – lato esterno – SLU – 1di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
 Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

817	1	0	0	24.7	0	0	0
	2	0	0	151.7	0	0	0
	3	0	0	284.8	0	0	0
	4	0	0	175.2	0	0	0
	5	0	0	296.6	0	0	0
	6	0	0	301.6	0	0	0
	7	0	0	180.2	0	0	0
741	1	0	0	27.2	0	0	0
	2	0	0	173.4	0	0	0
	3	0	0	333.5	0	0	0
	4	0	0	194.9	0	0	0
	5	0	0	344.2	0	0	0
	6	0	0	348.7	0	0	0
	7	0	0	199.3	0	0	0
690	1	0	0	28.1	0	0	0
	2	0	0	211.6	0	0	0
	3	0	0	412.3	0	0	0
	4	0	0	236.3	0	0	0
	5	0	0	424.7	0	0	0
	6	0	0	430	0	0	0
	7	0	0	241.6	0	0	0
613	1	0	0	33.4	0	0	0
	2	0	0	243.4	0	0	0
	3	0	0	473.5	0	0	0
	4	0	0	277.2	0	0	0
	5	0	0	490.4	0	0	0
	6	0	0	496.2	0	0	0
	7	0	0	283	0	0	0
511	1	0	0	28.8	0	0	0
	2	0	0	164.8	0	0	0
	3	0	0	315	0	0	0
	4	0	0	199.5	0	0	0
	5	0	0	332.3	0	0	0
	6	0	0	337.3	0	0	0
	7	0	0	204.5	0	0	0

Figura 18. Manica PET – Colonne metalliche nuove – lato esterno – SLU – 2di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO							
Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
512	20	0	-0.1	57.9	0.1	0	0
	21	0	-0.1	157.5	0.2	0	0
	22	0	-0.2	246.7	0.3	0	0
	23	0	-0.1	176.5	0.2	0	0
	24	0	-0.2	256.2	0.3	0	0
	25	0	-0.2	259	0.3	0	0
	26	0	-0.1	179.3	0.2	0	0
614	20	0	0	90.8	0	0	0
	21	0	0	255.8	0	0	0
	22	0	0	409.9	0	0	0
	23	0	0	283.2	0	0	0
	24	0	0	423.6	0	0	0
	25	0	0	428.3	0	0	0
	26	0	0	287.9	0	0	0
691	20	0	0	58.6	0	0	0
	21	0	0	205.6	0.1	0	0
	22	0	0	341.3	0.1	0	0
	23	0	0	226.4	0.1	0	0
	24	0	0	351.7	0.1	0	0
	25	0	0	356.1	0.1	0	0
	26	0	0	230.9	0.1	0	0
742	20	0	0	20.5	0	0	0
	21	0	0	125.5	0	0	0
	22	0	0	221.4	0	0	0
	23	0	0	140.3	0	0	0
	24	0	0	228.7	0	0	0
	25	0	0	232	0	0	0
	26	0	0	143.6	0	0	0
818	20	0	0	27	0	0	0
	21	0	0	162.7	0	0	0
	22	0	0	288.7	0	0	0
	23	0	0	182.2	0	0	0
	24	0	0	298.5	0	0	0
	25	0	0	302.6	0	0	0
	26	0	0	186.4	0	0	0
1019	20	0	0	23.9	0	0	0
	21	0	0	141.6	0	0	0
	22	0	0	247.3	0	0	0
	23	0	0	161.5	0	0	0
	24	0	0	257.3	0	0	0
	25	0	0	261.5	0	0	0
	26	0	0	165.7	0	0	0

Figura 19. Manica PET – Colonne metalliche nuove – lato interno – SLE – 1di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

1235	20	0	0	19.5	0	0	0
	21	0	0	111.2	0	0	0
	22	0	0	196.2	0	0	0
	23	0	0	122.3	0	0	0
	24	0	0	201.7	0	0	0
	25	0	0	204.1	0	0	0
	26	0	0	124.7	0	0	0
1557	20	0	0	60.8	0	0	0
	21	0	0	207.1	0	0	0
	22	0	0	333.6	0	0	0
	23	0	0	238	0	0	0
	24	0	0	349	0	0	0
	25	0	0	355.6	0	0	0
	26	0	0	244.6	0	0	0
1637	20	0	0	103.3	0	0	0
	21	0	0	283.3	0	0	0
	22	0	0	453.2	0	0	0
	23	0	0	308.9	0	0	0
	24	0	0	466	0	0	0
	25	0	0	471.5	0	0	0
	26	0	0	314.3	0	0	0
1721	20	0	0	94.9	0	0	0
	21	0	0	255.5	0	0	0
	22	0	0	406.4	0	0	0
	23	0	0	278.6	0	0	0
	24	0	0	417.9	0.1	0	0
	25	0	0	422.8	0.1	0	0
	26	0	0	283.5	0	0	0
1792	20	0	0	81.2	0	0	0
	21	0	0	221.6	0	0	0
	22	0	0	354.2	0	0	0
	23	0	0	241.4	0	0	0
	24	0	0	364.1	0	0	0
	25	0	0	368.4	0	0	0
	26	0	0	245.7	0	0	0
1856	20	0	0	106.7	0.1	0	0
	21	0	0	230.3	0.1	0	0
	22	0	0	334.5	0.1	0.1	0
	23	0	0	259.5	0.1	0	0
	24	0	0	349.1	0.1	0.1	0
	25	0	0	354.9	0.1	0.1	0
	26	0	0	265.3	0.1	0	0

Figura 20. Manica PET – Colonne metalliche nuove – lato interno – SLE – 2di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1855	20	0	0	23.5	0	0	0
	21	0	0	122.4	0	0	0
	22	0	0	206.5	0	0	0
	23	0	0	146.3	0	0	0
	24	0	0	218.5	0	0	0
	25	0	0	223.2	0	0	0
	26	0	0	151.1	0	0	0
1791	20	0	0	23.6	0	0	0
	21	0	0	160.5	0	0	0
	22	0	0	292.7	0	0	0
	23	0	0	176.9	0	0	0
	24	0	0	300.9	0	0	0
	25	0	0	304.5	0	0	0
	26	0	0	180.4	0	0	0
1720	20	0	0	28.4	0	0	0
	21	0	0	184.8	0	0	0
	22	0	0	335.9	0	0	0
	23	0	0	203.6	0	0	0
	24	0	0	345.3	0	0	0
	25	0	0	349.3	0	0	0
	26	0	0	207.6	0	0	0
1636	20	0	0	28.6	0	0	0
	21	0	0	201.4	0	0	0
	22	0	0	368.5	0	0	0
	23	0	0	222.2	0	0	0
	24	0	0	378.8	0	0	0
	25	0	0	383.3	0	0	0
	26	0	0	226.6	0	0	0
1556	20	0	0	14.9	0	0	0
	21	0	0	85.2	0	0	0
	22	0	0	149.3	0	0	0
	23	0	0	96	0	0	0
	24	0	0	154.8	0	0	0
	25	0	0	157	0	0	0
	26	0	0	98.2	0	0	0
871	20	0	0	6.6	0	0	0
	21	0	0	48.3	0	0	0
	22	0	0	94	0	0	0
	23	0	0	48.3	0	0	0
	24	0	0	94	0	0	0
	25	0	0	94	0	0	0
	26	0	0	48.3	0	0	0

Figura 21. Manica PET – Colonne metalliche nuove – lato esterno – SLE – 1di2

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
 Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

817	20	0	0	18.6	0	0	0
	21	0	0	116.2	0	0	0
	22	0	0	205	0	0	0
	23	0	0	131.9	0	0	0
	24	0	0	212.9	0	0	0
	25	0	0	216.2	0	0	0
	26	0	0	135.3	0	0	0
741	20	0	0	20.5	0	0	0
	21	0	0	133	0	0	0
	22	0	0	239.7	0	0	0
	23	0	0	147.3	0	0	0
	24	0	0	246.9	0	0	0
	25	0	0	249.8	0	0	0
	26	0	0	150.2	0	0	0
690	20	0	0	21.2	0	0	0
	21	0	0	162.4	0	0	0
	22	0	0	296.2	0	0	0
	23	0	0	178.9	0	0	0
	24	0	0	304.4	0	0	0
	25	0	0	308	0	0	0
	26	0	0	182.4	0	0	0
613	20	0	0	25	0	0	0
	21	0	0	186.6	0	0	0
	22	0	0	340	0	0	0
	23	0	0	209.2	0	0	0
	24	0	0	351.3	0	0	0
	25	0	0	355.1	0	0	0
	26	0	0	213	0	0	0
511	20	0	0	21.5	0	0	0
	21	0	0	126.2	0	0	0
	22	0	0	226.3	0	0	0
	23	0	0	149.2	0	0	0
	24	0	0	237.8	0	0	0
	25	0	0	241.2	0	0	0
	26	0	0	152.6	0	0	0

Figura 22. Manica PET – Colonne metalliche nuove – lato esterno – SLE – 2di2

Le risultanti di tutte le combinazioni di carico sono state analizzate estraendo l'involuppo degli scarichi per ogni pilastro, in funzione di quanti risultano effettivamente poggianti in fondazione.

Nodo		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
523				-403600			
770				-403900			
844				-401200			
1006				-339800			
1214				-373000			
1490				-431100			
601				-605500			
678				-508300			
1608				-675100			
1708				-605900			
1763				-551400			

Figura 23. Manica BCC - lato esterno - SLU

Nodo		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
524				-342200			
771				-384900			
833				-312400			
602				-504100			
679				-449100			
1609				-555600			
1707				-501300			
1762				-593000			

Figura 24. Manica BCC - lato interno - SLU

Nodo		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
523				-286300			
770				-289500			
844				-287400			
1006				-243600			
1214				-267400			
1490				-306700			
601				-429000			
678				-361900			
1608				-478200			
1708				-429300			
1763				-390700			

Figura 25. Manica BCC - lato interno – SLE

Nodo		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
524				-244900			
771				-275600			
833				-224000			
602				-360700			
679				-321600			
1609				-397600			
1707				-358900			
1762				-424400			

Figura 26. Manica BCC - lato esterno – SLE

Nodo		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
512				-364500			
742				-323600			
818				-422300			
1019				-364900			
1235				-284800			
1557				-499000			
614				-605000			
691				-500300			
1637				-665600			
1721				-596900			
1792				-520100			

Figura 27. Manica PET - lato esterno - SLU

Nodo		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
511				-337300			
741				-348700			
817				-301600			
613				-496200			
690				-430000			
1636				-535500			
1720				-487800			
1791				-425300			

Figura 28. Manica PET - lato interno - SLU

Nodo		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
512				-259000			
742				-232000			
818				-302600			
1019				-261500			
1235				-204100			
1557				-355600			
614				-428300			
691				-356100			
1637				-471500			
1721				-422800			
1792				-368400			

Figura 29. Manica PET - lato interno – SLE

Nodo		Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
511				-241200			
741				-249800			
817				-216200			
613				-355100			
690				-308000			
1636				-383300			
1720				-349300			
1791				-304500			

Figura 30. Manica PET - lato esterno – SLE

2.3 Criteri di modellazione

Per il calcolo delle pressioni agenti sul terreno e delle sollecitazioni sugli elementi di fondazione è stato realizzato un modello di calcolo FEM caratterizzato da elementi bidimensionali di tipo “beam” su suolo elastico alla Winkler.

La costante di sottofondo è stata applicata agli elementi strutturali in funzione della loro impronta a terra, in funzione di quanto definito nella relazione geotecnica e di seguito richiamato.

TRAVE - SLE

B	L	2N _i	P	v	v	k
m	m	kN	kPa	mm	m	kN/m ³
0.4	7.9	956	303	14.3	0.0143	21,156
0.6	7.9	956	202	12.2	0.0122	16,532
0.8	7.9	956	151	11	0.011	13,751
1	7.9	956	121	10.1	0.0101	11,981
1.2	7.9	956	101	9.3	0.0093	10,843
1.3	7.9	956	93	9	0.009	10,343
1.4	7.9	956	86	8.7	0.0087	9,935
1.5	7.9	956	81	8.5	0.0085	9,491
1.6	7.9	956	76	8.2	0.0082	9,224

Figura 31. Costante di sottofondo al variare della larghezza della trave

I carichi di cui al paragrafo precedente sono stati applicati come carichi nodali in due differenti combinazioni (SLU e SLE). Il peso proprio delle fondazioni, autogenerato dal software di calcolo in funzione del peso specifico del materiale (cls – 2500 kg/m³) e delle sezioni introdotte, è stato combinato ai carichi SLU e SLE con coefficiente di combinazione rispettivamente pari a 1.3 e 1.0.

Numero	k Winkler [kg/cm ³]	E [kg/cm ²]	v	k Winkler _i [kg/cm ²]	σ _{max} [kg/cm ²]	Commento
1	1.5	1.0	0.10	0.0	1.0	Default
2	1.2	1.0	0.10	0.0	1.0	

Figura 32. Lista terreni impiegati

Sezione	Materiale	Dimensioni [mm]	
1	1	B= 1000 H= 690 b= 600 h= 400	a Tr (D.B.) Terreno numero 2
2	1	B= 700 H= 690 b= 400 h= 400	a L (D.B.) Terreno numero 1 Default
4	1	B= 1200 H= 690 b= 600 h= 400	a Tr (D.B.) Terreno numero 2

Sezione	Area [mm ²]	J3 [mm ⁴]	J2 [mm ⁴]	J23 [mm ⁴]	Jt [mm ⁴]	Xx	Xy
1	574000	20985085000	38553330000	1696	45581675000	1.2	1.2
2	396000	14308755000	14825452500	-4244544688	21101700000	1.2	1.2
4	654000	22819710000	62819995000	1607	53404240000	1.2	1.2

Figura 33. Travi di fondazione - sezioni introdotte

I vincoli applicati alle estremità delle aste sono del tipo “fondazione” (vincoli U_x , U_y , R_z), mentre in corrispondenza di tutti i punti in cui le travi di fondazione si collegano alle platee dei blocchi scale (fondate su micropali) è stato adottato un vincolo a cerniera (U_x , U_y , U_z , R_z).

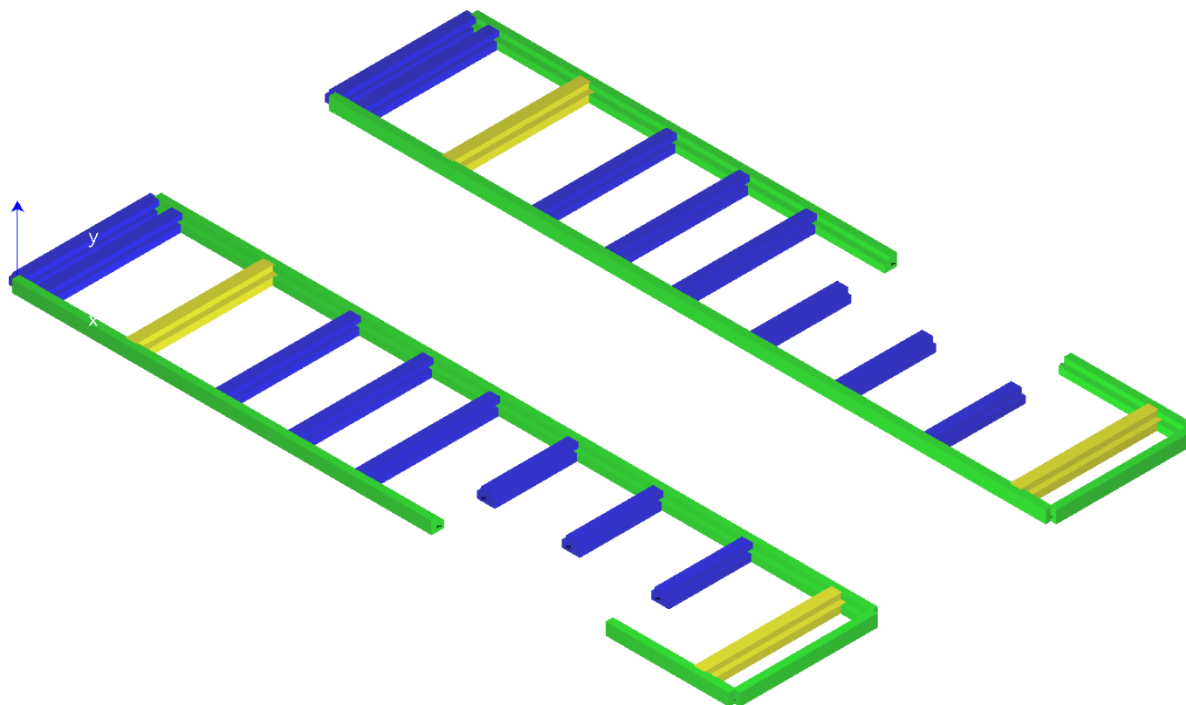


Figura 34. Modello di calcolo - vista con sezioni solide

2.4 Pressioni sul terreno

Si riporta di seguito inviluppo delle pressioni sul terreno agenti in combinazione SLU:

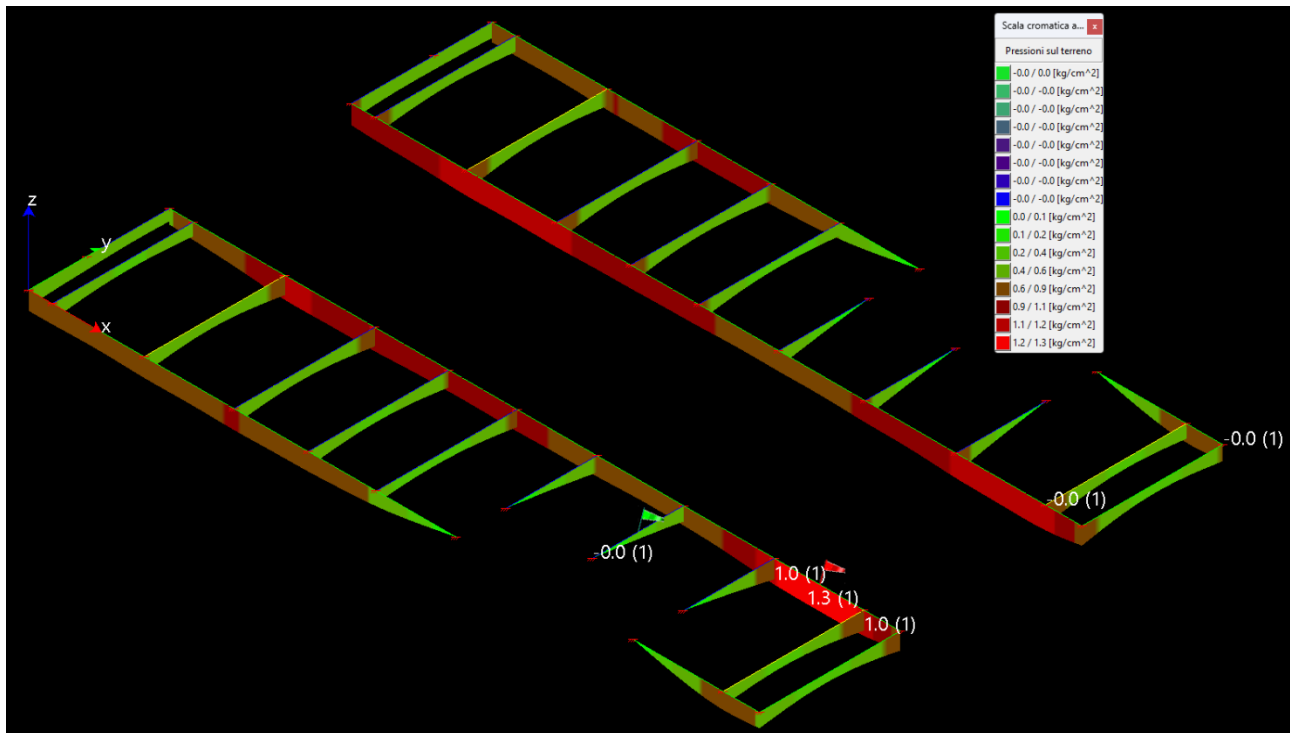


Figura 35. Inviluppo pressioni sul terreno

	Elemento	Combinazione	P [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 22 12	1	-0.0
Max	Trave di fondazione Sez. 2 Nodi: 23 24	1	1.3

Figura 36. SLU

	Elemento	Combinazione	P [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 34 40	2	0.0
Max	Trave di fondazione Sez. 2 Nodi: 23 24	2	1.0

Figura 37. SLE

Sulla base delle valutazioni di natura geotecnica relative alla capacità portante delle fondazioni si identifica il valore limite di pressione agente minimo (larghezza fondazione cautelativamente assunta = 0,6 m) pari a 1,5 kg/cm² che, come da immagini sopra, risulta sempre verificato.

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
 Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

Affondamento della trave 0.4 m

Meyerhof (1963)					Vesic (1975)			Brich Hansen (1970)				
Base	q	Coeff. di cap. portante			Coeff. di forma			Coeff. di profondità			q _{lim}	r _d
m	kN/m ²	N _y	N _q	N _c	s _y	s _q	s _c	d _y	d _q	d _c	kN/m ²	kN/m ²
0.4	11.5	16.7	14.7	25.8	1	1	1	1.00	1.28	1.30	343	149
0.6	11.5	16.7	14.7	25.8	1	1	1	1.00	1.18	1.20	352	153
0.8	11.5	16.7	14.7	25.8	1	1	1	1.00	1.14	1.15	372	162
1	11.5	16.7	14.7	25.8	1	1	1	1.00	1.11	1.12	396	172
1.2	11.5	16.7	14.7	25.8	1	1	1	1.00	1.09	1.10	421	183
1.3	11.5	16.7	14.7	25.8	1	1	1	1.00	1.08	1.09	435	189
1.4	11.5	16.7	14.7	25.8	1	1	1	1.00	1.08	1.08	449	195
1.5	11.5	16.7	14.7	25.8	1	1	1	1.00	1.07	1.08	462	201
1.6	11.5	16.7	14.7	25.8	1	1	1	1.00	1.07	1.07	477	207

2.5 Sollecitazioni agenti

Si riportano di seguito i diagrammi delle principali sollecitazioni agenti sugli elementi di fondazione.

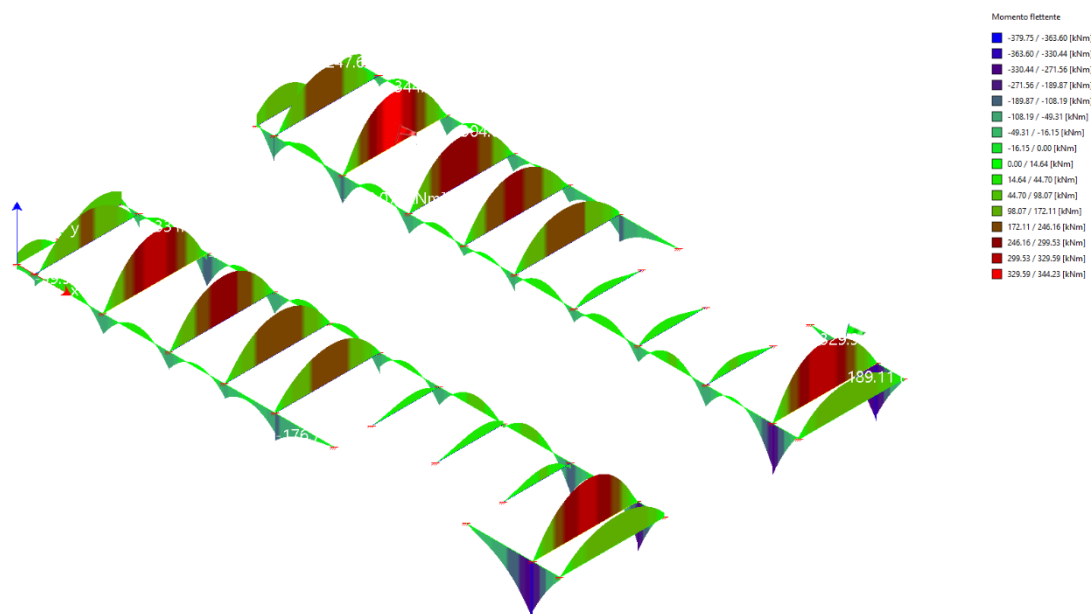


Figura 38. Involucro momento flettente (valori in kNm)

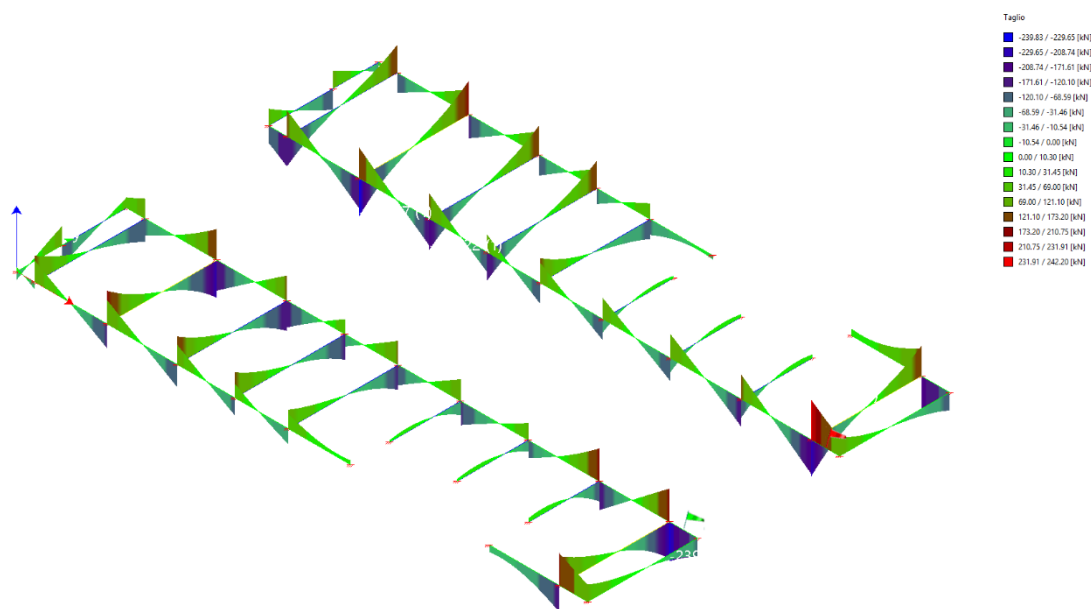


Figura 39. Involucro sforzi di taglio (valori in kN)

2.6 Verifiche

Si riportano nel presente capitolo le verifiche di calcolo delle sezioni tipologiche previste, in corrispondenza degli elementi maggiormente sollecitati.

2.6.1 Cordolo a “L” – sezione tipica

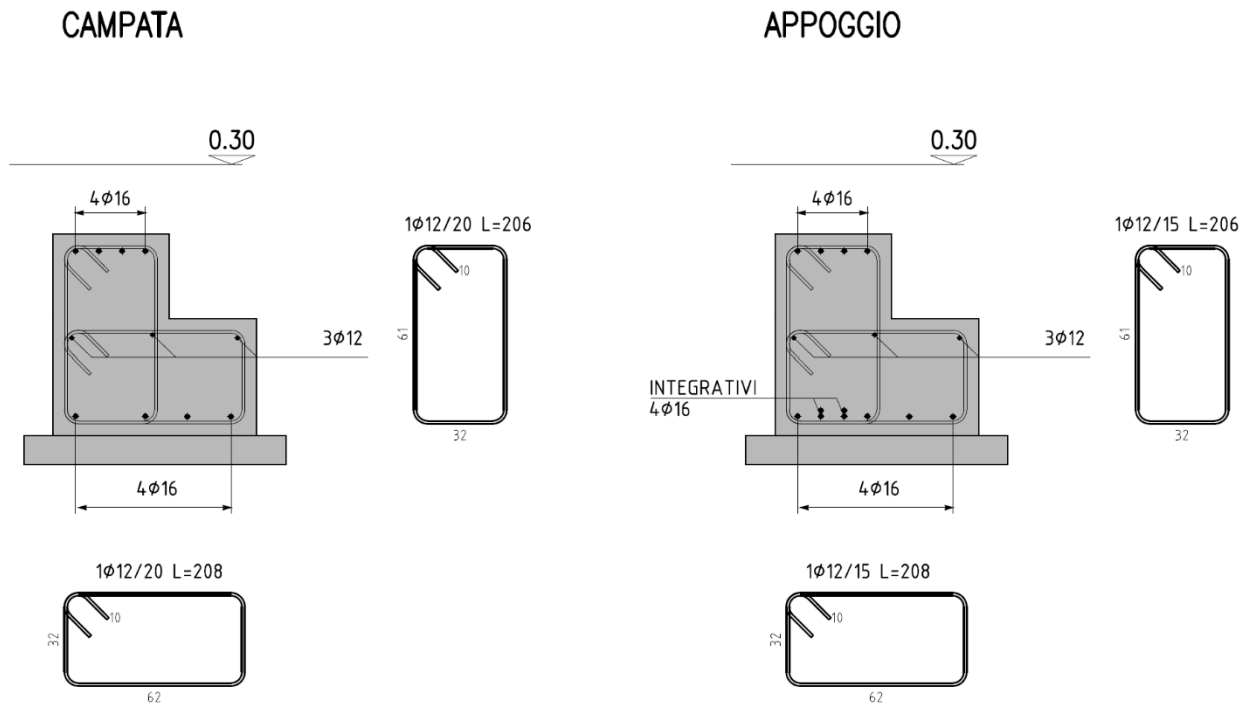


Figura 40. Cordolo a “L” - Schemi tipologici di armatura

Si riporta di seguito verifica a flessione e taglio della sezione maggiormente sollecitata:

$M_{Ed,max} = 220 \text{ kNm}$	$M_{Ed,min} = -90 \text{ kNm}$	$V_{Ed,max} = 215 \text{ kN}$
--------------------------------	--------------------------------	-------------------------------

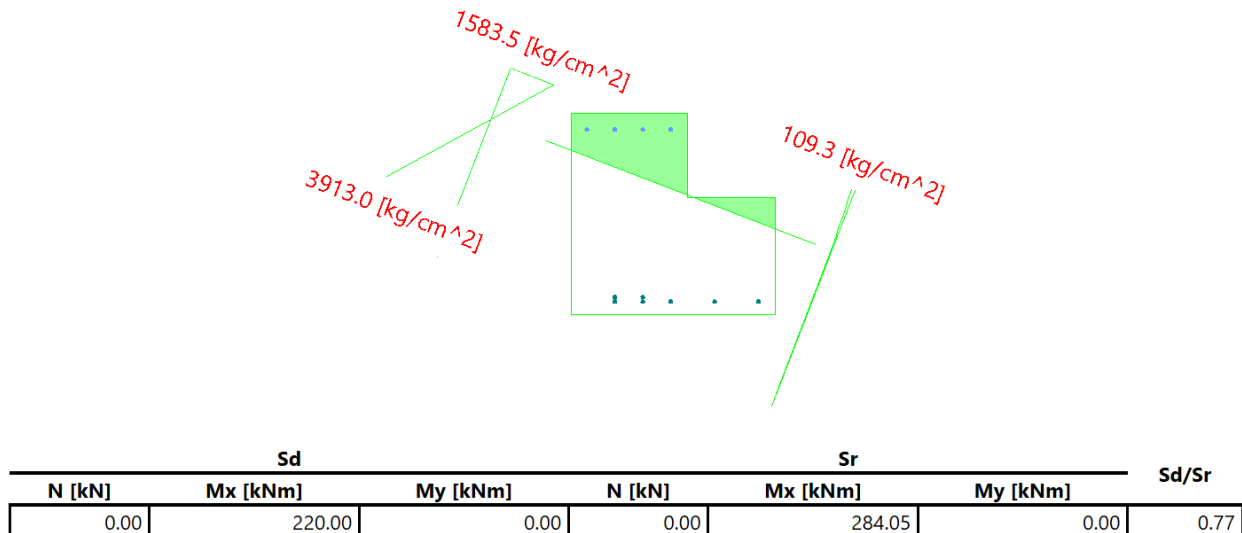


Figura 41. Verifica a flessione - M_{max}

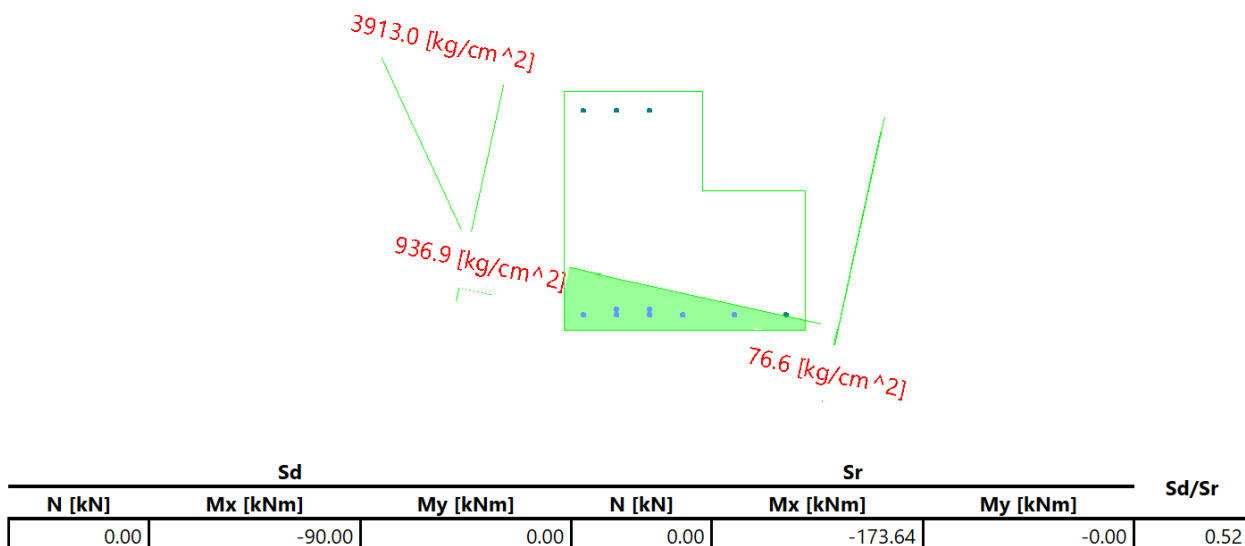


Figura 42. Verifica a flessione - M_{min}

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO				
INPUT				
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS	
f_{ck}	N/mm ²	24.9		
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11		
f_{ctd}	N/mm ²	1.19		
f_{yk}	N/mm ²	450	ACCIAIO	
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	391.30		
Altezza trave H	mm	690	CARATTERISTICHE SEZIONE	
copriferro da asse barra	mm	40		
Larghezza B	mm	400		
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO				
passo staffe (H)	mm	150		
n°braccia (H)		2		
diametro (H)	mm	12		
n°braccia (B)	mm	0		
diametro (B)	mm	0		
A_{sw} (H)	mm ²	226.19		
passo staffe (B)	mm	150		
n°braccia (B)		2		
diametro (B)	mm	12		
n°braccia (B)	mm	0		
diametro (B)	mm	0		
A_{sw} (H)	mm ²	226.19		
v_1		0.6		
α_c		1		
α		90		
θ		45		
$\cot\theta$		1.00		
$\tan\theta$		1.00		
$\cot\alpha$		0		
$\sin\alpha$		1		
RISULTATI				
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	215		
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0		
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	345.19	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$	
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	191.18		
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	825.44	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$	
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	788.61		
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	917.15	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.3.5.3 NTC '18]	
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	876.23		
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	345.19	VERIFICATO	
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	191.18	VERIFICATO	

Figura 43. Verifica a taglio

2.6.2 Cordolo a “L” – picchetto C-9

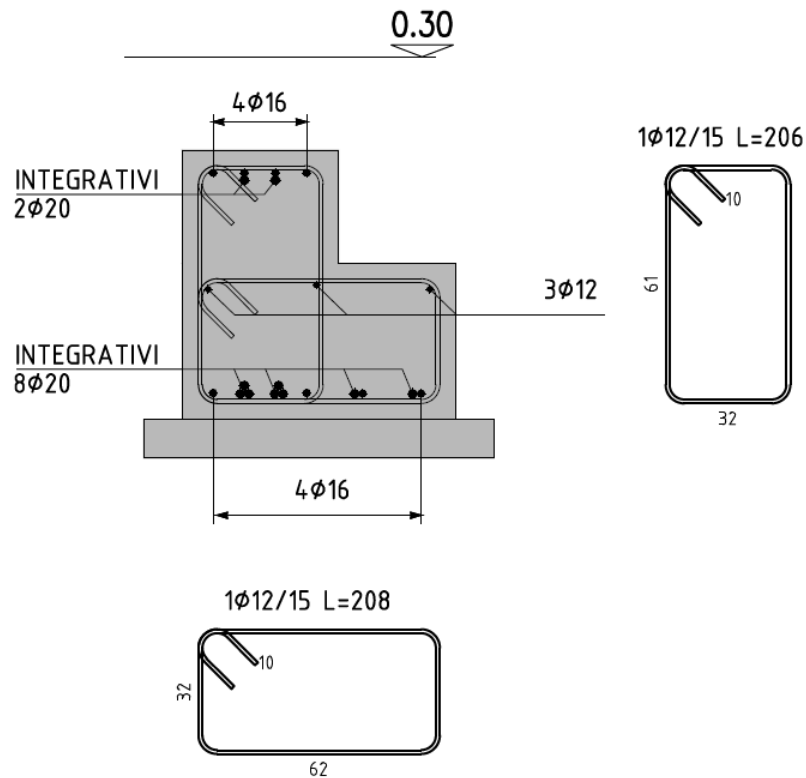


Figura 44. Cordolo a “L” – Schema armatura su picchetto C-9

Si riporta di seguito verifica a flessione e taglio della sezione maggiormente sollecitata:

$M_{Ed,max} = 380 \text{ kNm}$	$V_{Ed,max} = 242 \text{ kN}$
--------------------------------	-------------------------------

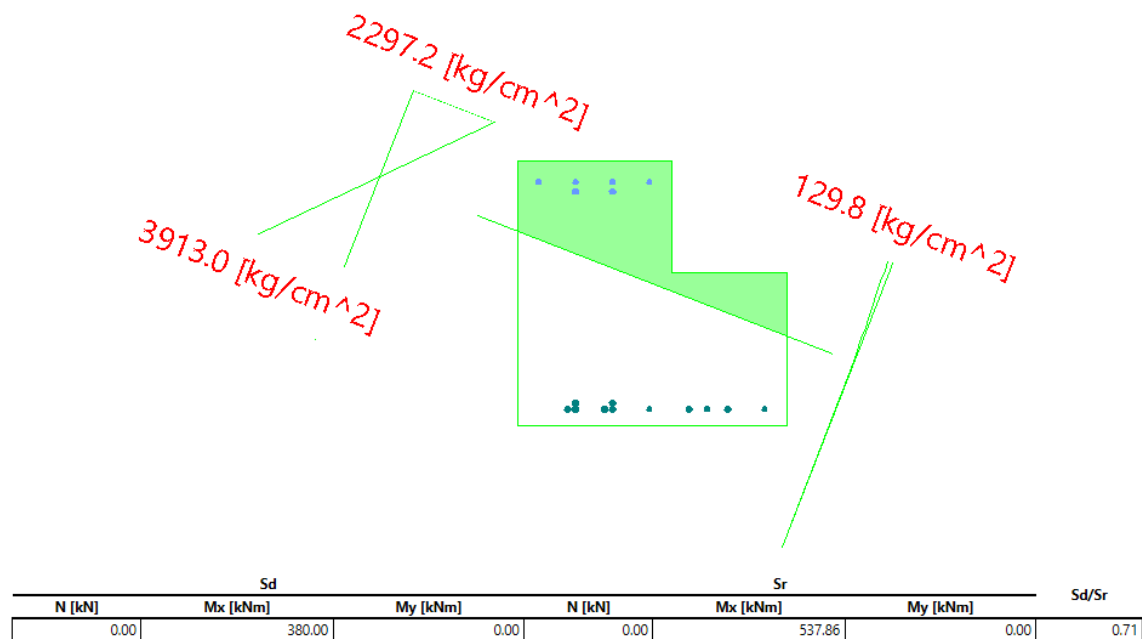


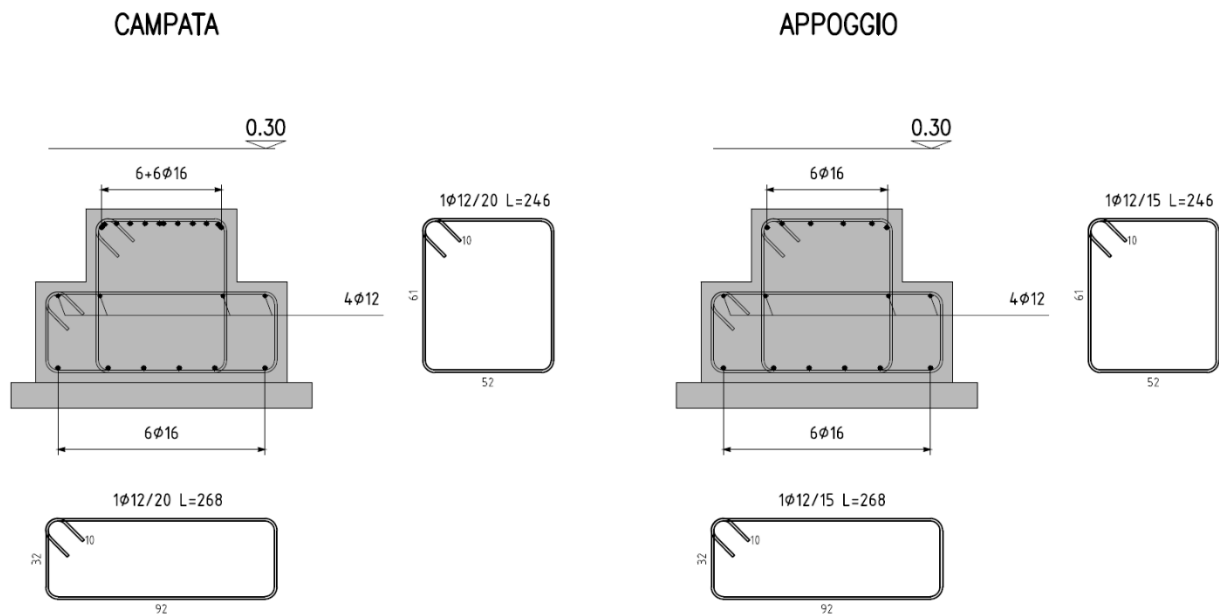
Figura 45. Verifica a flessione - M_{max}

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO				
INPUT				
R_{ck}	N/mm ²	30		<u>CLS</u>
f_{ck}	N/mm ²	24.9		
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11		
f_{ctd}	N/mm ²	1.19		
f_{yk}	N/mm ²	450		<u>ACCIAIO</u>
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	391.30		
Altezza trave H	mm	690		<u>CARATTERISTICHE SEZIONE</u>
copriferro da asse barra	mm	40		
Larghezza B	mm	400		
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO				
passo staffe (H)	mm	150		
n°braccia (H)		2		
diametro (H)	mm	12		
n°braccia (H)	mm	0		
diametro (H)	mm	0		
A_{sw} (H)	mm ²	226.19		
passo staffe (B)	mm	150		
n°braccia (B)		2		
diametro (B)	mm	12		
n°braccia (B)	mm	0		
diametro (B)	mm	0		
A_{sw} (H)	mm ²	226.19		
v_1		0.6		
α_c		1		
α		90		
θ		45		
$\cotg\theta$		1.00		
$\tan\theta$		1.00		
$\cot\alpha$		0		
$\sin\alpha$		1		
RISULTATI				
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	242		
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0		
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	345.19		$V_{Rsd} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	191.18		
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	825.44		$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	788.61		
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	917.15		$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.3.5.3 NTC '18]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	876.23		
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	345.19		<u>VERIFICATO</u>
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	191.18		<u>VERIFICATO</u>

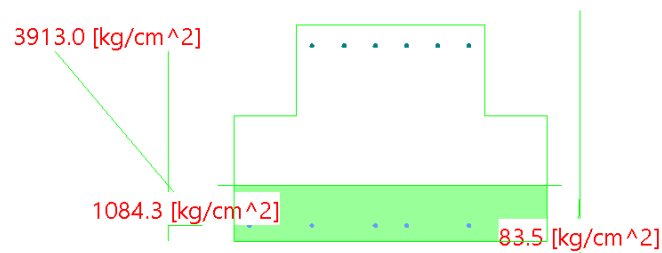
Figura 46. Verifica a taglio

2.6.3 Travi tipo 1



Si riporta di seguito verifica a flessione e taglio della sezione maggiormente sollecitata:

$M_{Ed,max} = 0 \text{ kNm}$	$M_{Ed,min} = -305 \text{ kNm}$	$V_{Ed,max} = 192 \text{ kN}$
------------------------------	---------------------------------	-------------------------------



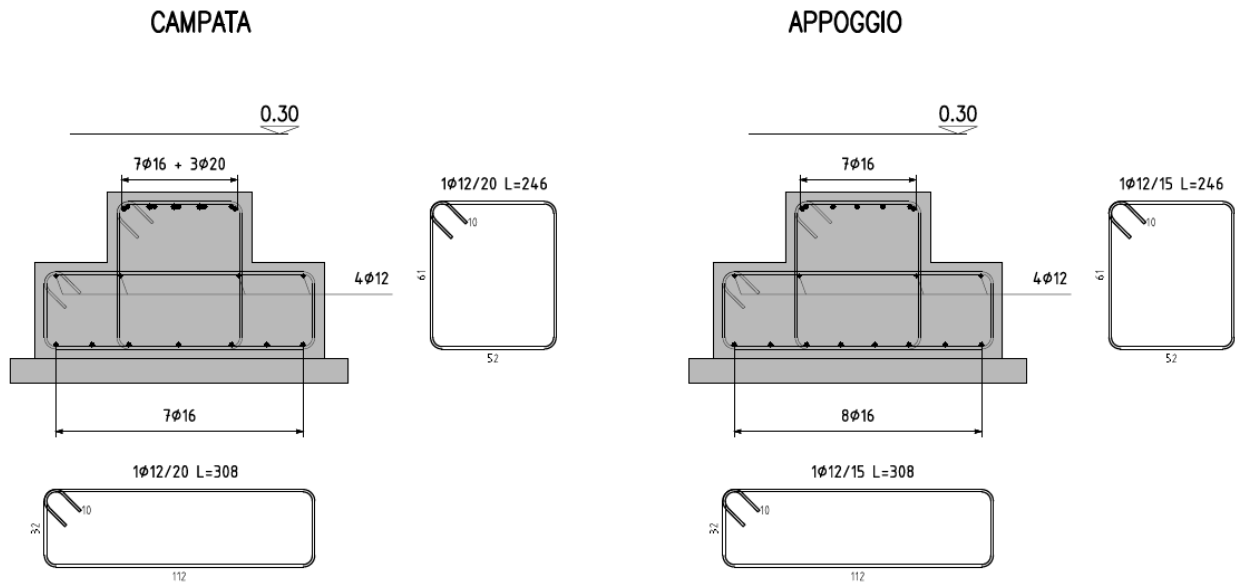
Sd			Sr			Sd/Sr
N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	
0.00	-305.00	0.00	0.00	-531.04	-0.00	0.57

Figura 47. Verifica a flessione

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO				
INPUT				
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS	
f_{ck}	N/mm ²	24.9		
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11		
f_{ctd}	N/mm ²	1.19		
f_{yk}	N/mm ²	450	ACCIAIO	
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	391.30		
Altezza trave H	mm	690	CARATTERISTICHE SEZIONE	
copriferro da asse barra	mm	40		
Larghezza B	mm	600		
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO				
passo staffe (H)	mm	150		
n°braccia (H)		2		
diametro (H)	mm	12		
n°braccia (H)	mm	0		
diametro (H)	mm	0		
A_{sw} (H)	mm ²	226.19		
passo staffe (B)	mm	150		
n°braccia (B)		2		
diametro (B)	mm	12		
n°braccia (B)	mm	0		
diametro (B)	mm	0		
A_{sw} (H)	mm ²	226.19		
v_1		0.6		
α_c		1		
α		90		
θ		45		
$\cot\theta$		1.00		
$\tan\theta$		1.00		
$\cot\alpha$		0		
$\sin\alpha$		1		
RISULTATI				
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	192		
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0		
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	345.19	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$	
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	297.40		
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	1238.15	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$	
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	1226.72		
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1375.73	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.3.5.3 NTC '18]	
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1363.03		
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	345.19	VERIFICATO	
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	297.40	VERIFICATO	

2.6.4 Travi tipo 2



Si riporta di seguito verifica a flessione e taglio della sezione maggiormente sollecitata:

$M_{Ed,max} = 0 \text{ kNm}$	$M_{Ed,min} = -345 \text{ kNm}$	$V_{Ed,max} = 236 \text{ kN}$
------------------------------	---------------------------------	-------------------------------

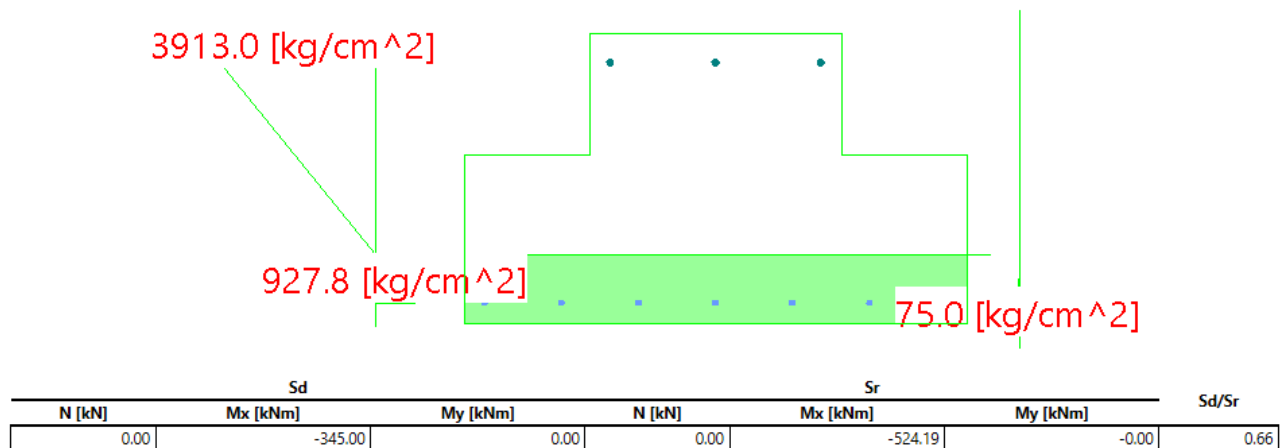


Figura 48. Verifica a flessione

Comune di Torino – Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo
Progetto esecutivo – Relazione di calcolo – Fondazioni – Allegato 4

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO				
INPUT				
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS	
f_{ck}	N/mm ²	24.9		
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11		
f_{ctd}	N/mm ²	1.19		
f_{yk}	N/mm ²	450	ACCIAIO	
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	391.30		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Altezza trave H	mm	690		
copriferro da asse barra	mm	40		
Larghezza B	mm	600		
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO				
passo staffe (H)	mm	150		
n°braccia (H)		2		
diametro (H)	mm	12		
n°braccia (H)	mm	0		
diametro (H)	mm	0		
$A_{sw} (H)$	mm ²	226.19		
passo staffe (B)	mm	150		
n°braccia (B)		2		
diametro (B)	mm	12		
n°braccia (B)	mm	0		
diametro (B)	mm	0		
$A_{sw} (H)$	mm ²	226.19		
v_1		0.6		
α_c		1		
α		90		
θ		45		
$\cotg\theta$		1.00		
$\tan\theta$		1.00		
$\cot\alpha$		0		
$\sin\alpha$		1		
RISULTATI				
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	236		
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0		
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	345.19	$V_{Rsd} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$	
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	297.40		
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	1238.15	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$	
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	1226.72		
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1375.73	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.3.5.3 NTC '18]	
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1363.03		
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	345.19	VERIFICATO	
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	297.40	VERIFICATO	

Figura 49. Verifica a taglio

COMUNE di TORINO

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo – Fondazioni

Allegato 4

Fondazioni nuovi impalcati Atrio/Maniche – Verifiche geotecniche

Prof. Massimo Majowiecki

Teatro Nuovo - Torino

Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo

Relazione di calcolo delle fondazioni

Maniche BCC e PET

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10003_REV01			Numero pagine 24		
2					
1	26/05/2025	Seconda Emissione	FM	AG	AG
0	09/05/2025	Prima Emissione	FM	AG	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

Soil Engineering Srl

Via San Vigilio, 1 – Piano 3° - Edif. A – 20142 Milano – Italia

T +39 02 89121714

Pec soilengineering@pec.it – W www.soil.engineering

*Organizzazione con sistema di gestione per la qualità certificato
da Dasa-R&Gister S.p.A. in conformità alla UNI EN ISO 9001:2015*

Certificato n. IQ-0123-06

Indice

1.	INTRODUZIONE	3
2.	RIFERIMENTI	4
2.1	Normative e raccomandazioni	4
2.2	Documentazione di progetto	4
2.3	Riferimenti bibliografici	4
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFICA	5
3.1	Indagini in sito	5
3.2	Litologie presenti	6
3.3	Stratigrafie di progetto e parametri geotecnici di riferimento	8
3.4	Livello piezometrico	8
4.	TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI E CARICHI	9
4.1	Analisi delle geometrie di progetto	9
4.2	Carichi trasmessi alla base delle colonne	13
5.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO	16
5.1	Caratteristiche dimensionali delle travi di progetto	16
5.2	Introduzione al calcolo di capacità portante	17
5.3	Capacità portante in condizioni statiche (SLU)	19
5.4	Capacità portante in condizioni sismiche (SLV)	19
5.5	Analisi dei cedimenti (SLE)	21
6.	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI E LORO LICENZE	23
7.	CONCLUSIONI	24

1. Introduzione

La presente relazione si inquadra nell'ambito del progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo di Torino, al fine di supportare lo studio di progettazione strutturale nel dimensionamento geotecnico delle strutture di fondazione dei nuovi impalcati delle maniche BCC e PET, individuate in Figura 1.1.

Considerata l'entità contenuta dei carichi delle nuove colonne e la volontà di limitare l'interferenza con le murature esistenti, si propone l'adozione di un fondazioni dirette.

La trattazione seguirà l'ordine qui descritto: verrà inizialmente richiamata la documentazione di riferimento a cui seguirà la caratterizzazione dei terreni di fondazione nell'area del teatro. Si procederà con l'analisi della disposizione planimetrica delle nuove colonne e dei relativi carichi, giungendo alla definizione delle soluzioni di fondazione adottate. Si procederà, quindi, alle verifiche geotecniche di progetto, in accordo alle prescrizioni normative per così arrivare alle considerazioni conclusive riguardanti la progettazione delle nuove opere.

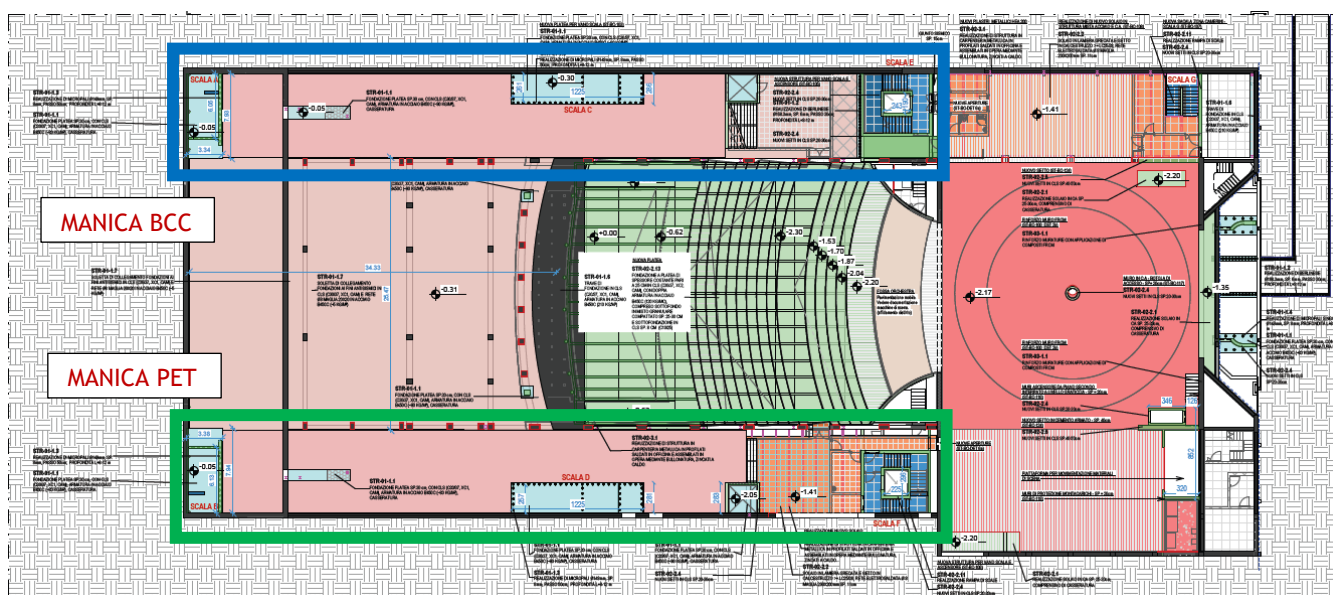


Figura 1.1 - Pianta del Teatro Nuovo con l'ubicazione delle maniche.

2. Riferimenti

Nel corso della presente relazione si farà riferimento alla documentazione di seguito riportata.

2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, Gazzetta ufficiale n.42 del 20 febbraio 2018.
- 2.1.2 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Circolare 21/01/2019, n.8 del C.S.LL.PP: “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”. (circolare esplicativa alle NTC 2018).

2.2 Documentazione di progetto

Elaborati del progetto di fattibilità tecnico-economica

- 2.2.1 ICIS Srl: Relazione specialistica geotecnica, doc. 22044D02_1_0_P_ GG_ 00_ CH_ 001_00, Febbraio 2023.

Elaborati del progetto esecutivo

- 2.2.2 MJW Structures: Relazione specialistica geotecnica, doc. 22044D02_1_0_E_ ST_ 00_ CH_ 003_01, Gennaio 2024.
- 2.2.3 MJW Structures: Reazioni alla base colonne Maniche R1.xls, ricevuto con email in data 20 Marzo 2025.

2.3 Riferimenti bibliografici

- 2.3.1 Lancellotta R., Costanzo D., Foti S., *Progettazione Geotecnica*, Roma, Hoepli, 2011.
- 2.3.2 Paolucci R., Pecker A., *Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils*, Soils and Foundations, vol. 37, N.3, pp. 95-105, 1997.

3. Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica

Ai fini della caratterizzazione dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla relazione geotecnica di progetto (rif. [2.2.1, 2.2.2]). Nel prosieguo se ne riassumeranno gli aspetti di maggior interesse per il tema di progetto.

3.1 Indagini in sito

La campagna di indagine svolta ha visto l'esecuzione di n°5 sondaggi geognostici (S1-S5) a carotaggio continuo, individuati in Figura 3.1. Questi sono stati spinti ad una profondità variabile tra 10 e 35 m, con l'esecuzione di prove in foro di sondaggio SPT e prelievo di campioni indisturbati da sottoporre a prove in laboratorio. I fori di sondaggio sono stati, inoltre, attrezzati con piezometri per la misurazione del livello di falda.

Sono state altresì eseguite una serie di prospezioni geofisiche, del tipo sismico, con metodologia MASW (n°2 indagini) e HVSR (n°1 indagine), e geoelettrico, con metodologia ERT (n°2 indagini).



Figura 3.1 - Ubicazione delle indagini in sito (rif. [2.2.2]).

3.2 Litologie presenti

Dalle indagini svolte, è stato possibile individuare nell'area di progetto la seguente stratificazione, al di sotto della pavimentazione o dello strato superficiale di asfalto.

- **Terreno di riporto (livello R)**

Terreno di riporto eterogeneo, costituito principalmente da una miscela di sabbia e limo con ghiaia sparsa. Sono presenti elementi lapidei e ciottoli. Lo spessore dello strato è variabile, da 1 metro a 4 metri.

- **Ghiaia sabbioso limosa (livello L1)**

Ghiaia sabbioso limosa, eterometrica, contenente rari ciottoli. Lo spessore varia da 7 m a 19 m.

- **Sabbia medio-fine, poco limosa (livello L2)**

Sabbia medio-fine, poco limosa, a tratti con ghiaietto e rari ciottoli. Lo spessore varia da 3 m a circa 9 m.

- **Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa (livello L3)**

Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa. Lo spessore varia da circa 7 m a oltre 12 m.

- **Ghiaia eterometrica limosa-sabbiosa, addensata (livello L4)**

Ghiaia eterometrica, sabbiosa, passante a sabbia. Lo spessore è pari circa a 7 m.

- **Argilla marnosa e marna argillosa (livello L5)**

Argilla limosa, compatta o dura, poco plastica.

Dalle sezioni stratigrafiche in Figura 3.2 e Figura 3.3 si osserva come la successione sopra riportata si mantenga costante nell'area, a fronte di un'eterogeneità laterale dovuta alla variabilità dello spessore degli strati incontrati.

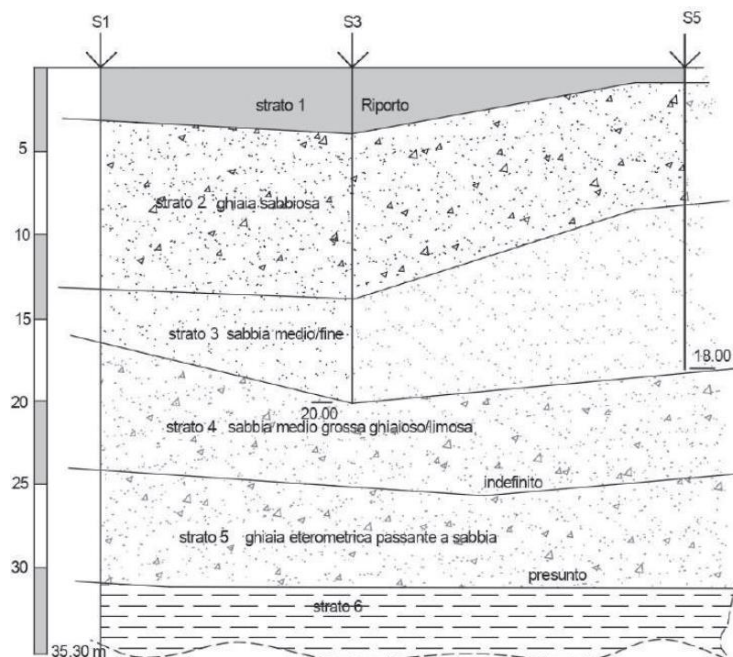


Figura 3.2 - Sezione stratigrafica S1, S3, S5 (rif. [2.2.1]).

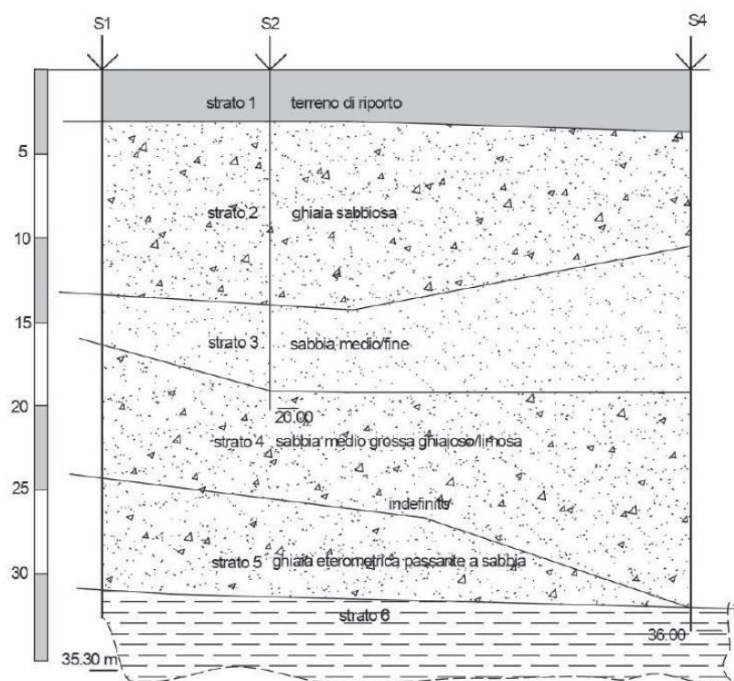


Figura 3.3 - Sezione stratigrafica S1, S2, S4 (rif. [2.2.1]).

3.3 Stratigrafie di progetto e parametri geotecnici di riferimento

Trattandosi di fondazioni superficiali, l'ambito di interesse per il progetto delle nuove opere coincide con lo strato superiore di terreno, costituito da terreno di riporto per uno spessore medio di 3 m al di sotto del piano campagna. Al di sotto di quest'ultimo, si individua uno strato di ghiaia sabbiosa-limosa di spessore medio di 10 m.

Sulla base dei risultati della relazione geotecnica, si riassumono in Tabella 3.1 i parametri geotecnici di riferimento degli strati incontrati.

Tabella 3.1 - Caratterizzazione geotecnica degli strati R e L1.

Strato	Descrizione	Parametri Geotecnici			
		γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	E (Mpa)
R	Terreno di riporto	18	28	2	20
L1	Ghiaia sabbioso limosa	19	38	0	55

3.4 Livello piezometrico

Considerate le misure piezometriche effettuate nei fori di sondaggio e riportate al rif. [2.2.2], la soggiacenza media della falda nel sito in esame risulta essere intorno ai 16.5 m. Tali dati si riferiscono a misure eseguite tra la seconda metà del mese di ottobre e la prima metà del mese di novembre dell'anno 2022, dopo circa un mese dal termine delle indagini. Si può, quindi, parlare di una falda profonda, che non andrà ad interessare le nuove opere di fondazione.

Tabella 3.2 - Misure piezometriche nei fori di sondaggio (rif. [2.2.2]).

Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Falda (m da p.c.)	Data di Esecuzione
S1	35.30	17.65	18/10/2022
S2	20.00	17.70	24/10/2022
S3	20.00	17.90	20/10/2022
S4	36.00	15.30	15/11/2022
S5	18.00	13.80	12/10/2022

4. Tipologia delle fondazioni e carichi

4.1 Analisi delle geometrie di progetto

Le colonne dei nuovi impalcati delle maniche sono costituite da profili HEA 120, affiancate ai pilastri esistenti, come illustrato in Figura 4.1 e Figura 4.2. In merito al progetto delle nuove fondazioni, la soluzione proposta vede l'adozione di un graticcio di fondazione, costituito da travi rovesce a "T" nella direzione trasversale, collegate tra loro da cordoli a "L" che si sviluppano in adiacenza alle murature esistenti (assi a, b, c, d in figura). Questi ultimi consentono di distribuire in modo più uniforme le pressioni sul terreno nella direzione longitudinale, evitando picchi concentrati in prossimità delle murature esistenti.

Con riferimento a quanto detto, è possibile distinguere 3 differenti configurazioni lungo gli assi trasversali, qui descritte ed evidenziate con colori differenti in planimetria:

- Nel primo caso, la trave a "T" va a collegare una coppia di colonne contrapposte (asse **rosso**, Figura 4.3);
- Nel secondo caso, la trave a "T" connette la colonna sul lato interno con il setto del nuovo vano scale (asse **blu**). Tale scelta consente di bilanciare la forte eccentricità del carico trasmesso dalla colonna (Figura 4.4);
- Nel terzo caso, la trave a "T" va ad innestarsi sull'intervento di rinforzo del plinto esistente (asse **arancione**);

In ultimo, si segnala come le colonne 1856 e 1867 ricadano all'interno della platea di fondazione del nuovo vano scale (asse **verde**). Questa provvederà a trasmettere il carico portato agli elementi di fondazione, qui costituiti da micropali disposti in corrispondenza dei setti.

Particolare attenzione è stata posta nel delineare la relazione tra le nuove strutture di fondazione, le murature esistenti ed il pacchetto architettonico di progetto, come illustrato nei dettagli tipologici in Figura 4.5 e Figura 4.6.

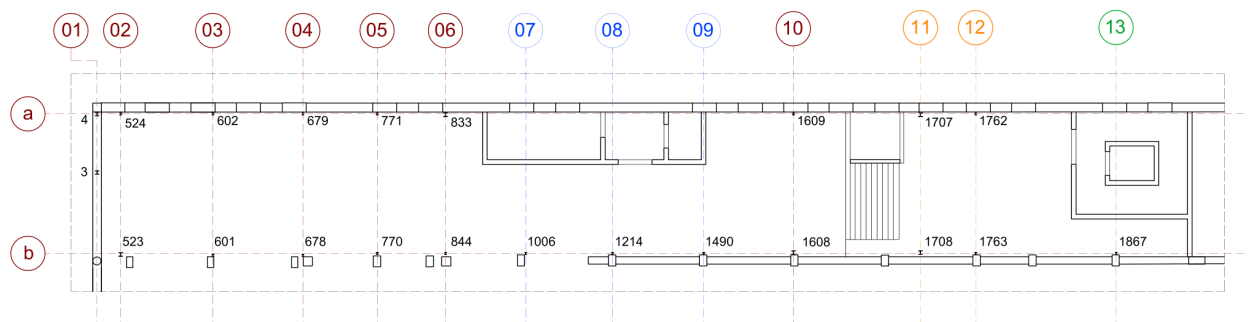


Figura 4.1 - Disposizione delle colonne dei nuovi impalcati - manica BCC.

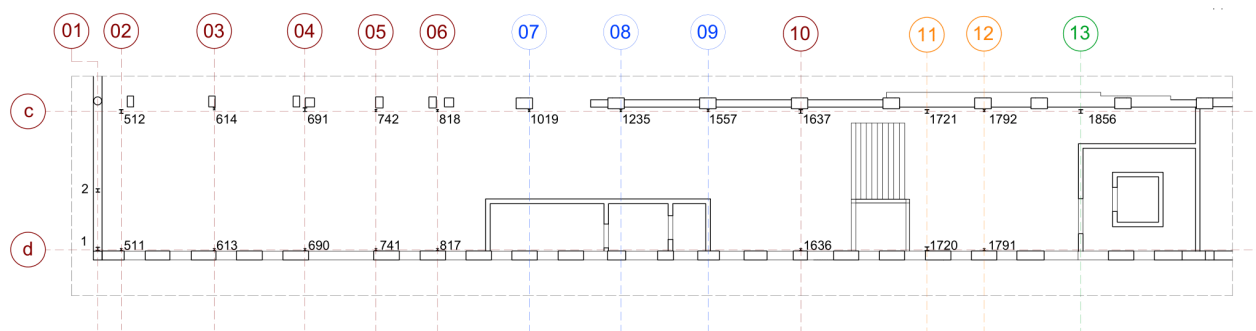


Figura 4.2 - Disposizione delle colonne dei nuovi impalcati - manica PET.

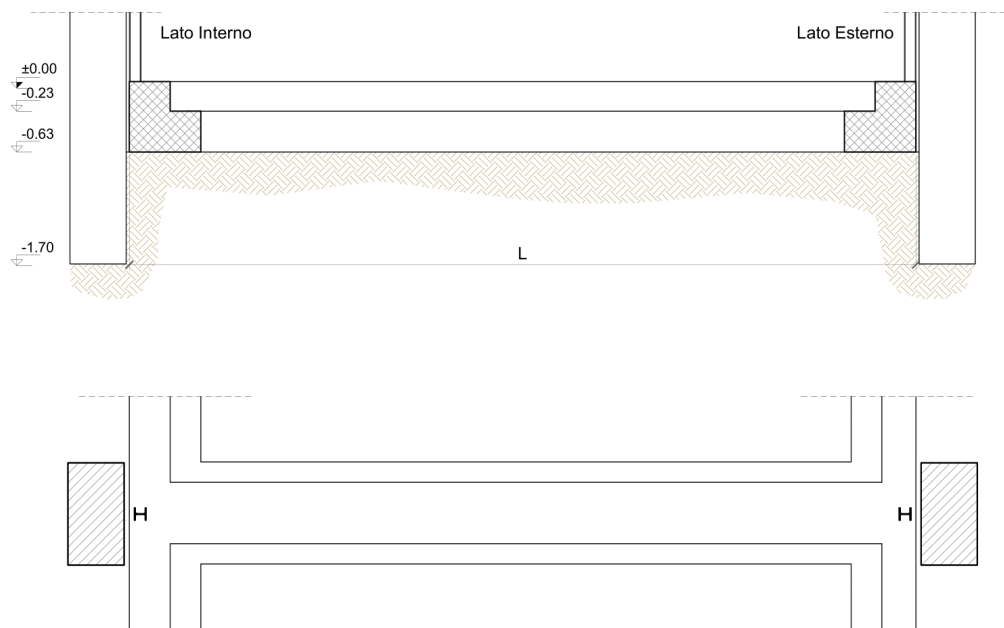


Figura 4.3 - Trave rovescia di fondazione a collegamento delle nuove colonne.

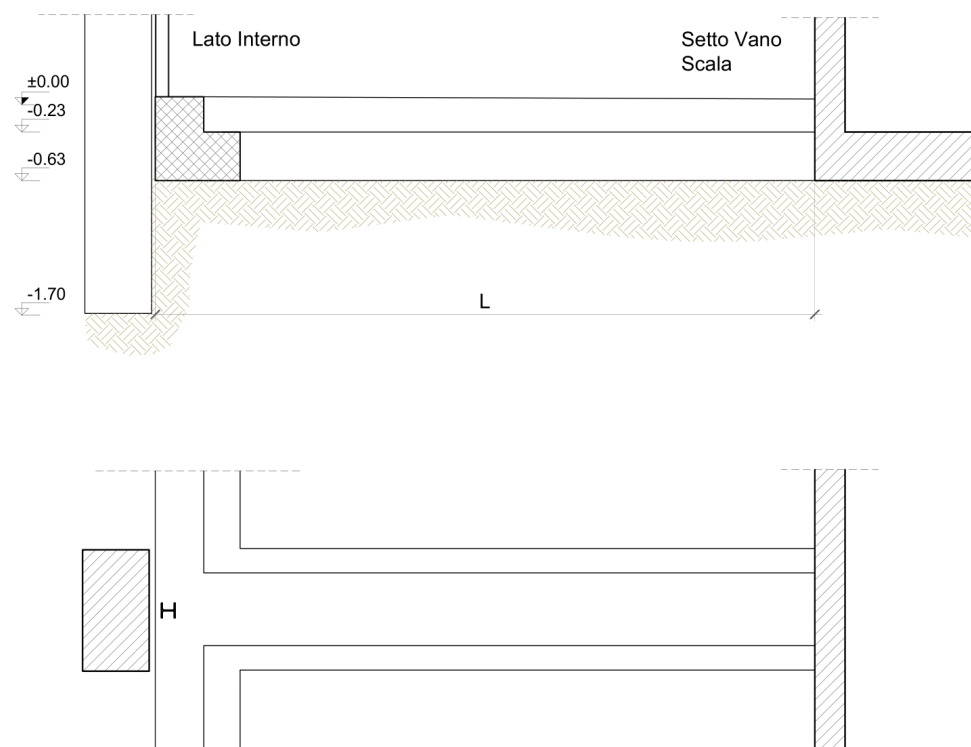


Figura 4.4 - Trave rovescia di fondazione e connessione al setto del nuovo vano scale.

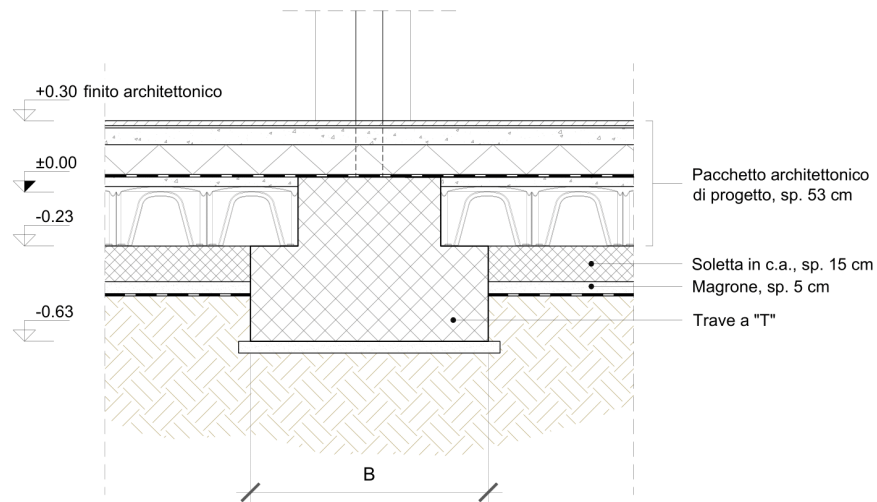


Figura 4.5 - Dettaglio trave di fondazione (sezione trasversale).

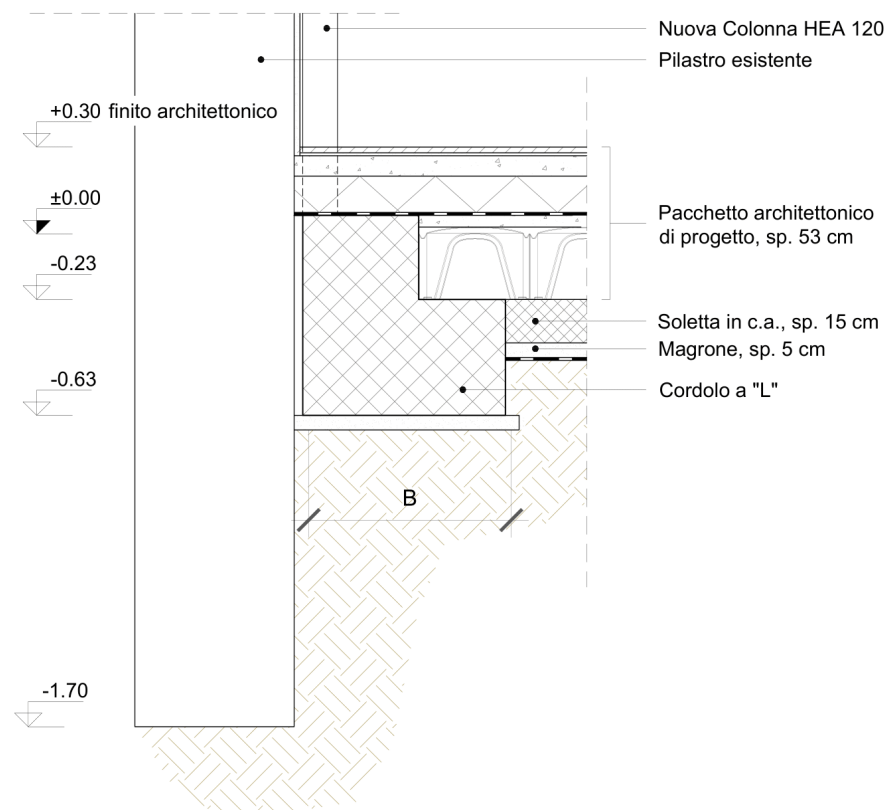


Figura 4.6 - Dettaglio trave di fondazione (sezione longitudinale).

4.2 Carichi trasmessi alla base delle colonne

I carichi trasmessi in fondazione sono stati definiti a partire dai valori delle reazioni vincolari alla base delle colonne, forniti dal progettista delle strutture per i diversi stati limite e combinazioni di calcolo considerati (rif. [2.2.3]).

Si riassumono in Tabella 4.2 ÷ Tabella 4.7 valori massimi delle azioni e dei momenti, la cui convenzione di segno è esplicitata in Figura 4.7. Come si può osservare, i valori delle azioni orizzontali (R_x , R_y) e dei momenti (M_x , M_y , M_z) risultano sempre trascurabili, con le colonne soggette essenzialmente a sforzo assiale. Si osserva, infine, come le condizioni di carico per le due maniche siano essenzialmente identiche, con degli scarichi leggermente maggiori per la manica BCC.

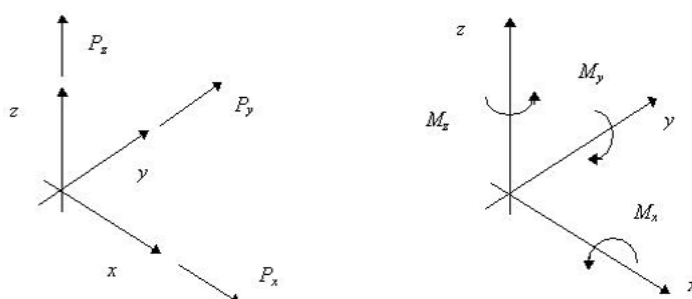


Figura 4.7 - Convenzione sui segni di forze e momenti.

Contestualmente, è stata valutato il sovraccarico ai lati della fondazione corrispondente al peso della chiusura controterra, secondo quanto dettagliato in Tabella 4.1, giungendo ad una stima di 11.5 kN/m^2 . Seguendo le indicazioni delle NTC18, questo verrà considerato nei termini di un carico permanente G_1 .

Tabella 4.1 - Descrizione chiusura controterra.

Descrizione	spessore	Peso specifico
	m	kN/m^3
Finitura in marmo bicromo	0.02	25
Colla per marmo	0.01	-
Massetto in fibrocemento	0.07	20
Pannelli isolanti	0.14	0.4
Caldana armata	0.04	25
Vespiaio Aerato (iglu)	0.25	0.24
Soletta in c.a.	0.15	25
Sottofondo in magrone	0.05	22
Terreno di riporto	0.2	18

Tabella 4.2 - Reazioni vincolari alla base delle colonne - manica BCC (SLU).

Asse	COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO								COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	3	6	0	0	240	0	0	0	4	6	0	0	80	0	0	0
2	523	6	0	0.2	404	-0.4	0	0	524	6	0	0.1	342	-0.2	0	0
3	601	6	0	0	606	0	0	0	602	6	0	0.2	504	-0.3	0	0
4	678	6	0	0	508	0	0	0	679	6	0	0.1	449	-0.2	0	0
5	770	6	0	0	404	0	0	0	771	6	0	0.1	385	-0.2	0	0
6	844	6	0	0	401	0	0	0	833	6	0	0.1	312	-0.2	0	0
7	1006	6	0	-0.7	340	1.2	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
8	1214	6	0	-0.8	373	1.3	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1490	6	0	-0.7	431	1.2	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1608	6	0	0	675	0.1	0	0	1609	6	0	0.1	556	-0.2	0	0
11	1708	6	0	0	606	0.1	0	0	1707	6	0	0.1	501	-0.2	0	0
12	1763	6	0	0	551	0	0	0	1762	6	0	0	551	0	0	0
13	1867	6	0	-0.1	392	0.3	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 4.3 - Reazioni vincolari alla base delle colonne - manica BCC (SLV).

Asse	COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO								COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	3	14	0	0	135	0	0	0	4	14	0	0	50	0	0	0
2	523	14	0.2	0.6	238	-1.2	0.5	0	524	14	0	0.1	184	-0.3	0	0
3	601	8	-0.1	0	358	0.1	-0.1	0	602	8	0	0.2	287	-0.2	-0.1	0
4	678	10	-0.2	-0.2	302	-0.2	0.4	0	679	10	0	0	257	-0.2	0	0
5	770	14	0	-0.1	271	-0.2	0	0	771	14	0	-0.1	166	-0.3	0	0
6	844	17	0	0	231	0	0	0	833	17	0	-0.1	180	-0.4	0.1	0
7	1006	8	0	-0.4	196	0.8	-0.1	0	-	-	-	-	-	-	-	-
8	1214	10	0	-0.4	250	0.6	0.1	0	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1490	8	0	-0.4	284	0.8	-0.1	0	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1608	17	0	0.1	401	-0.3	0.1	0	1609	17	0	0.1	319	-0.2	0	0
11	1708	16	0	-0.2	358	0.4	-0.1	0	1707	16	0	0.2	289	0.2	-0.1	0
12	1763	17	0	0	326	0	0	0	1762	17	0	0	326	0	0	0
13	1867	17	0	0	232	-0.2	0.1	0	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 4.4 - Reazioni vincolari alla base delle colonne - manica BCC (SLE).

Asse	COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO								COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	3	25	0	0	170	0	0	0	4	25	0	0	60	0	0	0
2	523	25	0	0.2	286	-0.3	0	0	524	25	0	0.1	245	-0.1	0	0
3	601	25	0	0	429	0	0	0	602	25	0	0.1	361	-0.2	0	0
4	678	25	0	0	362	0	0	0	679	25	0	0.1	322	-0.2	0	0
5	770	25	0	0	290	0	0	0	771	25	0	0.1	276	-0.2	0	0
6	844	25	0	0	287	0	0	0	833	25	0	0.1	224	-0.1	0	0
7	1006	25	0	-0.5	244	0.9	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
8	1214	25	0	-0.5	267	0.9	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1490	25	0	-0.5	307	0.9	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1608	25	0	0	478	0.1	0	0	1609	25	0	0.1	398	-0.2	0	0
11	1708	25	0	0	429	0.1	0	0	1707	25	0	0.1	359	-0.1	0	0
12	1763	25	0	0	391	0	0	0	1762	25	0	0	391	0	0	0
13	1867	25	0	-0.1	278	0.2	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 4.5 - Reazioni vincolari alla base delle colonne - manica PET (SLU).

Asse	COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO								COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	2	6	0	0	240	0	0	0	1	6	0	0	80	0	0	0
2	512	6	0	-0.3	365	0.5	0	0	511	6	0	0	337	0	0	0
3	614	6	0	0	605	0	0	0	613	6	0	0	496	0	0	0
4	691	6	0	0	500	0.1	0	0	690	6	0	0	430	0	0	0
5	742	6	0	0	324	0	0	0	741	6	0	0	349	0	0	0
6	818	6	0	0	422	0	0	0	817	6	0	0	302	0	0	0
7	1019	6	0	0	365	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
8	1235	6	0	0	285	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1557	6	0	0	499	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1637	6	0	0	666	0	0	0	1636	6	0	0	536	0	0	0
11	1721	6	0	0	597	0.1	0.1	0	1720	6	0	0	488	0.1	0	0
12	1792	6	0	0	520	0	0	0	1791	6	0	0	425	0	0	0
13	1856	6	0.1	0	502	0.1	0.1	0	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 4.6 - Reazioni vincolari alla base delle colonne - manica PET (SLV).

Asse	COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO								COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	2	14	0	0	135	0	0	0	1	14	0	0	50	0	0	0
2	512	8	-0.2	-0.5	260	1.3	-0.6	0	511	8	0	-0.1	177	0.2	-0.1	0
3	614	16	0	0	360	0.1	0	0	613	16	0	-0.1	286	0.1	0	0
4	691	12	0.1	0.8	295	1.7	0	0	690	12	0	0.1	236	0.3	0	0
5	742	12	0	-0.1	218	0.3	0	0	741	12	0	-0.1	153	0.3	0	0
6	818	8	0.2	0.1	247	0.1	-0.3	0	817	8	0	0	173	0	0	0
7	1019	10	0	0	213	0	-0.1	0	-	-	-	-	-	-	-	-
8	1235	10	0	0	260	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1557	8	0	0	399	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1637	8	-0.1	0	398	0.2	-0.2	0	1636	8	0	0	307	0	0	0
11	1721	10	-0.1	-0.3	352	0	0.3	0	1720	10	0.1	-0.3	278	0	0.3	0
12	1792	16	0	0	309	0	0	0	1791	16	0	0	245	0	0	0
13	1856	16	0	-0.1	301	0.5	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 4.7 - Reazioni vincolari alla base delle colonne - manica PET (SLE).

Asse	COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO								COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO ESTERNO							
	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Nodo	Comb.di calcolo	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	2	25	0	0	170	0	0	0	1	25	0	0	60	0	0	0
2	512	25	0	-0.2	259	0.3	0	0	511	25	0	0	241	0	0	0
3	614	25	0	0	428	0	0	0	613	25	0	0	355	0	0	0
4	691	25	0	0	356	0.1	0	0	690	25	0	0	308	0	0	0
5	742	25	0	0	232	0	0	0	741	25	0	0	250	0	0	0
6	818	25	0	0	303	0	0	0	817	25	0	0	216	0	0	0
7	1019	25	0	0	262	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
8	1235	25	0	0	204	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1557	25	0	0	356	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1637	25	0	0	472	0	0	0	1636	25	0	0	383	0	0	0
11	1721	25	0	0	423	0.1	0	0	1720	25	0	0	349	0	0	0
12	1792	25	0	0	368	0	0	0	1791	25	0	0	305	0	0	0
13	1856	25	0	0	355	0.1	0.1	0	-	-	-	-	-	-	-	-

5. Verifiche geotecniche di progetto

Al fine di fornire un valido supporto nella progettazione delle nuove fondazioni, nel proseguo verranno valutate la capacità portante del terreno di fondazione, i cedimenti attesi e la costante di sottofondo k per le nuove travi, al variare della loro dimensione di base ed in accordo alle prescrizioni normative.

5.1 Caratteristiche dimensionali delle travi di progetto

Come descritto al paragrafo 4.1, la soluzione proposta prevede un graticcio di fondazione costituito da travi rovesce a T e cordoli ad L, soggette essenzialmente a carico assiale in corrispondenza delle nuove colonne (Figura 5.1).

In merito alle travi a T, queste presentano uno sviluppo nella direzione trasversale compreso tra i 4.8 m, in corrispondenza dei setti dei vani scala, e circa 7.9 m, nel caso di due nuove colonne contrapposte. Per i cordoli a L, questi presentano uno sviluppo indicativo tra i 3 m e i 5 m.

Si rimanda, comunque, ai disegni di carpenteria per una descrizione dimensionale più precisa.

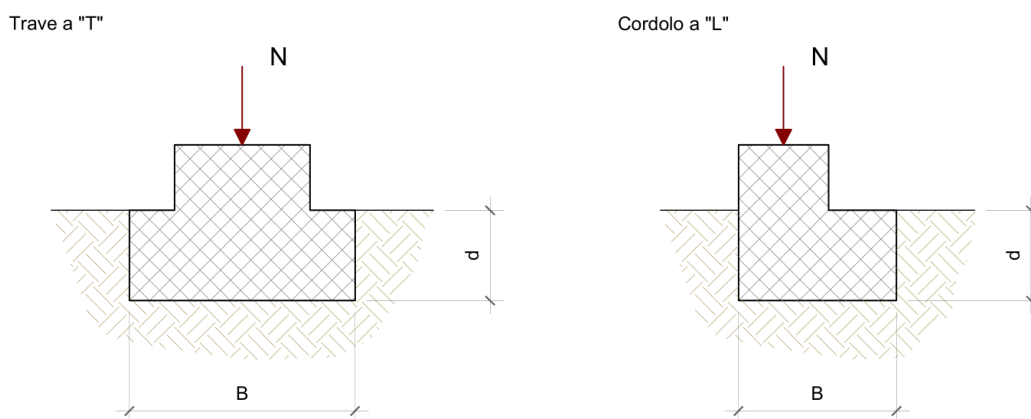


Figura 5.1 - Sezioni delle travi di progetto.

5.2 Introduzione al calcolo di capacità portante

La verifica di capacità portante della palificata è condotta qui con riferimento alle indicazioni prescritte dalle NTC 2018 (rif. [2.1.1, 2.1.2]). Si richiede che venga verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d indica il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica dovrà essere condotta utilizzando la combinazione di calcolo A1+M1+R3 per il caso SLU, impiegando opportuni coefficienti parziali sulle azioni, sui parametri geotecnici e sulle resistenze di progetto. In presenza di azioni sismiche, la verifica dovrà, invece, essere eseguita ponendo pari ad 1 i coefficienti sulle azioni e sui parametri geotecnici. Rimane, invece, valida l'adozione dei coefficienti parziali sulle resistenze.

Azioni di progetto

Per quanto riguarda le azioni di progetto, queste sono state valutate al precedente paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** per i diversi stati limite, e risultano già amplificate secondo i coefficienti indicati da normativa. Il peso proprio della trave verrà per il momento trascurato, non avendone ancora definito la dimensione di base B. In condizioni sismiche, verrà inoltre valutata la forza di inerzia della fondazione, come di seguito dettagliato.

Resistenza di progetto

Le resistenze di progetto R_d verranno, invece, definite a partire dai corrispettivi valori caratteristici R_k , applicando i coefficienti di riduzione γ_R :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Nel caso di fondazioni superficiali, il coefficiente parziale di sicurezza γ_R per la verifica di capacità portante allo stato limite ultimo (SLU) è pari a 2.3. Per le verifiche in condizioni sismiche (SLV), invece, la normativa consente di ridurre il coefficiente γ_R a 1.8, qualora si consideri, nella valutazione del

carico limite, l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo. Il valore di resistenza caratteristico R_k viene valutato come:

$$R_k = q_{lim} \cdot B$$

Dove q_{lim} rappresenta il carico limite del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione, nell'ipotesi di una sua distribuzione costante, e B la base della fondazione stessa.

Il valore di q_{lim} può essere stimato con la formula di Brich-Hansen, secondo la seguente espressione generale (rif. [2.3.1]):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma e_\gamma + c' N_c s_c i_c d_c e_c + q N_q s_q i_q d_q e_q$$

Questa mette in evidenza la dipendenza della capacità portante da tre contributi:

- Il peso del terreno all'interno della superficie di scorrimento;
- la coesione agente lungo la superficie di scorrimento;
- il sovraccarico applicato ai lati della fondazione.

Il significato dei diversi termini è di seguito descritto:

γ ,	peso di volume naturale del terreno del cuneo di scorrimento;
B ,	dimensione di base della fondazione;
N_γ, N_c, N_q	coefficienti di capacità portante (Meyerhof, 1963);
s_γ, s_c, s_q	coefficienti di forma (Vesic, 1975);
i_γ, i_c, i_q	coefficienti di inclinazione del carico (Vesic, 1973);
d_γ, d_c, d_q	coefficienti di profondità (Brich Hansen, 1970);
e_γ, e_c, e_q	coefficienti inerziali (Paolucci e Pecker, 1997).

Si rimanda alla bibliografia indicata per l'espressione dei diversi coefficienti.

5.3 Capacità portante in condizioni statiche (SLU)

Con riferimento alla formula di calcolo della capacità portante descritta al paragrafo 5.2, le tabelle seguenti riportano i valori della resistenza di progetto r_d , in termini di pressioni sul terreno, al variare della dimensione di base della trave B.

I coefficienti correttivi, dove non indicati, sono da considerarsi pari a 1. Nella valutazione dei coefficienti di profondità, a fini cautelativi si è considerato il solo affondamento della fondazione al di sotto del pacchetto controterra, pari a 0.4 m. Il valore del sovraccarico laterale è valutato pari a 11.5 kN/m, secondo quanto descritto al paragrafo 4.2.

Nel caso del cordolo a L, si è ritenuto ragionevole considerare come reagente l'intera base della fondazione, in ragione della ridotta eccentricità del carico, della rigidità dell'elemento e dei vincoli corrispondenti all'intersezione con le travi a T, che ne impediscono la libera rotazione.

5.4 Capacità portante in condizioni sismiche (SLV)

La valutazione del carico limite in condizioni sismiche segue lo stesso approccio visto per il caso statico, sebbene con alcuni accorgimenti di seguito descritti:

- in merito alle azioni di progetto, è necessario tener conto della forza d'inerzia legata alla massa della fondazione, nei termini di un'azione orizzontale. I carichi orizzontali trasmessi dalle colonne risultano, invece, trascurabili;
- nella valutazione delle resistenze, si introducono due serie di coefficienti correttivi, legati all'inclinazione del carico (i_γ, i_c, i_q) e agli effetti inerziali sul volume di terreno coinvolto dal meccanismo di rottura (e_γ, e_c, e_q).

Accelerazione sismica di progetto

Il valore dell'accelerazione sismica al suolo a_g è stato stimato mediante il foglio di calcolo "Spettri-NTC.xls", messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Definite le coordinate del sito di progetto (lat. 45.04810 N, long. 7.68193 E), con riferimento alle indicazioni della relazione geotecnica (rif. [2.2.1]) e le classificazioni delle NTC18 (rif. [2.1.1]) sono stati assunti:

- una categoria di sottosuolo B: *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti"*.

- una categoria topografica T1: “*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ”.

Si giunge così a stimare un valore di a_g pari a 0.073 g, assunto al 30% e quindi pari a 0.022 g.

Segue la valutazione della forza d'inerzia della fondazione, considerando a titolo di esempio una dimensione di base di 1 m, un'altezza della trave di 0.69 m ed una dimensione del colletto di 0.6 m per la trave a T, si ottiene un'area della sezione di 0.57 m² ed un carico distribuito pari a 0.3 kN/m, anch'esso trascurabile. I risultati dell'analisi sono riportati in tab xx. In definitiva, si osserva come la condizione sismica risulti meno rilevante rispetto al caso statico.

Tabella 5.1 - Capacità portante in condizione statica, al variare della dimensione di base.

Base	q	Coeff. di cap. portante			Coeff. di profondità			q _{lim}	r _d
m	kN/m ²	N _y	N _q	N _c	d _y	d _q	d _c	kN/m ²	kN/m ²
0.4	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.28	1.30	343	149
0.6	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.18	1.20	352	153
0.8	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.14	1.15	372	162
1	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.11	1.12	396	172
1.2	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.09	1.10	421	183
1.4	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.08	1.08	449	195
1.6	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.07	1.07	477	207
1.8	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.06	1.07	505	220
2	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.06	1.06	534	232

Tabella 5.2 - Capacità portante in condizione sismica, al variare della dimensione di base.

Base	q	Coeff. di cap. portante			Coeff. di profondità			Coeff. inerziali			q _{lim}	r _d
m	kN/m ²	N _y	N _q	N _c	d _y	d _q	d _c	e _y	e _q	e _c	kN/m ²	kN/m ²
0.4	11.5	16.7	14.7	25.8	1.00	1.28	1.30	0.99	0.99	1.00	339	189
0.6	11.5	16.7	14.7	25.8	2.00	1.18	1.20	0.99	0.99	1.00	438	243
0.8	11.5	16.7	14.7	25.8	3.00	1.14	1.15	0.99	0.99	1.00	606	337
1	11.5	16.7	14.7	25.8	4.00	1.11	1.12	0.99	0.99	1.00	838	466
1.2	11.5	16.7	14.7	25.8	5.00	1.09	1.10	0.99	0.99	1.00	1132	629
1.4	11.5	16.7	14.7	25.8	6.00	1.08	1.08	0.99	0.99	1.00	1487	826
1.6	11.5	16.7	14.7	25.8	7.00	1.07	1.07	0.99	0.99	1.00	1902	1057
1.8	11.5	16.7	14.7	25.8	8.00	1.06	1.07	0.99	0.99	1.00	2377	1321
2	11.5	16.7	14.7	25.8	8.00	1.06	1.06	0.99	0.99	1.00	2614	1452

5.5 Analisi dei cedimenti (SLE)

La valutazione dei cedimenti è stata condotta mediante il programma di calcolo Settle 3. Questo consente l'analisi degli spostamenti verticali al di sotto della fondazione, a seguito dell'applicazione di una distribuzione di pressioni e del processo di consolidazione, in un ambiente di calcolo tridimensionale.

Nel caso in esame, i terreni sono stati modellati secondo la caratterizzazione geotecnica descritta al paragrafo 3.3, mentre la distribuzione delle azioni scelta è quella in condizioni di esercizio. A fini cautelativi, si è considerato come scarico delle colonne il valore massimo riscontrato, corrispondente ai 478 kN del nodo 1608 della manica BCC (Tabella 4.4). Una vista del modello di calcolo è riportata in Figura 5.2

E' così possibile offrire una panoramica dei cedimenti attesi in fondazione, al variare della geometria delle dimensioni di base e della lunghezza delle travi (Tabella 5.3 ÷ Tabella 5.5). Trattandosi di materiali granulari, per lo più sopra falda, gli spostamenti valutati saranno da intendersi come cedimenti immediati.

Allo stesso modo, si fornisce una stima della costante di sottofondo k , utile per descrivere l'interazione tra la struttura ed il terreno.

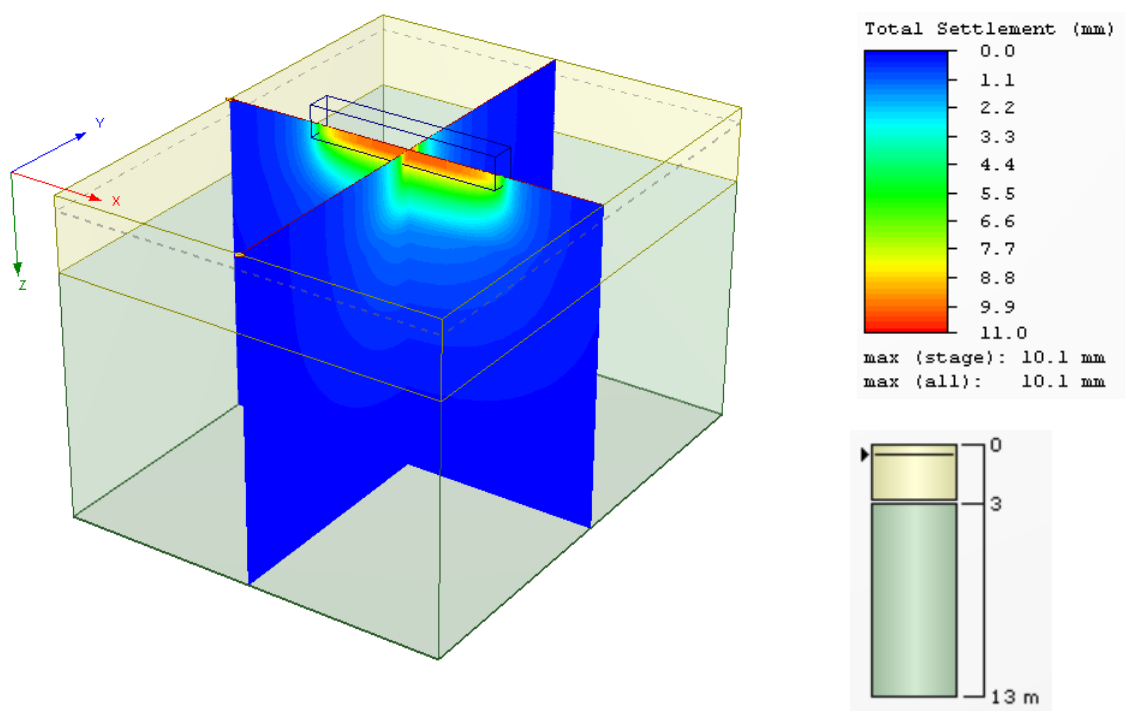


Figura 5.2 - Vista del modello di calcolo 3D - B = 1m.

Tabella 5.3 - Cedimenti in fondazione al variare della base - trave a T (L=3m)

B	L	$2N_i$	P	v	v	k
m	m	kN	kPa	mm	m	kN/m ³
0.4	7.9	956	303	14.3	0.0143	21,156
0.6	7.9	956	202	12.2	0.0122	16,532
0.8	7.9	956	151	11	0.011	13,751
1	7.9	956	121	10.1	0.0101	11,981
1.2	7.9	956	101	9.3	0.0093	10,843
1.4	7.9	956	86	8.7	0.0087	9,935
1.6	7.9	956	76	8.2	0.0082	9,224
2	7.9	956	61	7.4	0.0074	8,177

Tabella 5.4 - Cedimenti in fondazione al variare della base - trave a T (L=3m)

B	L	$2N_i$	P	v	v	k
m	m	kN	kPa	mm	m	kN/m ³
0.5	3	956	637	31.4	0.0314	20,297
0.6	3	956	531	29.1	0.0291	18,251
0.7	3	956	455	27.2	0.0272	16,737
0.8	3	956	398	25.6	0.0256	15,560

Tabella 5.5 - Cedimenti in fondazione al variare della base - trave a T (L=5m)

B	L	$2N_i$	P	v	v	k
m	m	kN	kPa	mm	m	kN/m ³
0.5	5	956	382	20.1	0.0201	19,025
0.6	5	956	319	18.8	0.0188	16,950
0.7	5	956	273	17.6	0.0176	15,519
0.8	5	956	239	16.7	0.0167	14,311

6. Software di calcolo utilizzati e loro licenze

Le analisi svolte per il dimensionamento delle nuove fondazioni delle maniche ha visto l'impiego del programma di calcolo Settle3, sviluppato dalla Rocscience. Se ne riporta in Figura 7.1 la licenza d'uso.

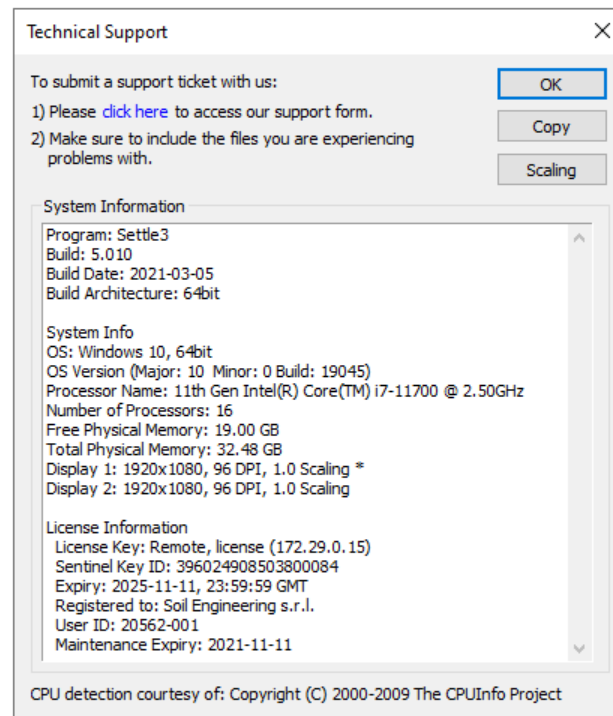


Figura 7.1 - Licenza d'uso Settle3.

7. Conclusioni

Il progetto delle fondazioni dei nuovi impalcati delle maniche BCC e PET del teatro nuovo di Torino vedrà l'adozione di fondazioni dirette. Una scelta volta ad integrarsi al pacchetto architettonico di progetto e che permetterà di minimizzare l'influenza delle nuove strutture con le murature esistenti, sia in fase di esercizio che durante le operazioni di cantierizzazione delle opere.

Con riferimento alla disposizione planimetrica delle nuove colonne, si propone l'adozione di un graticcio di fondazione, costituito da travi a T nella direzione trasversale connesse da cordoli a L lungo gli assi longitudinali.

Definite le tipologie di fondazione, sono state svolte le verifiche geotecniche per i diversi stati limite, in condizioni ultime (SLU, SLV) e di esercizio (SLE), al variare della dimensione di base B della fondazione. I risultati delle analisi così svolte sono stati riassunti in una serie di tabelle, volte a divenire un valido supporto per il progettista delle strutture nella definizione delle nuove opere di fondazione.

SOIL ENGINEERING SRL

Prof. Massimo Majowiecki

Teatro Nuovo - Torino

Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo

Relazione di calcolo geotecnico e strutturale delle paratie Corpi scala E, F

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10005_REV01			Numero pagine 48		
1	24/07/2025	Correzione didascalia figure	FM	AG	AG
0	01/07/2025	Prima Emissione	FM	AG	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

Soil Engineering Srl

Via San Vigilio, 1 – Piano 3° - Edif. A – 20142 Milano – Italia

T +39 02 89121714

Pec soilengineering@pec.it – W www.soil.engineering

*Organizzazione con sistema di gestione per la qualità certificato
da Dasa-R&gister S.p.A. in conformità alla UNI EN ISO 9001:2015*

Certificato n. IQ-0123-06

Indice

1.	INTRODUZIONE	3
2.	RIFERIMENTI	4
2.1	Normative e raccomandazioni	4
2.2	Documentazione di progetto	4
2.3	Riferimenti bibliografici	5
3.	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	6
3.1	Scala E	6
3.2	Scala F	9
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFICA	10
4.1	Litologie presenti	10
4.2	Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici di riferimento	11
4.3	Caratterizzazione sismica	12
5.	CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE OPERE	14
5.1	Paratie di micropali	14
5.2	Chiodi di ancoraggio	16
5.3	Travi di ripartizione	18
6.	ANALISI GEOTECNICHE AGLI ELEMENTI FINITI	20
6.1	Metodo di calcolo	20
6.2	Modellazione dei terreni	20
6.3	Caratteristiche degli elementi strutturali	21
6.4	Fasi di calcolo	22
6.5	Paratia 1	23
6.6	Paratia 2	27
6.7	Paratia 2bis	31
6.8	Paratia 3 e 3bis	35
6.9	Riepilogo risultati	39
7.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	41
7.1	Verifica strutturale dei micropali	41
7.2	Verifica dei chiodi di ancoraggio	43
7.3	Verifica delle travi di ripartizione	45
8.	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI E LORO LICENZE	46
9.	CONCLUSIONI	47

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10005_REV01			Numero pagine 48		
0	01/07/2025	Prima Emissione	FM	DMAU	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

1. Introduzione

La presente relazione si inquadra nell'ambito del progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo di Torino, con lo scopo di fornire il dimensionamento geotecnico e strutturale delle paratie a sostegno degli scavi per la realizzazione dei nuovi corpi scala E ed F.

Queste saranno costituite da berlinesi di micropali, ancorate con chiodi di tipo passivo. Le paratie in oggetto verranno intese come opere di progetto definitive, atte a sostenere la spinta delle terre - in condizioni statiche e sismiche - che altrimenti graverebbero sui nuovi setti murari.

Si individuano in Figura 1.1 le due aree oggetto di indagine.

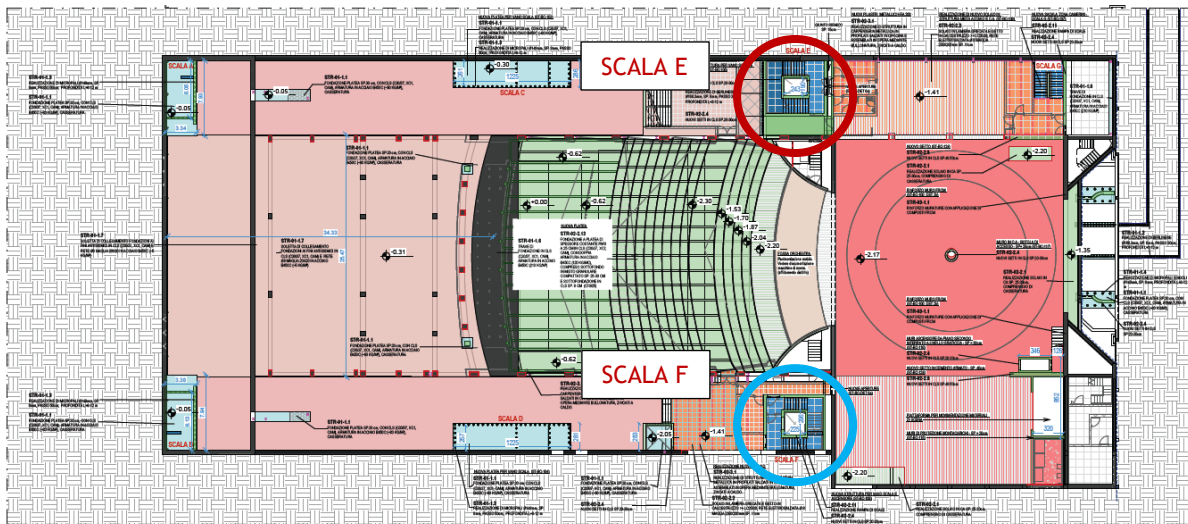


Figura 1.1 - Pianta del Teatro Nuovo con l'ubicazione dei corpi scala E ed F.

2. Riferimenti

Nel corso della presente relazione si farà riferimento alla documentazione di seguito riportata.

2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17 gennaio 2018: *“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”*, Gazzetta ufficiale n.42 del 20 febbraio 2018.
- 2.1.2 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Circolare 21/01/2019, n.8 del C.S.LL.PP: *“Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”* cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”. (circolare esplicativa alle NTC 2018).

2.2 Documentazione di progetto

Elaborati del progetto di fattibilità tecnico-economica

- 2.2.1 ICIS Srl: *“Relazione specialistica geotecnica”*, doc. 22044D02_1_0_P_ GG_ 00_ CH_ 001_00, Febbraio 2023.

Elaborati del progetto esecutivo

- 2.2.2 MJW Structures: *“Relazione specialistica geotecnica”*, doc. 22044D02_1_0_E_ ST_ 00_ CH_ 003_01, Gennaio 2024.
- 2.2.3 Soil Engineering Srl: *“Relazione di calcolo delle fondazioni - Corpi scala A, B, C, D, E, F”*, doc. MNF-005-DD-RP10001, Maggio 2025.

Tavole grafiche di riferimento

- 2.2.4 MJW Structures: *“Fondazioni - Paratie scala E”*, doc. TNT_22044D02_3_0_E_ST_00_BC_290_0, Giugno 2025.
- 2.2.5 MJW Structures: *“Fondazioni - Paratie scala F”*, doc. TNT_22044D02_3_0_E_ST_00_BC_292_0, Giugno 2025.

2.3 Riferimenti bibliografici

- 2.3.1 *Nuove vie per le tecniche di ancoraggio: Progetto e dimensionamento chiodi e pali autoperforanti Titan*, Ischebeck Titan, 2003.
- 2.3.2 Bustamante M., Doix. B, “*Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*”, Bull. Liaison L.C.P.C, n. 140, Nov-Dec. 1985, Parigi.
- 2.3.3 *PLAXIS 2D General Information Manual 2024*, Bentley, last update 07 May 2024.

3. Descrizione delle opere in progetto

Definita l'ubicazione delle aree di intervento, si riporta ora una breve descrizione delle opere in progetto, definendo le condizioni di scavo e le caratteristiche dimensionali delle paratie da realizzare. Si tenga presente che:

- La lunghezza dei micropali è da intendersi comprensiva del tratto interno alla trave di coronamento, di altezza pari a 0.60 m;
- le elevazioni riportate fanno riferimento alla quota zero di progetto;
- lo scavo massimo è misurato con riferimento al piano di realizzazione dei micropali, e non è comprensivo dell'extra-scavo prescritto da normativa (10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo ed il fondo scavo nel caso di opere vincolate, sino ad un massimo di 50 cm);
- i chiodi presentano, in linea generale, un'inclinazione di 30° rispetto all'orizzontale per il primo ordine e di 20° per gli ordini successivi. Nel caso di interferenze con altre opere, esistenti o di progetto, o particolari limitazioni operative, questi potranno presentare un'inclinazione rispetto alla verticale specificata nei disegni di progetto.

Per una descrizione dettagliata delle geometrie in esame si rimanda alle tavole: “*Fondazioni - Paratie scala E*” e “*Fondazioni - Paratie scala F*” (rif. [2.2.4, 2.2.5]).

3.1 Scala E

La Figura 3.1 illustra la posizione in pianta delle paratie a sostegno dello scavo della scala E. Le altimetrie relative allo stato di fatto sono pari a 0 m, all'interno del teatro, e +0.23 m, per la strada esterna. La quota di fondo scavo di progetto è, invece, pari a -8.10 m, corrispondente all'intradosso della platea del vano scala.

La muratura esistente lato strada verrà demolita, al fine di realizzare il primo tratto di berline (paratia 1). Un secondo tratto è previsto sul lato sinistro, andando ad impostarsi alla profondità di scavo per le fondazioni delle nuove colonne della manica BCC (paratia 2). Sul lato inferiore è previsto un breve risvolto della paratia 2, impostato ad una quota inferiore per allinearsi alla profondità del locale della platea (paratia 2bis).

Sul lato destro e inferiore sono presenti delle murature esistenti; con quella lato platea che andrà sottomurata al fine di raggiungere la quota di fondo scavo (indicativamente, per un'altezza di 1.5 m).

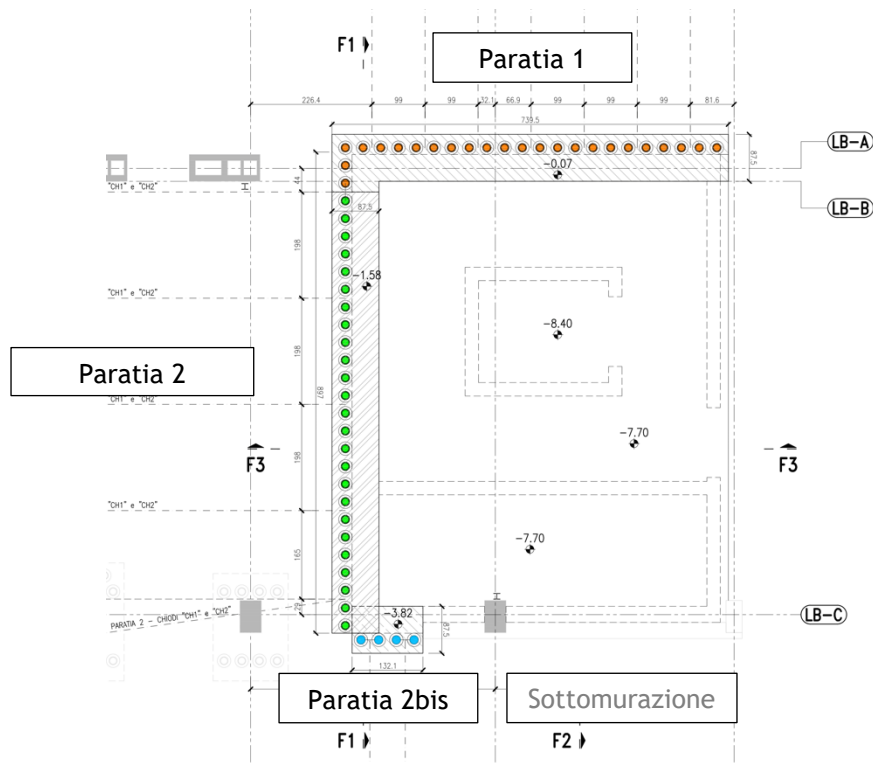


Figura 3.1 - Pianta paratie scala E (rif. [0]).

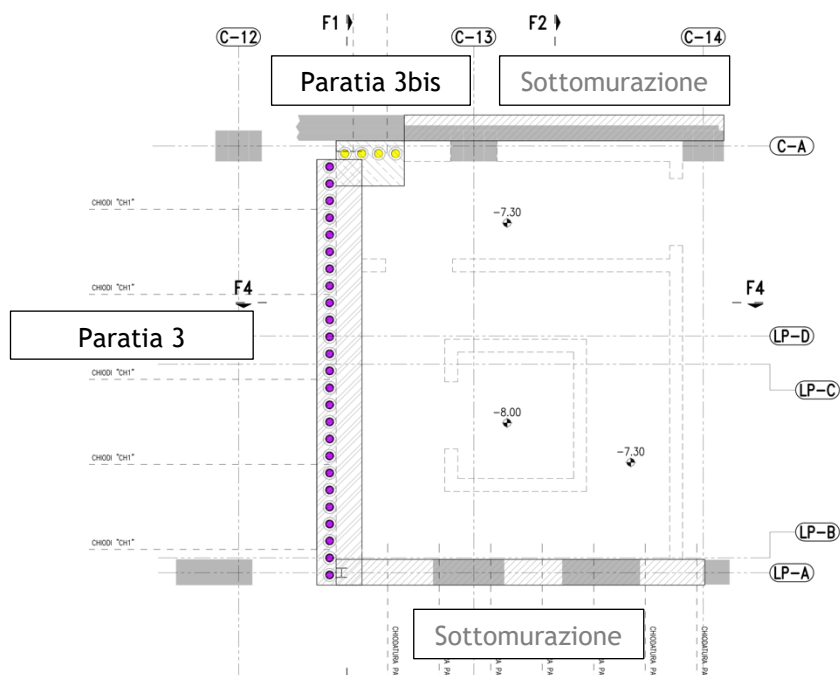


Figura 3.2 - Pianta paratie scala F (rif. [2.2.5]).

Si riporta una sintesi delle caratteristiche dimensionali dei tre differenti tratti in progetto:

- **Paratia 1**

- Tre ordini di chiodi;
- Quota di realizzazione dei micropali: -0.67 m;
- Altezza massima di scavo: 7.43 m;
- Lunghezza dei micropali: 12 m.

- **Paratia 2**

- Due ordini di chiodi;
- Quota di realizzazione dei micropali: -2.18 m;
- Altezza massima di scavo: 5.92 m;
- Lunghezza dei micropali: 10 m.

- **Paratia 2bis**

- Un ordine di chiodi;
- Quota di realizzazione dei micropali: -4.42 m;
- Altezza massima di scavo: 3.68 m;
- Lunghezza dei micropali: 8 m.

3.2 Scala F

La disposizione planimetrica delle paratie di sostegno della scala F è riportata in Figura 3.2. Le altimetrie relative allo stato di fatto sono pari a -4.50 m, all'interno del teatro, e -1.97 m, per la strada esterna. La quota di fondo scavo di progetto è pari a -7.70 m, corrispondente all'intradosso della platea del vano scale.

In questo caso, la berlinese andrà ad interessare il lato destro dello scavo, impostandosi alla quota della manica PET (paratia 3), in analogia a quanto visto per la scala E.

Un breve risvolto è, inoltre, previsto sul lato verso la platea (paratia 3bis), che andrà anche qui sottomurato per raggiungere la quota di fondo scavo (per un'altezza di circa 1.5 m)

Particolare attenzione merita il lato a destra, verso la strada esterna. Dato il maggiore approfondimento della muratura esterna risulta, infatti, difficoltoso procedere alla demolizione della muratura esistente. Per tale ragione, si prevede su questo lato un intervento di chiodatura della parete controterra ed alla sua successiva sottomurazione, per un'altezza di circa 2.5 m.

Si riportano le caratteristiche dimensionali delle paratie di progetto:

- **Paratia 3 e 3bis**

- Un ordine di chiodi;
- Quota di realizzazione dei micropali: -5.23 m;
- Altezza massima di scavo: 2.47 m;
- Lunghezza dei micropali: 6 m.

4. Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica

La caratterizzazione dei terreni è tratta dalla relazione di progetto delle fondazioni dei corpi scala, di cui al rif. [2.2.3], andando a riprenderne gli aspetti di maggior interesse. Questa, a sua volta, fa riferimento ai risultati della relazione geotecnica di progetto (rif. [2.2.1, 2.2.2])

4.1 Litologie presenti

Con riferimento ai terreni presenti in prossimità dei due corpi scala, si individuano i seguenti livelli:

- **Terreno di riporto (livello R)**

Terreno di riporto eterogeneo, costituito principalmente da una miscela di sabbia e limo con ghiaia sparsa. Sono presenti elementi lapidei e ciottoli. Lo spessore dello strato è variabile, da 1 a 4 metri.

- **Ghiaia sabbioso limosa (livello L1)**

Ghiaia sabbioso limosa, eterometrica, contenente rari ciottoli. Lo spessore varia da 7 m a 19 m.

- **Sabbia medio-fine, poco limosa (livello L2)**

Sabbia medio-fine, poco limosa, a tratti con ghiaietto e rari ciottoli. Lo spessore varia da 3 m a circa 9 m.

- **Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa (livello L3)**

Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa. Lo spessore varia da circa 7 m a oltre 12 m.

- **Ghiaia eterometrica limosa-sabbiosa, addensata (livello L4)**

Ghiaia eterometrica, sabbiosa, passante a sabbia. Lo spessore è pari circa a 7 m.

- **Argilla marnosa e marna argillosa (livello L5)**

Argilla limosa, compatta o dura, poco plastica.

4.2 Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici di riferimento

La stratigrafia locale di progetto per i due corpi scala è riferita ai sondaggi S2 e S3, secondo quanto descritto in Tabella 3.1 e Tabella 3.2; dove z_1 e z_2 descrivono le quote iniziali e finali dello strato, con riferimento al livello 0 del piano campagna.

Si riassumono in Tabella 3.3 i parametri geotecnici di riferimento per gli strati di interesse per le opere di progetto. In merito alla piezometria del sito, si assume una soggiacenza della falda di 15 m dal p.c., al fine di tener conto di una sua possibile risalita stagionale. La falda non sarà, comunque, raggiunta dalle paratie di progetto.

Tabella 3.1 - Descrizione stratigrafica del sondaggio S2 - scala F.

Strato	z_1 (m)	z_2 (m)	sp. (m)
R	0.0	3.0	3.0
L1	3.0	14.0	11.0
L2	14.0	>24.3	>10.3

Tabella 3.2 - Descrizione stratigrafica del sondaggio S3 - scala E.

Strato	z_1 (m)	z_2 (m)	sp. (m)
R	0.0	4.0	4.0
L1	4.0	13.8	9.8
L2	13.8	>20	>6.2

Tabella 3.3 - Parametri geotecnici di riferimento per la stratigrafia di progetto.

Strato	Descrizione	Parametri Geotecnici			
		γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	E (Mpa)
R	Terreno di riporto	18	28	2	20
L1	Ghiaia sabbioso limosa	19	38	0	55
L2	Sabbia medio-fine, poco limosa	18.5	37	0	52

4.3 Caratterizzazione sismica

La caratterizzazione sismica dell'area del teatro è stata definita sulla base delle indicazioni riportate nella relazione geotecnica (rif. [2.2.1]) e alle classificazioni proposte dalle NTC18 (rif. [2.1.1 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**]). A tal riguardo, verranno considerate:

- una categoria di sottosuolo B: *“rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti”*, corrispondente ad un coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_s) pari a 1.2;
- una categoria topografica T1: *“superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”*, corrispondente ad un coefficiente di amplificazione topografica (S_t) pari a 1.0.

Il valore dell'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è stato stimato mediante il foglio di calcolo Spettri-NTC.xls”, messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Individuate le coordinate del sito (lat. 45.04810 N, long. 7.68193 E) e definiti:

- un valore di vita nominale (V_N) della costruzione di 50 anni (opere ordinarie);
- una classe d'uso (C_U) di III categoria (costruzioni con affollamenti significativi), corrispondente ad un coefficiente di amplificazione di 1.5.

Si giunge a stimare un valore dell'accelerazione sismica a_g pari a 0.061 g allo stato limite di vita (SLV). E' quindi possibile valutare la massima accelerazione orizzontale attesa al sito a_{max} come:

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t = 0.073 \text{ g}$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali per l'analisi geotecnica delle paratie si ricavano dalle seguenti espressioni;

$$K_h = \alpha \cdot \beta \frac{a_{max}}{g} \quad K_v = 0$$

Dove:

- α è funzione dell'altezza H della paratia e della categoria di sottosuolo, ed è generalmente determinata tramite l'abaco in Figura 3.3;
- β è funzione del massimo spostamento permanente u_s tollerabile dalla struttura, ed è stimata mediante l'abaco in Figura 3.4;

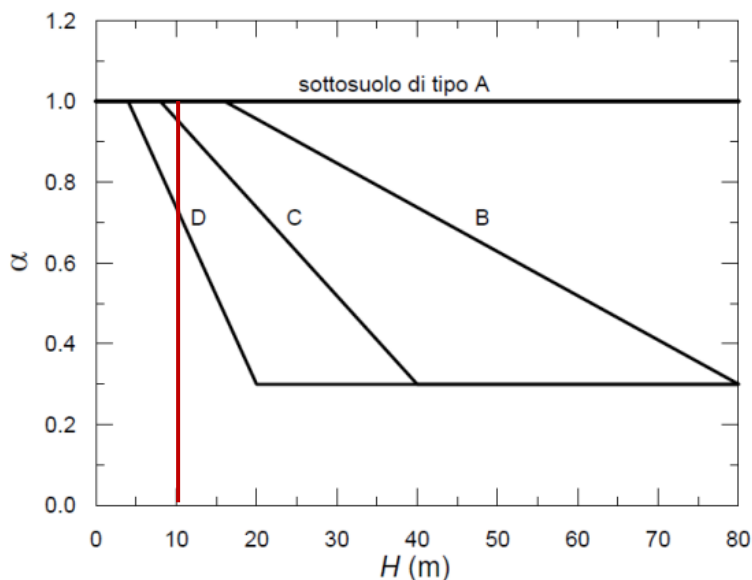


Figura 3.3 - Abaco per il calcolo di α (da 7.11.6.3.1 delle NTC18)

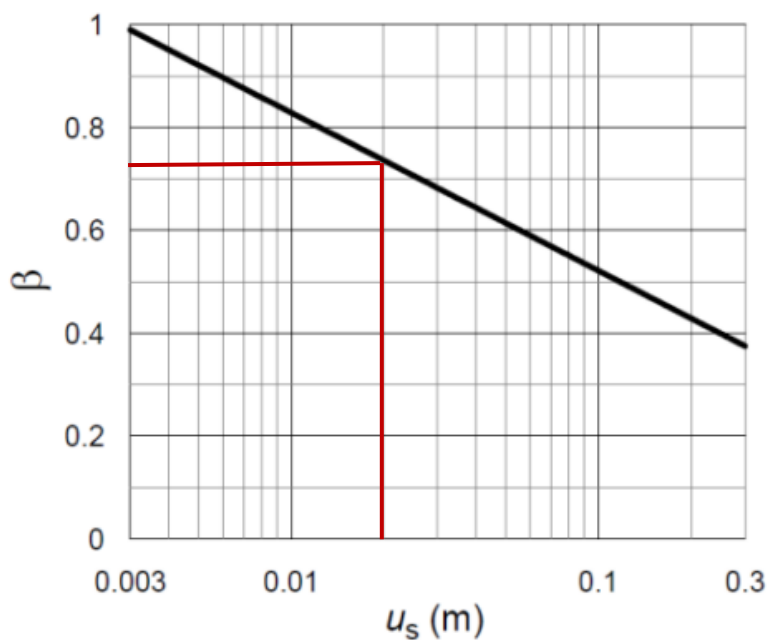


Figura 3.4 - Abaco per il calcolo di α (da 7.11.6.3.1 delle NTC18)

Per il caso di progetto, si valutano dei valori di α pari a 1 ($H < 10$ m) e β pari a 0.74 (2 cm di spostamento ammissibili). Ne consegue un valore di K_h pari a 0.054.

5. Criteri di calcolo e verifica delle opere

Le verifiche geotecniche e strutturali sono condotte in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (rif. [2.1.1]), nel rispetto degli stati limite ultimi (SLU), di esercizio (SLE) e salvaguardia della vita (SLV). Nel seguito verranno descritte modalità di verifica per i diversi elementi.

5.1 Paratie di micropali

Per le paratie verranno considerati i seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Dove la verifica di stabilità globale deve essere svolta secondo la Combinazione 2 ($A2+M2+R2$) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 5.1 ÷ Tabella 5.3.

Le rimanenti verifiche dovranno essere effettuate secondo l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti parziali prescritti dalla normativa:

- combinazione 1: $A1 + M1 + R1$
- combinazione 2: $A2 + M2 + R1$

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia; per il caso in esame, corrispondente con la resistenza della sezione del tubolare.

Per tale verifica si è proceduto in accordo a quanto riportato al §C.6.5.3.1.2 della circolare esplicativa 2019: “la verifica allo stato limite ultimo nei confronti del raggiungimento della resistenza in una sezione della paratia o in uno degli elementi dell'eventuale sistema di vincoli (punteri o ancoraggi) si esegue moltiplicando le sollecitazioni calcolate con l'analisi d'interazione prima della ricerca di un meccanismo di collasso per i coefficienti parziali del gruppo A1 (γ_{G1} , γ_{G3} e γ_Q)” (rif. [2.1.2]).

Le verifiche di stati limite di esercizio in condizioni statiche (SLE) hanno riguardato la valutazione di spostamenti compatibili con la funzionalità dell'opera.

Le verifiche sismiche allo stato limite di vita (SLV) sono state condotte in analogia a quanto descritto per le verifiche SLU, valutando il collasso della paratia e le tensioni massime risultanti nei micropali.

Si anticipa già d'ora come la condizione sismica non risulti dimensionante per le opere in progetto.

Tabella 5.1 - Coefficienti parziali per le azioni (rif. [2.1.1]).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	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

Tabella 5.2 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno (rif. [2.1.1]).

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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 5.3 - Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (rif. [2.1.1]).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

5.2 Chiodi di ancoraggio

La normativa prescrive la verifica geotecnica di sfilamento degli ancoraggi e la verifica strutturale di resistenza della sezione metallica.

Verifica a sfilamento

La verifica di sfilamento degli ancoraggi viene svolta con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali dal terreno riportati in

Tabella 5.4.

Tabella 5.4 - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

La verifica consiste nel soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$T_{d,max} \leq R_{ad}$$

dove:

- $T_{d,max}$ = azione assiale massima nel chiodo;
- $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$ = resistenza di progetto allo sfilamento;
- R_{ak} = resistenza caratteristica allo sfilamento;
- $\gamma_R = 1.2$ (nel caso di tiranti permanenti).

L'azione massima di calcolo T_d si ottiene dall'analisi del comportamento terreno/struttura, andando ad amplificare le azioni secondo i coefficienti parziali γ_F della combinazione A1.

La resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} corrisponde al minimo dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} , rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nel caso in esame, i fattori di correlazione ξ_{a3} , ξ_{a4} sono stati assunti rispettivamente pari a 1.6 e 1.55, in funzione del numero di profili di indagine (5).

Il valore di resistenza caratteristico allo sfilamento è stato valutato secondo la formula proposta da Bustamante (rif.[2.3.1, 2.3.2]), che prevede:

$$R_{a,c} = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot L_a \cdot q_{sk}$$

Con:

- α : coefficiente amplificativo che tiene conto dell'incremento della sezione del corpo d'iniezione rispetto a quella di perforazione. Nel caso in esame si è assunto un valore pari a 1.5, con riferimento alle caratteristiche degli strati attraversati dai tiranti (ghiaie e sabbie);
- D : diametro del foro di perforazione per l'infissione del chiodo, assunto pari a 0.076 m;
- L_a : lunghezza di ancoraggio del chiodo;
- q_{sk} : valore caratteristico limite dell'aderenza lungo la superficie di contatto tra il chiodo ed il terreno.

Dove il valore della resistenza q_{sk} è stato valutato con riferimento alle seguenti espressioni, in relazione al numero di colpi N_{SPT} registrati durante le indagini in sito:

- Per $N \leq 5$ $q_{sk} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0$;
- Per $5 \leq N \leq 10$ $q_{sk} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 7.2 \times N + 6$;
- Per $N \geq 10$ $q_{sk} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 4.1 \times N + 37$;

Con riferimento ai risultati della relazione geotecnica (rif. [2.2.2]), si assumono un valore di N_{SPT} pari a 20 per lo strato di riporto (R) e pari a 30 per lo strato di ghiaia sabbioso limosa.

Verifica di resistenza della sezione

La verifica della sezione metallica viene eseguita confrontando il tiro massimo di calcolo, proveniente dall'analisi per ciascun ordine di tiranti, ed il valore di resistenza massima del chiodo, funzione dell'area della barra e delle caratteristiche dell'acciaio impiegato. La verifica consiste nel soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$T_{d,max} \leq R_{s,d}$$

Dove $T_{d,max}$ rappresenta l'azione assiale massima nel chiodo e R_{pd} rappresenta il valore limite dell'azione corrispondente allo snervamento.

Le verifiche qui riportate sono state condotte in riferimento ai valori massimi di sollecitazione assiale sia in condizione statica (SLU) che sismica (SLV).

5.3 Travi di ripartizione

Per la ripartizione dello sforzo assiale agente nei chiodi si utilizzerà una coppia di travi in acciaio. Si richiede che i valori massimi di momento e taglio agenti sulla sezione risultino inferiori alle resistenze di progetto:

$$M_{max} \leq M_{Rd}$$

$$V_{max} \leq V_{Rd}$$

Azioni di progetto

Dove i valori massimi delle azioni interne si ottengono considerando lo schema statico di una trave continua a due campate in semplice appoggio con carico uniforme. Si può allora scrivere:

$$M_{max} = \frac{T_{d,max} \cdot l}{8}$$

$$V_{max} = 0.0625 \cdot T_{d,max}$$

Con $T_{d,max}$ l'azione assiale massima nel chiodo, corrispondente allo stato limite considerato (SLU, SLV).

Resistenze di progetto

I valori delle resistenze di progetto della sezione si ottengono a partire dalle sue caratteristiche geometriche e dalla resistenza dell'acciaio considerato.

Il momento resistente della sezione M_{Rd} è valutato come:

$$M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Dove:

- $W_{pl,y}$ indica il momento plastico della coppia di travi;
- f_y indica il valore di resistenza a snervamento dell'acciaio;
- γ_{M0} rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio, pari a 1.05.

Il taglio resistente è, invece, stimato come:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Dove:

- A_v indica l'area resistente a taglio della coppia di travi;

In ultimo, si ricorda che, nel caso in cui $V_{max} \geq 0.5 V_{Rd}$ la normativa prescrive la necessità di una verifica ulteriore, relativa alla sollecitazione combinata di flessione+taglio.

6. Analisi geotecniche agli elementi finiti

Nei paragrafi a seguire si riportano la descrizione, le scelte di modellazione ed i risultati delle analisi geotecniche agli elementi finiti svolte.

6.1 Metodo di calcolo

Le analisi sono state sviluppate impiegando il programma ad elementi finiti PLAXIS 2D, che consente di riprodurre e studiare la realtà in esame, riconducendola ad un problema bidimensionale (ipotesi di comportamento *plain strain*). La discretizzazione della geometria è avvenuta sul piano trasversale, mentre in direzione longitudinale il problema si considera infinitamente esteso.

Il programma utilizzato permette, oltre che di stimare lo stato tenso-deformativo dell'opera, anche di eseguire delle analisi di stabilità al termine di ciascuna fase costruttiva, mediante la procedura di calcolo "*c/phi reduction*". Questa prevede di ridurre progressivamente i parametri di resistenza $\tan\phi'$ e c' del terreno tramite un opportuno moltiplicatore (ΣM_{sf}), sino al raggiungimento della rottura. Il coefficiente di sicurezza finale, inteso come rapporto tra la resistenza introdotta e quella a rottura, è, quindi, pari al valore del moltiplicatore ΣM_{sf} .

Le analisi in condizioni sismiche sono state eseguite utilizzando metodi pseudostatici, simulando le forze sismiche attraverso le accelerazioni impresse nel modello.

Per una descrizione completa del programma di calcolo, della formulazione degli elementi e dei metodi di integrazione numerica si rimanda al manuale di Plaxis (rif. [2.3.3]).

6.2 Modellazione dei terreni

Data la natura dei terreni in esame, questi sono stati schematizzati secondo un modello costitutivo elasto-plastico incrudente, del tipo *Hardening Soil*, mentre gli elementi strutturali sono rappresentati per mezzo di modelli costitutivi elastici.

Il modello *Hardening Soil* permette di assegnare un modulo di rigidezza funzione dello stato di sforzo in sito e, soprattutto, di poter differenziare il modulo di rigidezza tra condizioni di carico vergine e di scarico-ricarico. Tale caratteristica rende il modello costitutivo particolarmente adatto a problemi di scavi con paratie, in quanto è possibile modellare più fedelmente il comportamento deformativo del terreno a valle della paratia, soggetto essenzialmente a un detensionamento per effetto dello scavo.

La dipendenza del modulo di rigidezza dallo stato tensionale è espressa tramite una funzione di tipo iperbolico, ed è funzione delle proprietà meccaniche del terreno, in termini di resistenza (c' , ϕ') e deformabilità (E_{50} , E_{ur} , ψ). Si definisce, inoltre, una pressione di riferimento p_{ref} , con la quale “tarare” il materiale in relazione allo stato di sforzo presente in sito, valutata come lo stato di sforzo verticale efficace corrispondente alla profondità media dello strato.

I parametri geotecnici impiegati per la modellazione sono quelli descritti in Tabella 3.3. Il valore del modulo elastico in fase di carico-scarico E_{ur} pari a 3 volte quello assunto in fase di carico E_{50} ed un angolo di dilatanza ψ pari a 0.

6.3 Caratteristiche degli elementi strutturali

Gli elementi strutturali inseriti nei modelli di calcolo sono:

- Micropali, modellati con un elemento *Plate*, con rigidezza flessionale EI ed assiale EA .
- Chiodi, modellati come elementi *Anchors* nella loro lunghezza interna al cuneo di rottura del terreno a monte, e come *Geogrids* per il restante tratto. In entrambi i casi, gli elementi sono caratterizzati da una rigidezza assiale EA e dall'interasse tra i chiodi;

I valori caratterizzanti gli elementi utilizzati nei calcoli sono riassunti nelle tabelle sottostanti. Per i micropali, si sono considerate le proprietà geometriche e meccaniche dei tubolari, trascurando l'esiguo contributo relativo al rivestimento in malta. I valori di rigidezza qui riportati si riferiscono ad un interasse unitario.

Tabella 5.5 - Caratteristiche degli elementi strutturali inseriti nei modelli di calcolo.

Micropali $\Phi 149$			Chiodi Titan 30/11		
D_e	(m)	0.15	A	(mm ²)	446
D_i	(m)	0.13	E	(MPa)	210,000
E	(MPa)	210,000	i	(m)	1.00
γ	(kN/m ³)	78.50	EA	(kN/m ² /m)	93,660
A	(m ²)	0.00354			
J	(m ⁴)	0.0000088			
i	(m)	1.00			
EJ	(kN/m ⁴ /m)	1,855			
EA	(kN/m ² /m)	744,180			

La soletta di fondazione è stata modellata come un terreno, contraddistinto da valori tipici di peso specifico e modulo elastico per un calcestruzzo ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$, $E = 31 \text{ GPa}$) ed un modello costitutivo perfettamente plastico alla Mohr-Coulomb ($\phi' = 30^\circ$, $c' = 10'000 \text{ kPa}$). Dove la scelta di impiegare un modello elasto - plastico, piuttosto che puramente elastico, è volta ad evitare una sovrastima della rigidità del contrasto al piede tra la paratia e la nuova soletta.

6.4 Fasi di calcolo

Le analisi ad elementi finiti eseguite con PLAXIS hanno “memoria” della storia di carico e scarico subita dal modello; pertanto, la scelta della sequenza nell’attribuzione dei vari carichi esterni risulta importante ai fini della determinazione del reale stato deformativo e tensionale della paratia.

Nel corso dell’analisi si è cercato, quindi, di ricostruire quella che sarà la vera sequenza di realizzazione ed esercizio dell’opera, che vede come sue principali fasi operative:

- Condizione attuale;
- applicazione del sovraccarico di cantiere;
- esecuzione dei micropali;
- scavo parziale per la realizzazione del primo ordine di chiodi;
- scavi progressivi ed esecuzione degli ordini di chiodi successivi, fino a fondo scavo;
- extra-scavo previsto da normativa (10% dell’altezza, sino ad un max di 50 cm);
- verifica equilibrio in condizioni A2+M2;
- recupero di quota;
- applicazione dei carichi in configurazione finale;
- applicazione del sisma.

I valori dei sovraccarichi applicati verranno riportati nella descrizione a seguire per ciascuna paratia, nei termini di valori caratteristici.

6.5 Paratia 1

La sezione riportata in Figura 5.1 è rappresentativa per il dimensionamento della paratia 1.

Si considera un sovraccarico variabile di cantiere pari a 10 kPa, ed un carico accidentale di 10 kPa in configurazione finale, relativo al passaggio di eventuali mezzi di servizio.

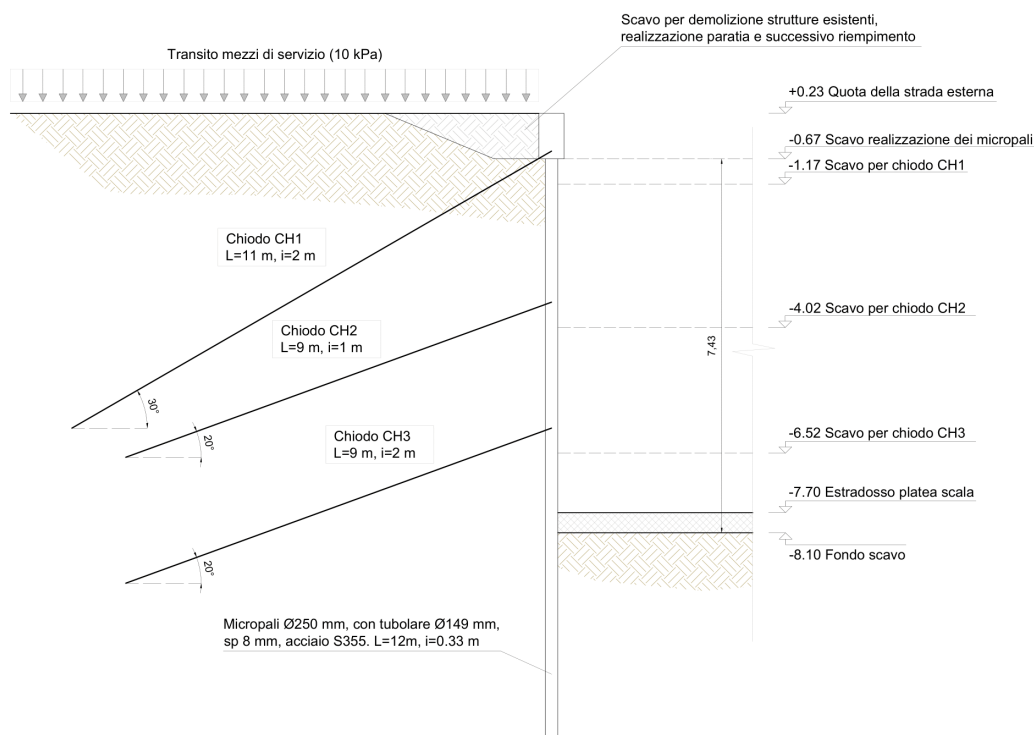


Figura 5.1 - Sezione di calcolo per la paratia 1.

In Figura 5.2 ÷ Figura 5.8 si riportano i principali risultati ottenuti dalle analisi svolte, in termini di deformazioni e sollecitazioni agenti sui micropali. Per concisione, verranno riportati solo i risultati delle fasi più significative per il dimensionamento della paratia: scavo di progetto, extra-scavo, configurazione finale e sismica.

L'esito della verifica di stabilità globale è, invece, illustrato in Figura 5.3.

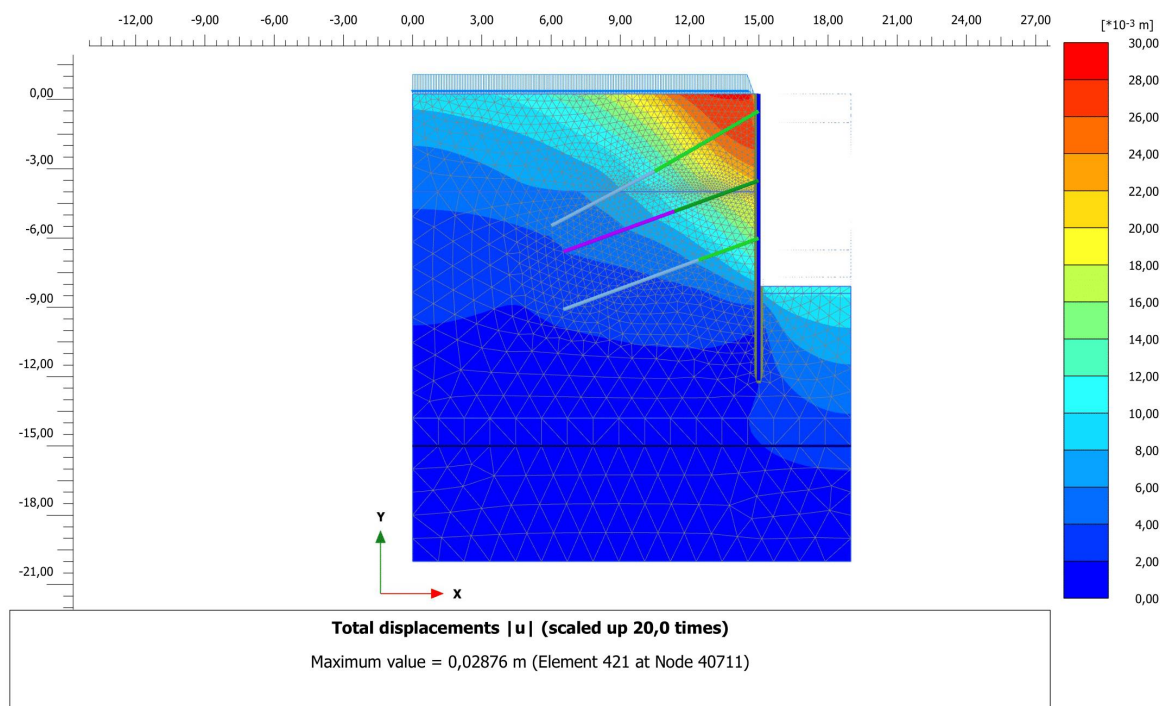


Figura 5.2 - Paratia 1: spostamenti totali - scavo di progetto.

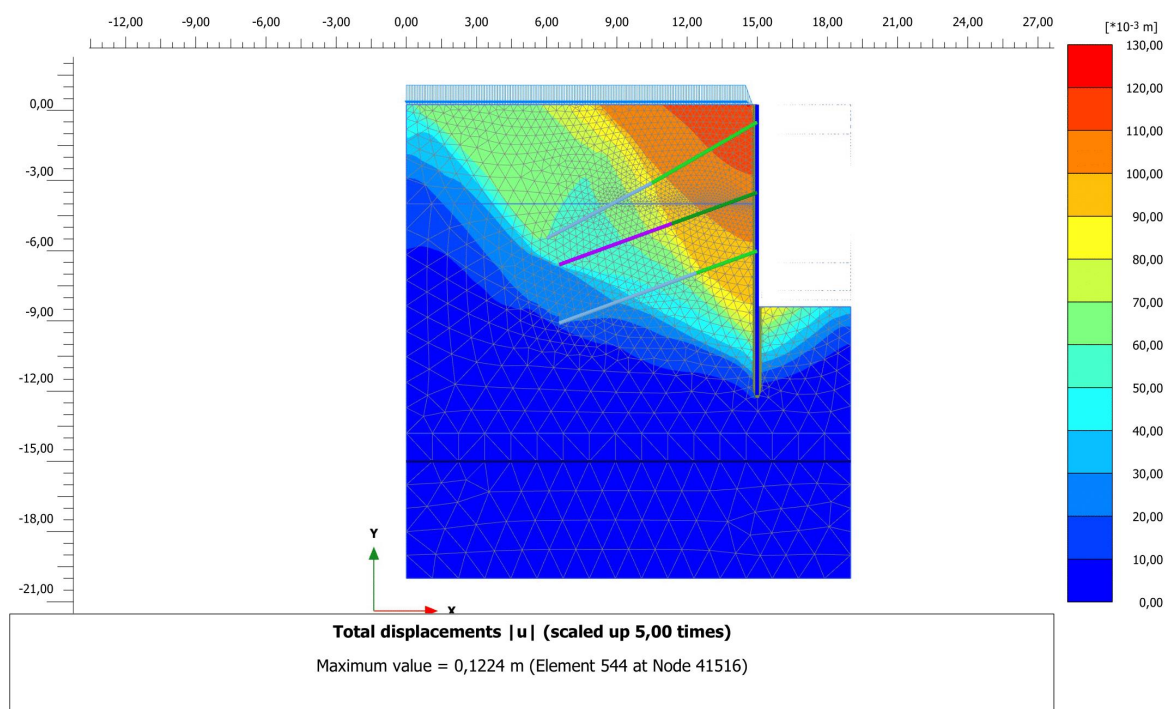


Figura 5.3 - Paratia 1: post procedura di calcolo c/ϕ reduction in condizioni A2+M2.
Superficie corrispondente a $F_s = 1.44$.

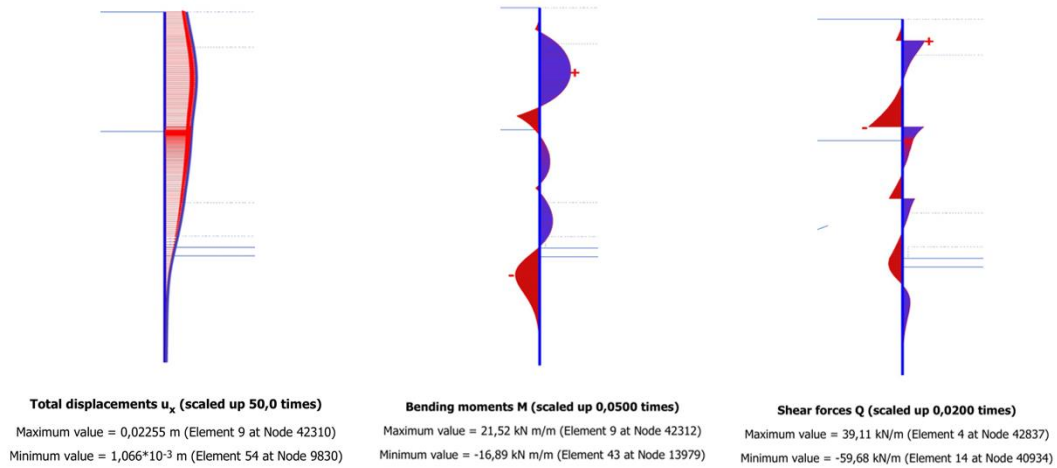


Figura 5.4 - Paratia 1: deformazioni e sollecitazioni sui micropali - scavo di progetto.

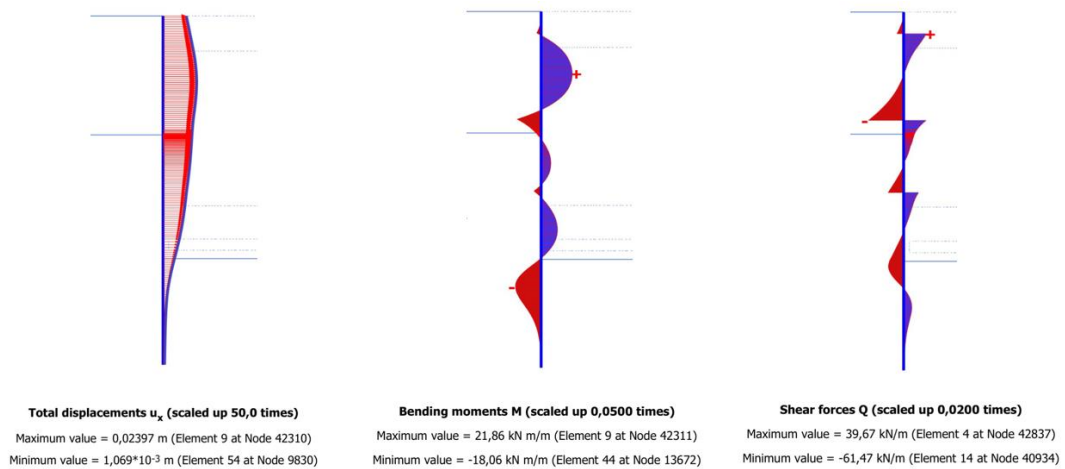


Figura 5.5 - Paratia 1: deformazioni e sollecitazioni sui micropali - extra-scavo.

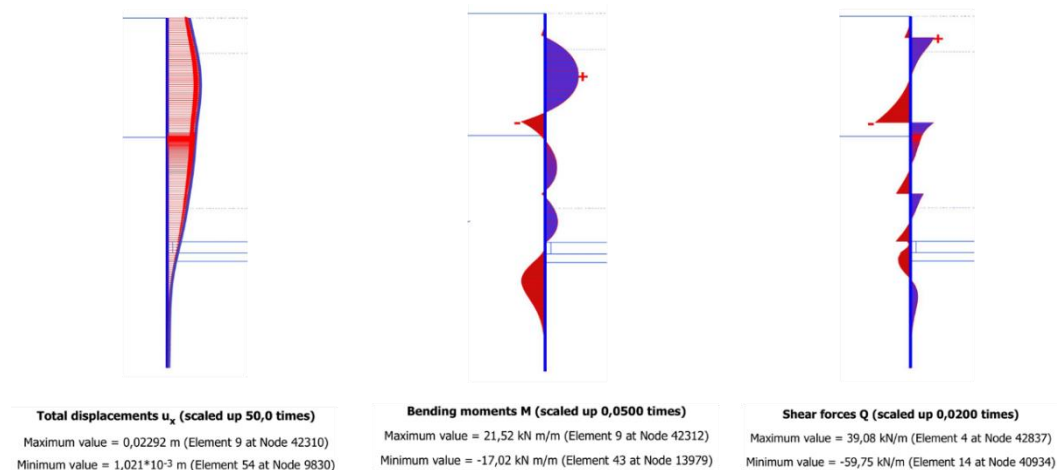


Figura 5.6 - Paratia 1: deformazioni e sollecitazioni sui micropali - configurazione finale.

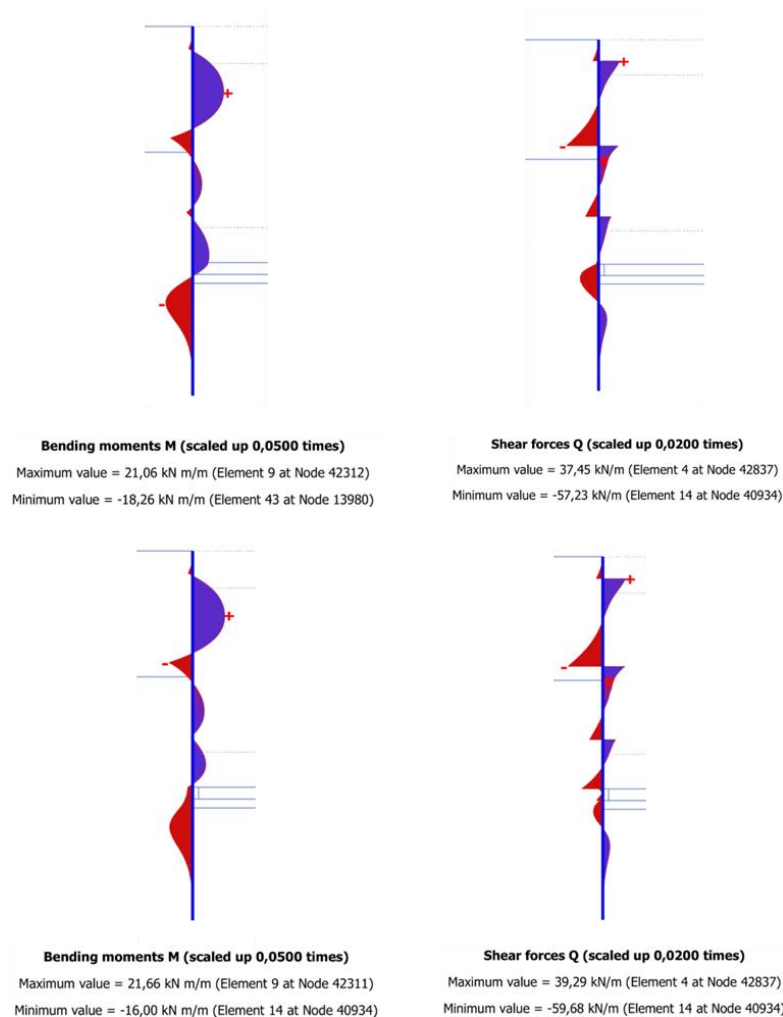


Figura 5.7 - Paratia 1: sollecitazioni sui micropali - sisma positivo/negativo.

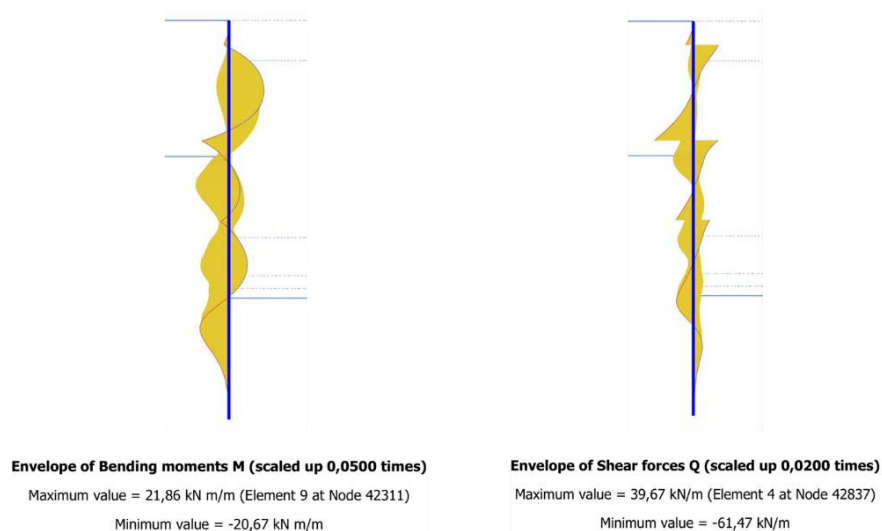


Figura 5.8 - Paratia 1: inviluppo dei massimi delle sollecitazioni statiche.

6.6 Paratia 2

La sezione riportata in Figura 5.9 Figura 5.1 descrive la geometria della paratia 2 della scala E.

Ai fini delle analisi, si considera un sovraccarico variabile di cantiere pari a 10 kPa. In configurazione di esercizio, verranno, invece, considerati un sovraccarico permanente di 15 kPa, corrispondente al peso proprio del pacchetto controterra e del soppalco in prossimità delle scale, ed un sovraccarico variabile di 5 kPa, rappresentativo dell'affollamento.

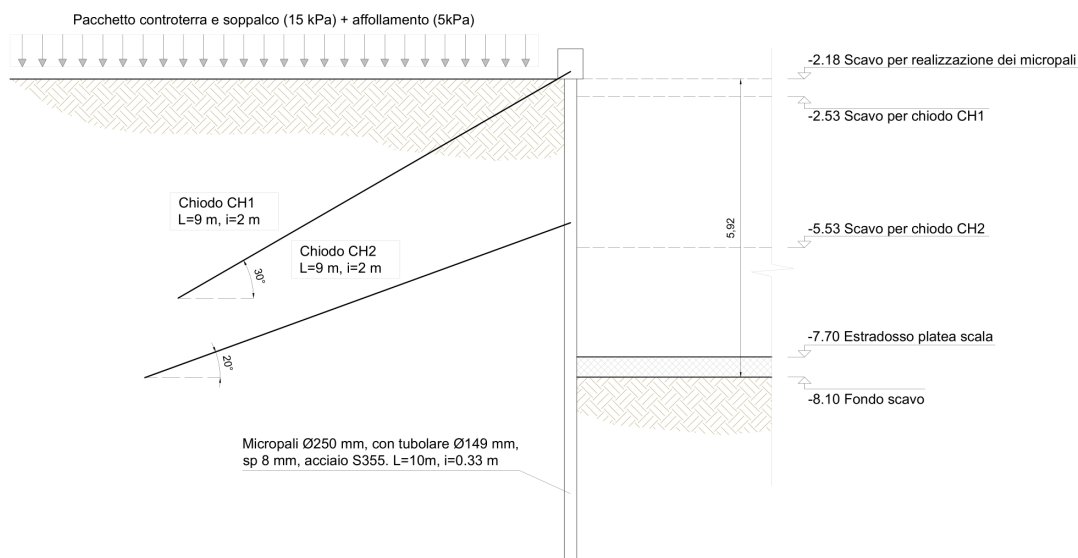


Figura 5.9 - Sezione di calcolo per la paratia 2.

In Figura 5.10 ÷ Figura 5.16 si riportano i principali risultati ottenuti dalle analisi svolte, in termini di deformazioni e sollecitazioni agenti sui micropali. Per concisione, verranno riportati solo i risultati delle fasi più significative per il dimensionamento della paratia: scavo di progetto, extrascavo, configurazione finale e sismica.

L'esito della verifica di stabilità globale è, invece, illustrato in Figura 5.11.

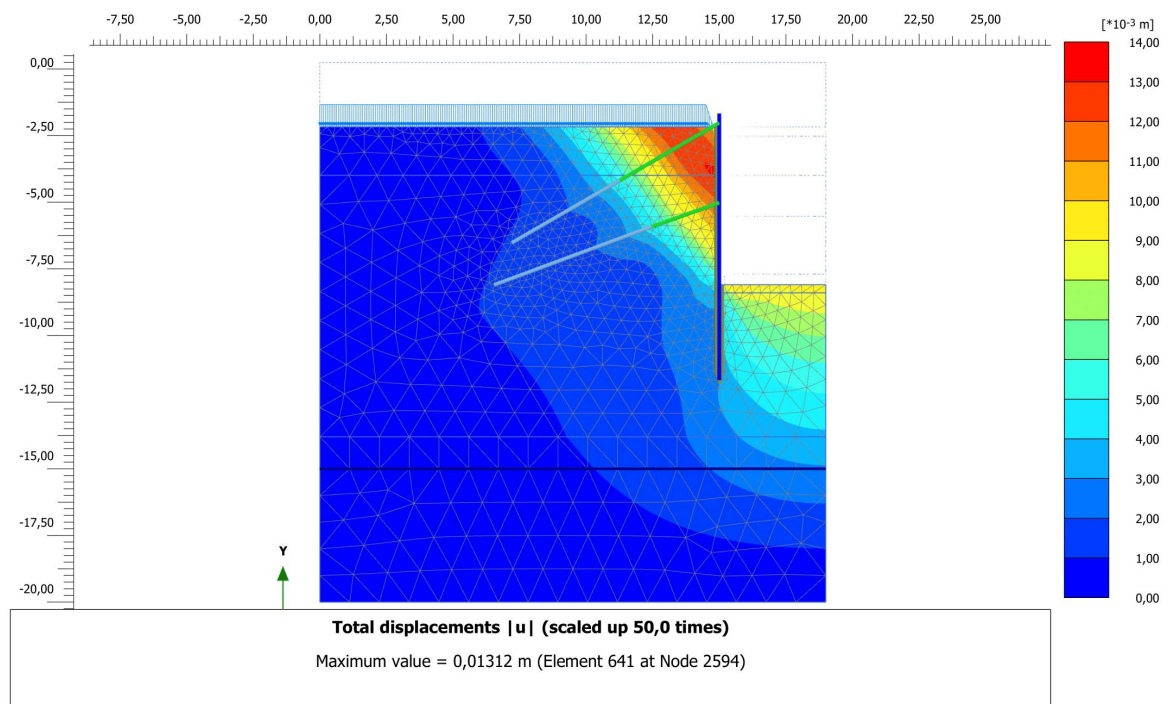


Figura 5.10 - Paratia 2: spostamenti totali - scavo di progetto.

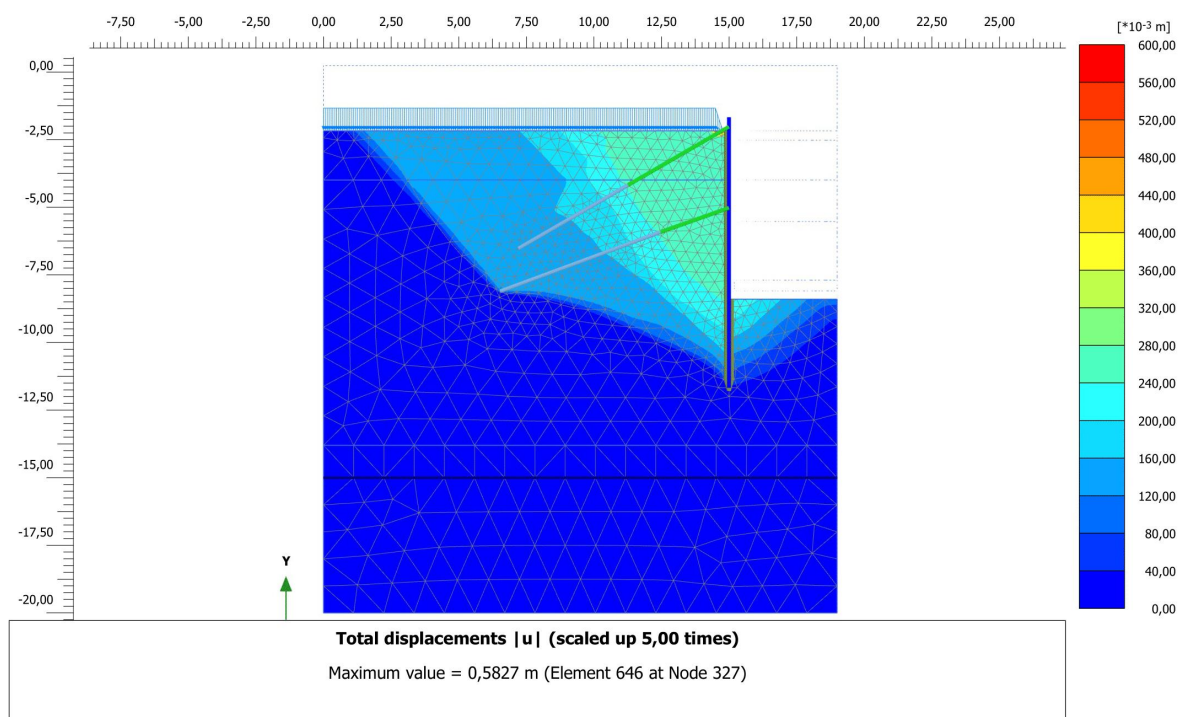


Figura 5.11 - Paratia 2: post procedura di calcolo c/ϕ reduction in condizioni A2+M2.
Superficie corrispondente a $F_s = 1.59$.

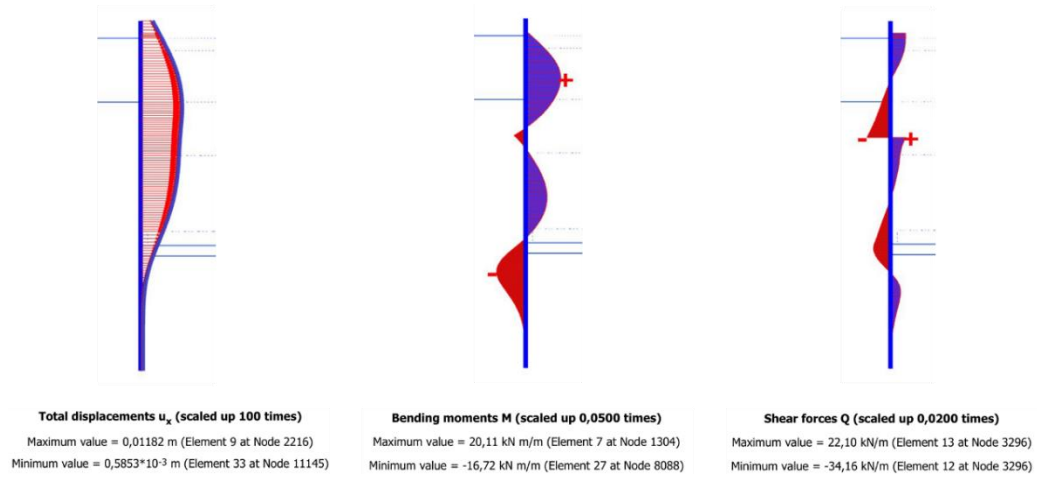


Figura 5.12 - Paratia 2: deformazioni e sollecitazioni sui micropali - scavo di progetto.

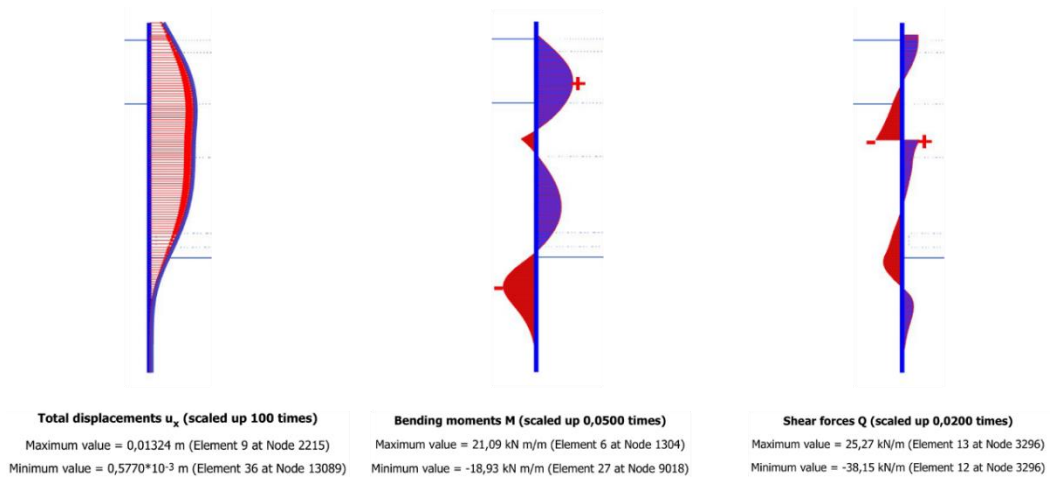


Figura 5.13 - Paratia 2: deformazioni e sollecitazioni sui micropali - extra-scavo.

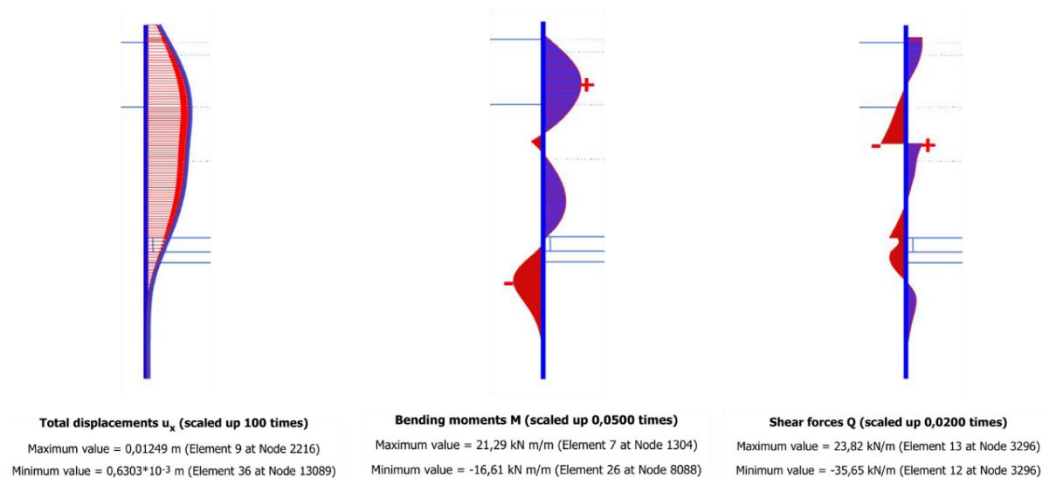


Figura 5.14 - Paratia 2: deformazioni e sollecitazioni sui micropali - configurazione finale.

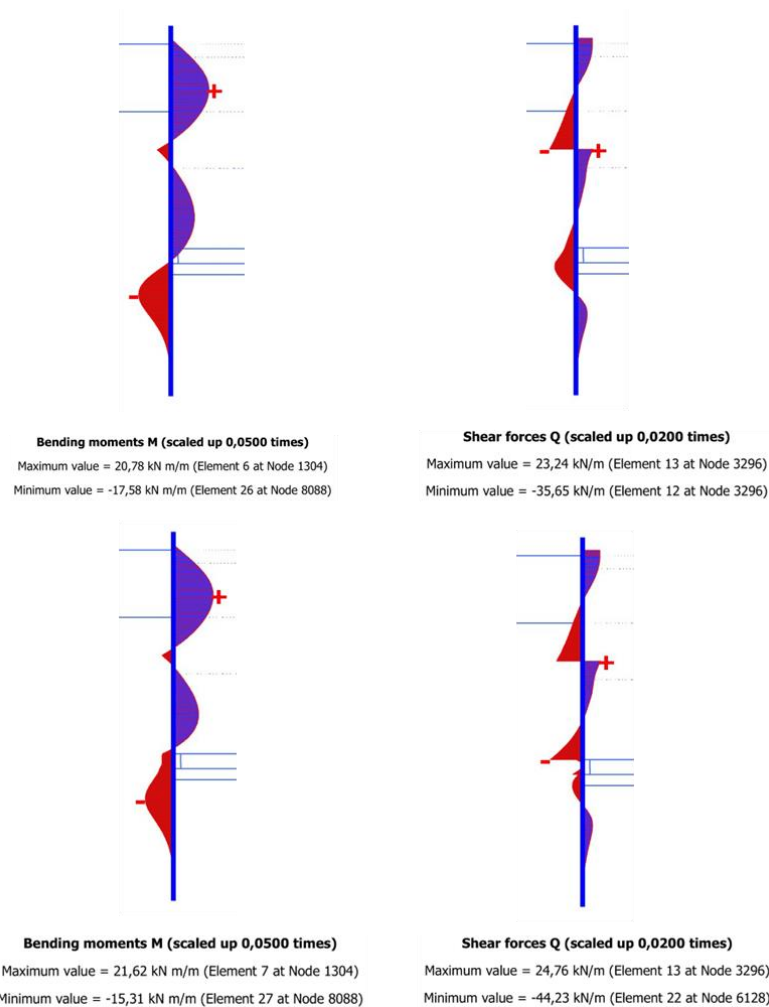


Figura 5.15 - Paratia 2: sollecitazioni sui micropali - sisma positivo/negativo.

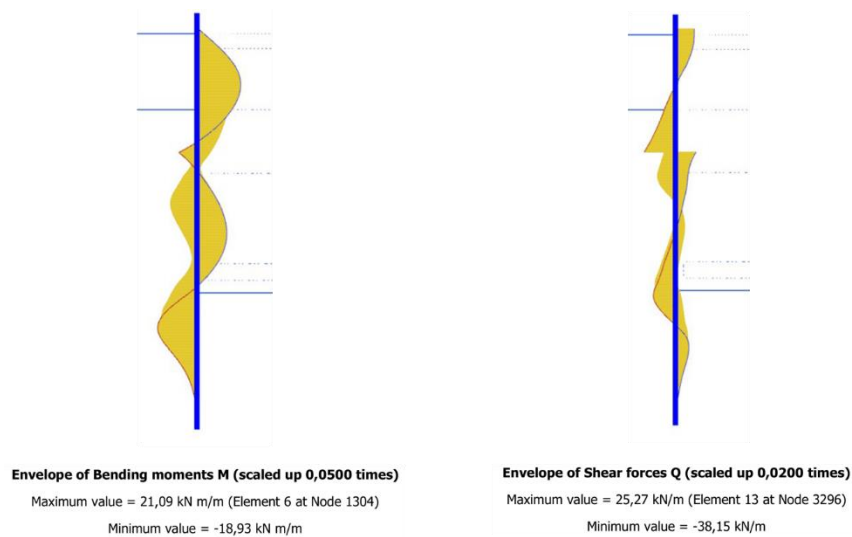


Figura 5.16 - Paratia 2: inviluppo dei massimi delle sollecitazioni statiche.

6.7 Paratia 2bis

La sezione riportata in Figura 5.17 descrive la geometria della paratia 2bis.

Ai fini delle analisi, si considera un sovraccarico variabile di cantiere pari a 10 kPa. In configurazione di esercizio, verranno considerati un sovraccarico permanente di 10.5 kPa, corrispondente al peso proprio del pacchetto controterra, ed un sovraccarico variabile di 5 kPa, rappresentativo della condizione di affollamento.

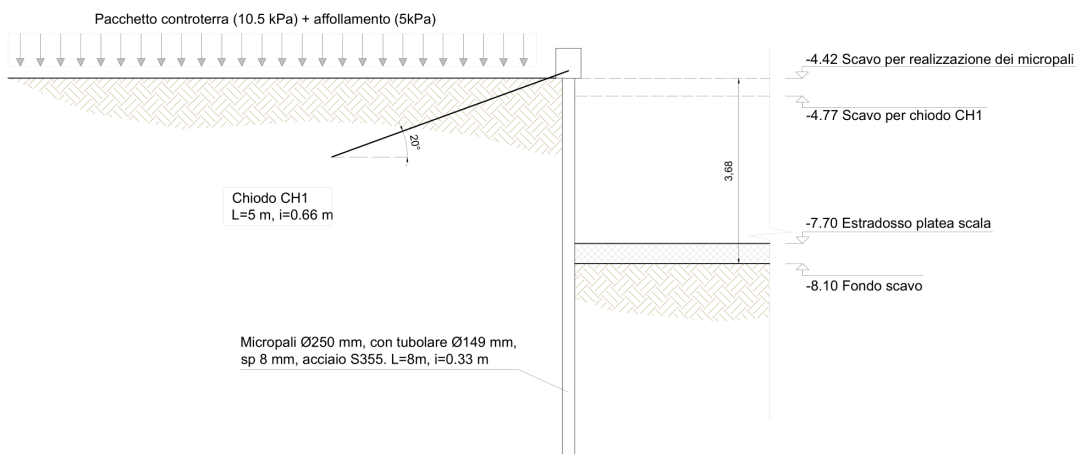


Figura 5.17 - Sezione di calcolo e dimensionamento per la paratia 2bis.

In Figura 5.18 ÷ Figura 5.24 si riportano i principali risultati ottenuti dalle analisi svolte, in termini di deformazioni e sollecitazioni agenti sui micropali. Per concisione, verranno riportati solo i risultati delle fasi più significative per il dimensionamento della paratia: scavo di progetto, extrascavo, configurazione finale e sismica.

L'esito della verifica di stabilità globale è, invece, illustrato in Figura 5.19.

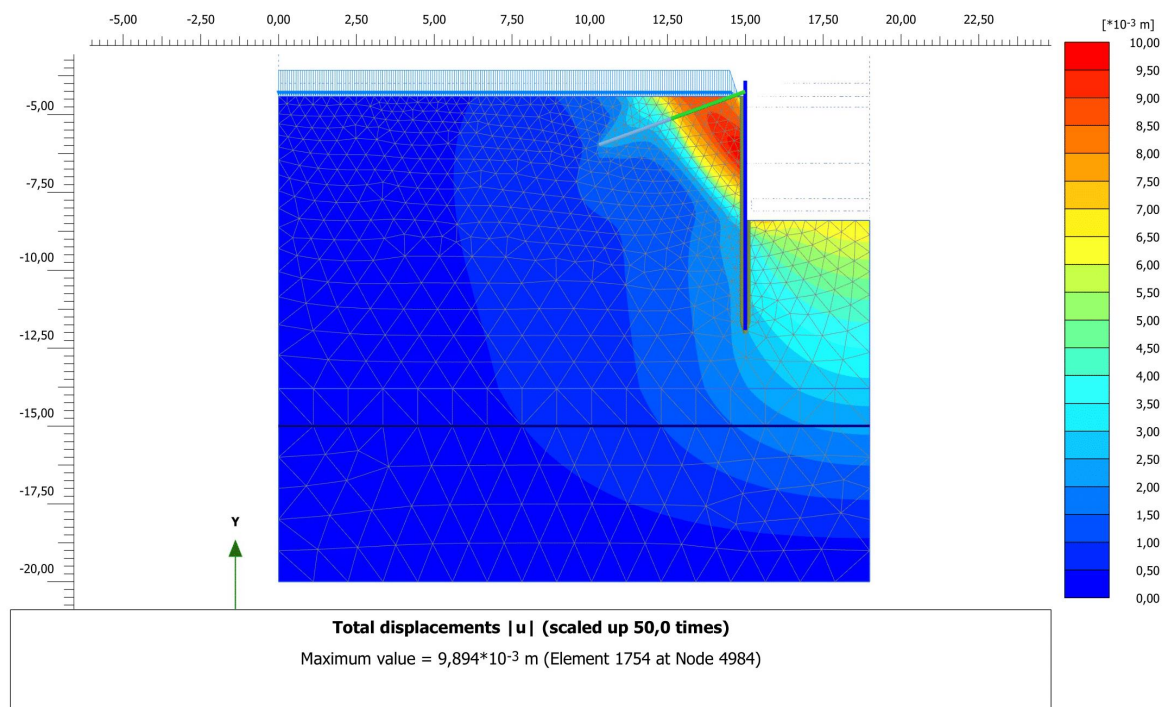


Figura 5.18 - Paratia 2bis: Spostamenti totali - scavo di progetto.

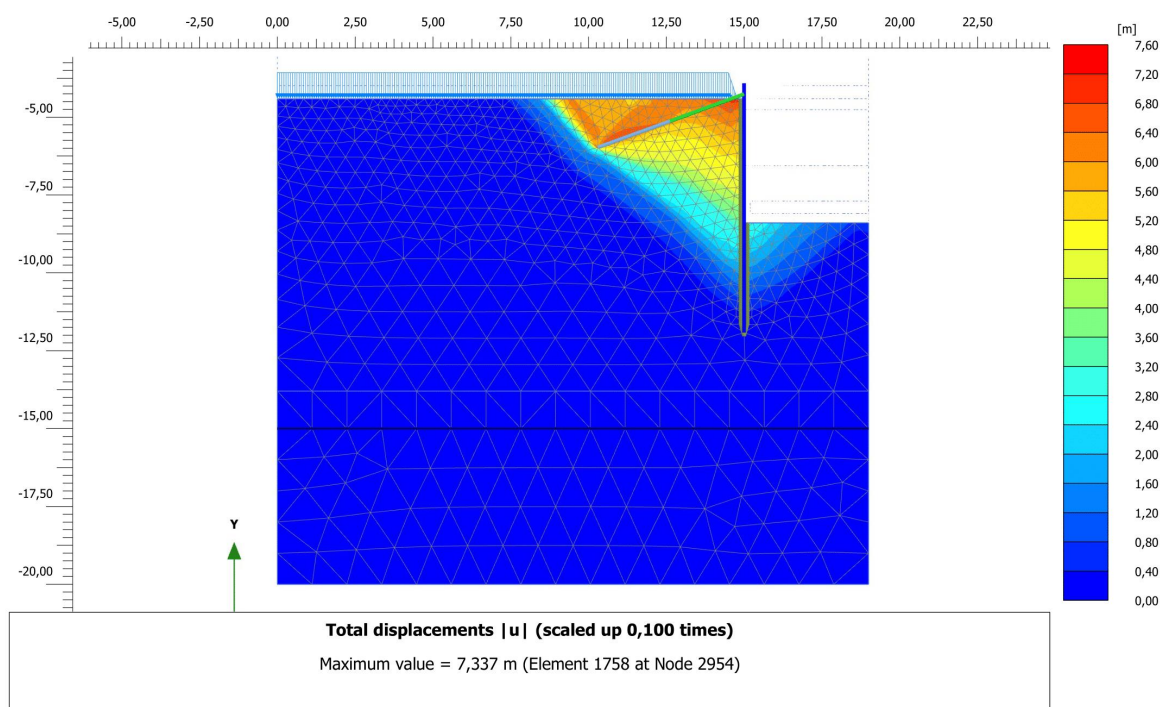


Figura 5.19 - Paratia 2bis: Post procedura di calcolo c/phi reduction in condizioni A2+M2.
Superficie corrispondente a $F_s = 1.54$.

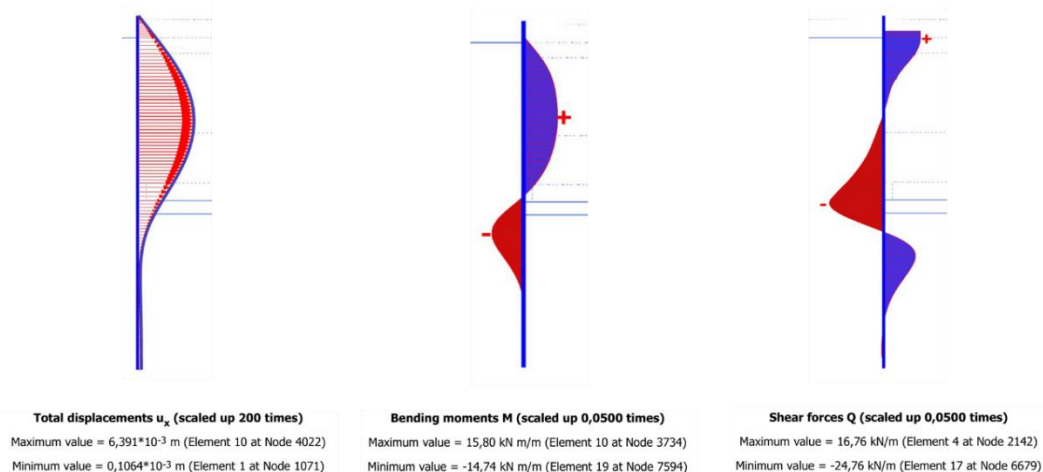


Figura 5.20 - Paratia 2bis: deformazioni e sollecitazioni sui micropali - scavo di progetto.

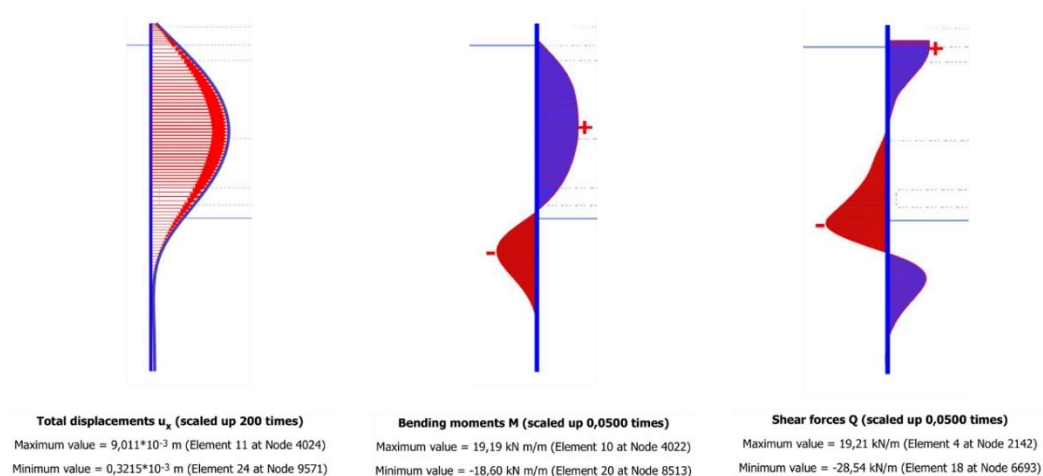


Figura 5.21 - Paratia 2bis: deformazioni e sollecitazioni sui micropali - extra-scavo.

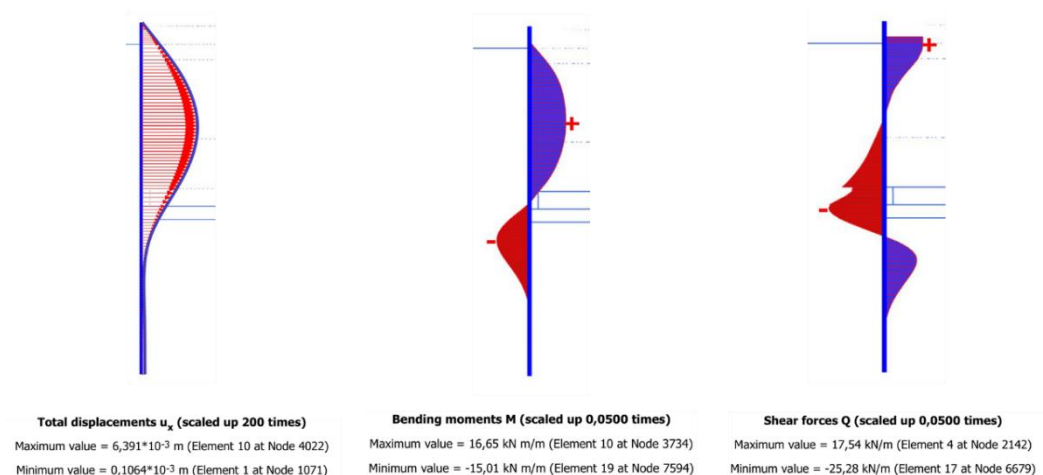


Figura 5.22 - Paratia 2bis: deformazioni e sollecitazioni sui micropali - configurazione finale.

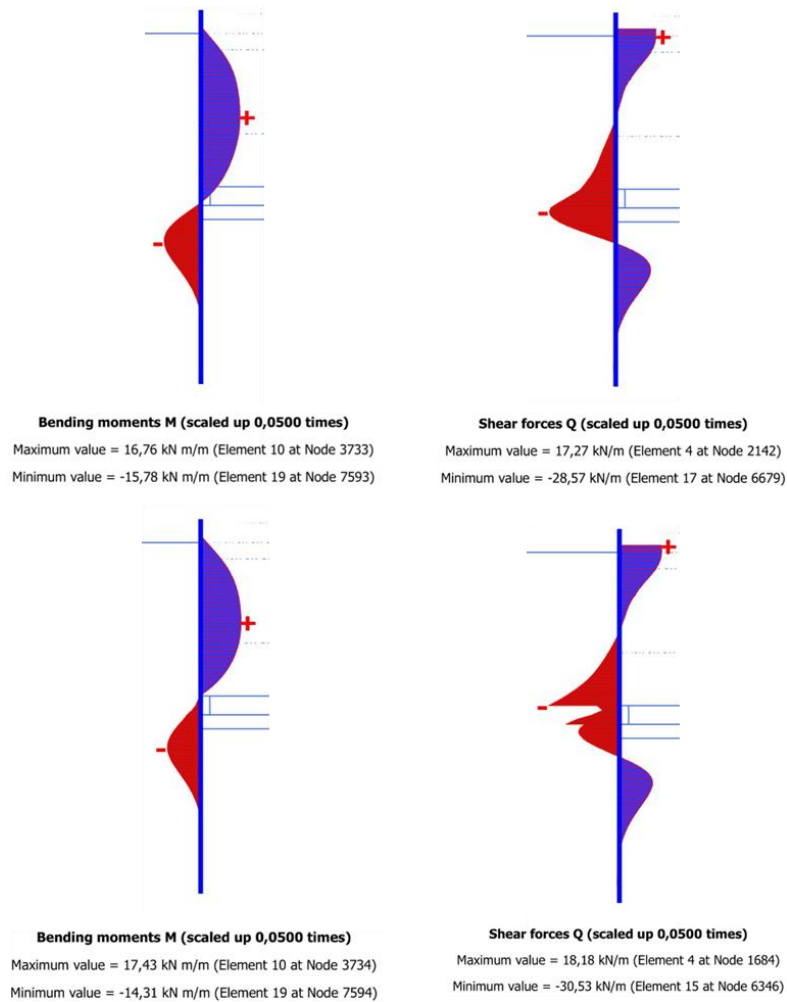


Figura 5.23 - Paratia 2bis: sollecitazioni sui micropali - sisma positivo/negativo.

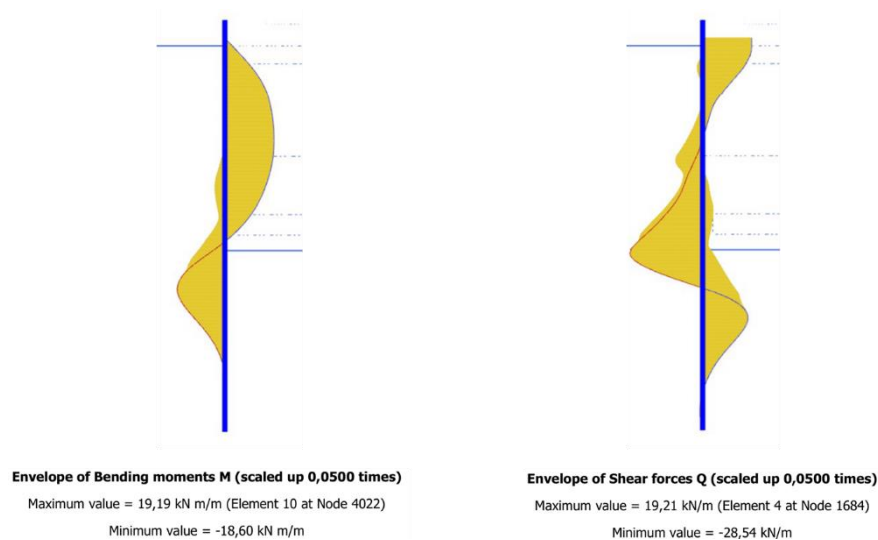


Figura 5.24 - Paratia 2bis: involucro dei massimi delle sollecitazioni statiche.

6.8 Paratia 3 e 3bis

La sezione riportata in Figura 5.25 descrive la geometria della paratia 3, rappresentativa anche per la sezione 3bis.

Ai fini delle analisi, si considera un sovraccarico variabile di cantiere pari a 10 kPa. In configurazione di esercizio, verranno considerati un sovraccarico permanente di 10.5 kPa, corrispondente al peso proprio del pacchetto controterra, ed un sovraccarico variabile di 5 kPa, rappresentativo della condizione di affollamento.

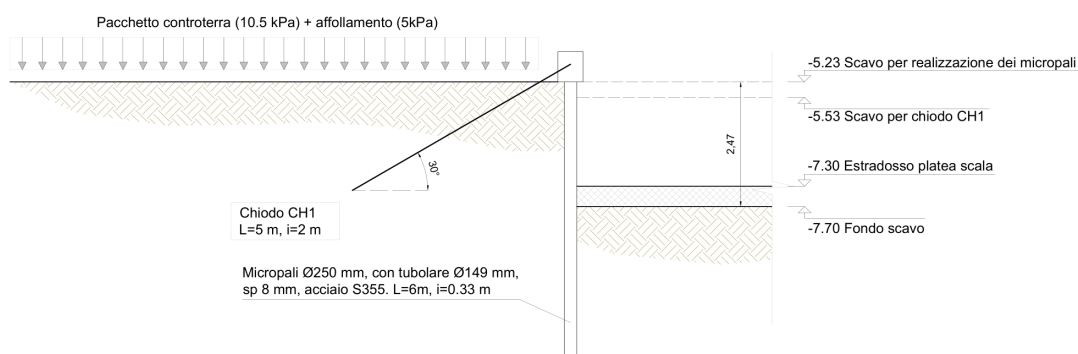


Figura 5.25 - Sezione di calcolo e dimensionamento per la paratia 3.

In Figura 5.26 ÷ Figura 5.32 si riportano i principali risultati ottenuti dalle analisi svolte, in termini di deformazioni e sollecitazioni agenti sui micropali. Per concisione, verranno riportati solo i risultati delle fasi più significative per il dimensionamento della paratia: scavo di progetto, extrascavo, configurazione finale e sismica.

L'esito della verifica di stabilità globale è, invece, illustrato in Figura 5.27.

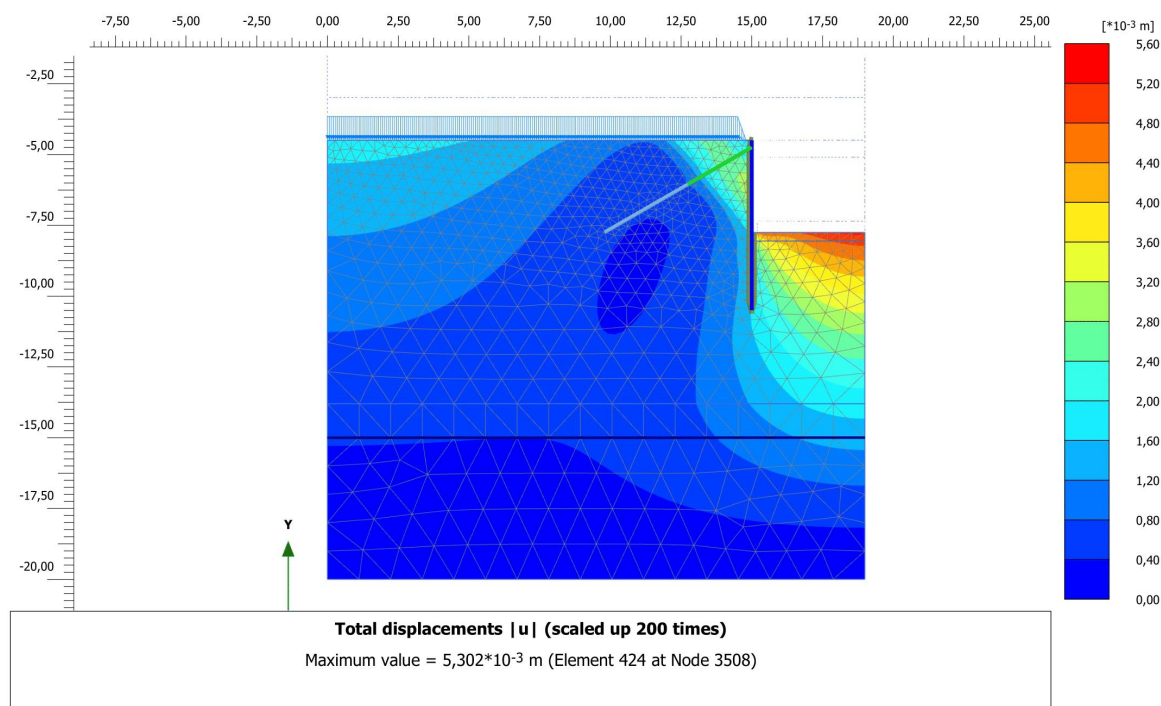


Figura 5.26 - Paratia 3: Spostamenti totali, scavo di progetto.

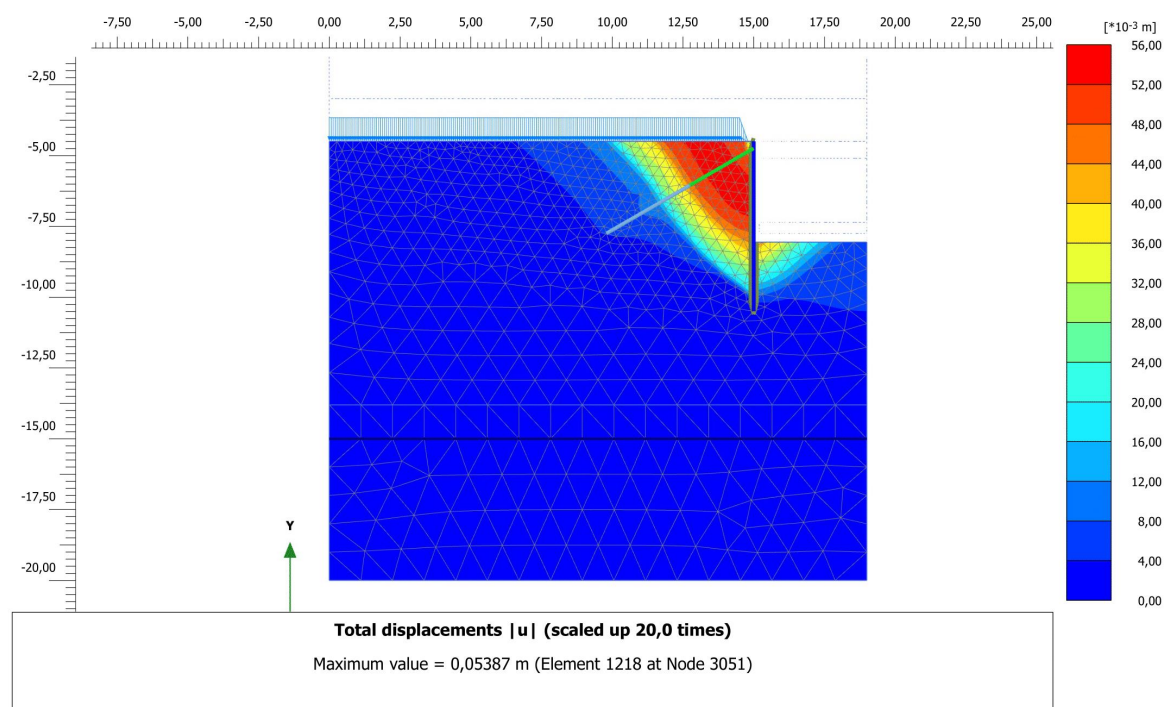


Figura 5.27 - Paratia 3: Post procedura di calcolo c/phi reduction in condizioni A2M2.
Superficie corrispondente a $F_s = 1.60$.

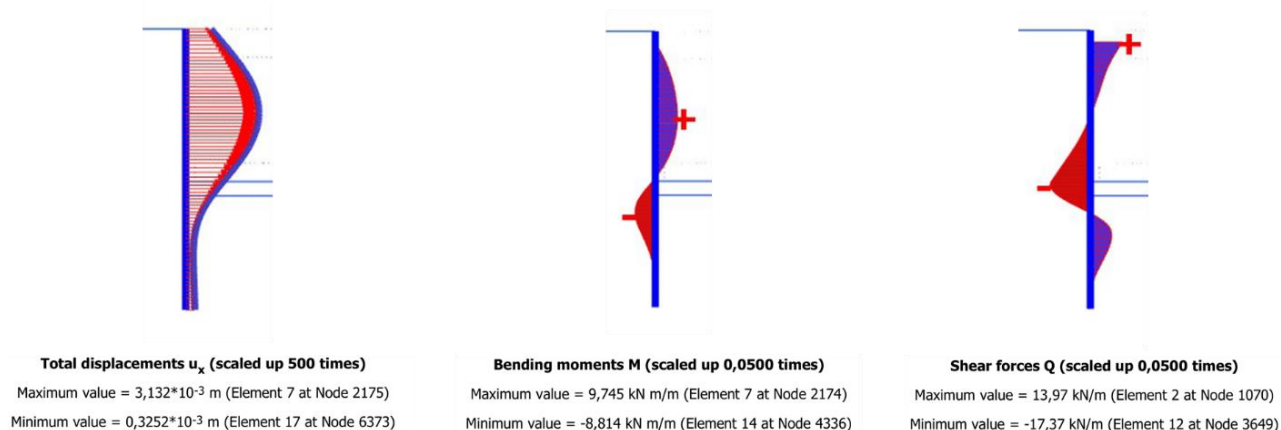


Figura 5.28 - Paratia 3: Deformazioni e sollecitazioni sui micropali - scavo di progetto.

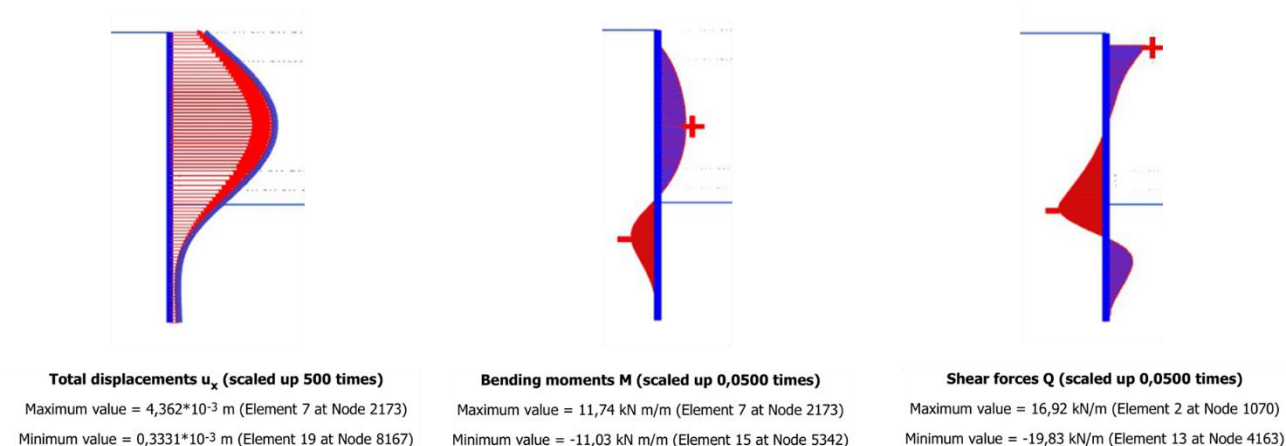


Figura 5.29 - Paratia 3: Deformazioni e sollecitazioni sui micropali - extra-scavo.

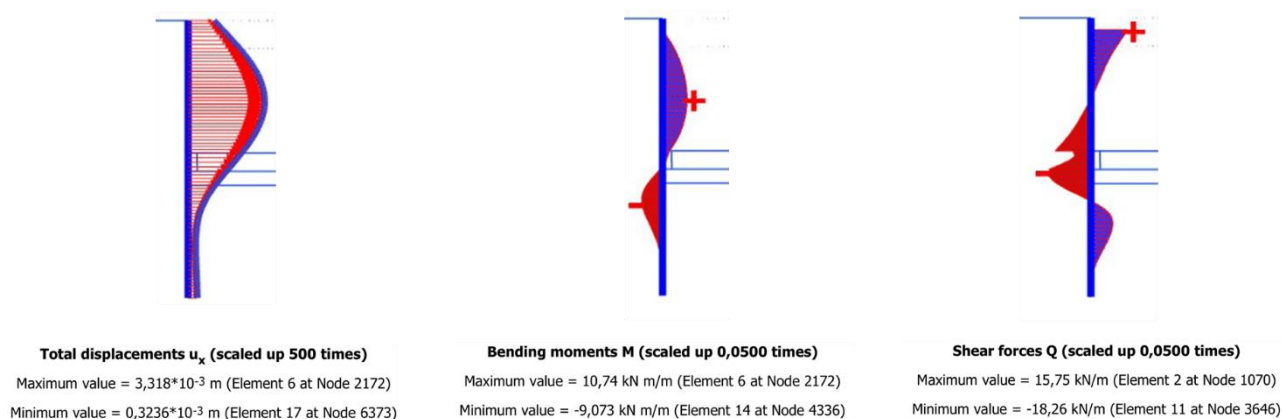


Figura 5.30 - Paratia 3: Deformazioni e sollecitazioni sui micropali - configurazione finale.

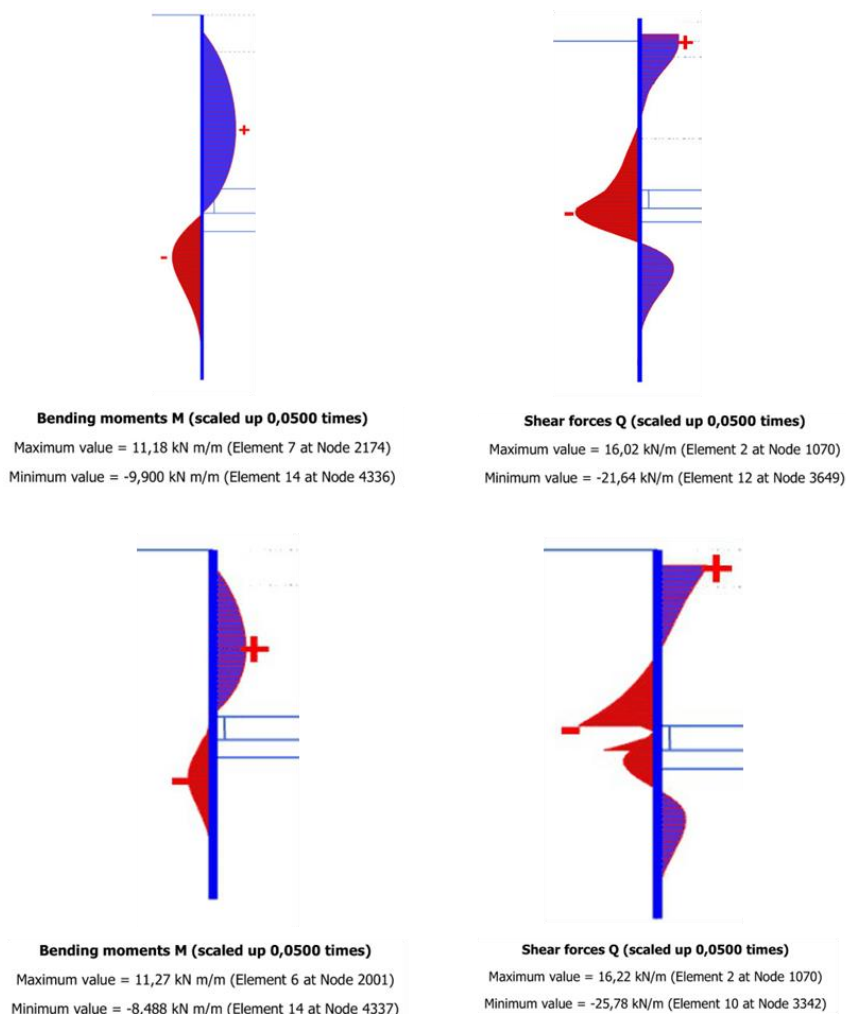


Figura 5.31 - Paratia 3: Sollecitazioni sui micropali - sisma positivo/negativo.

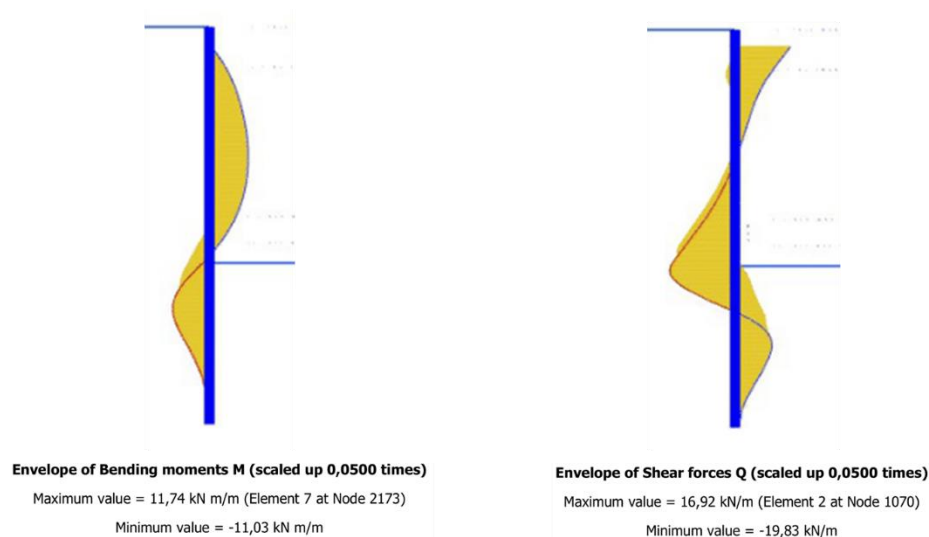


Figura 5.32 - Paratia 3: inviluppo dei massimi delle sollecitazioni statiche.

6.9 Riepilogo risultati

Nelle tabelle a seguire si riassumono i valori delle sollecitazioni ottenuti in ciascuna delle analisi descritte nei paragrafi precedenti.

Nel dettaglio, la Tabella 5.6 riporta le sollecitazioni agenti sui micropali della paratia al metro, oltre allo spostamento orizzontale massimo osservato (corrispondente alla fase di extra-scavo). In Tabella 5.7 si riportano, invece, le sollecitazioni SLU/SLV per il singolo micropalo (interasse di 0.33 m).

Infine, in Tabella 5.8 si riassumono i valori delle massime azioni di “tiro” sui chiodi, in condizioni statiche e sismiche.

In particolare, si osserva come le sollecitazioni in condizioni statiche risultino sempre dimensionanti rispetto al caso sismico; pertanto quest’ultime non verranno considerate ai fini del dimensionamento.

Tabella 5.6 - Riassunto sollecitazioni di calcolo e spostamenti sui micropali delle paratie - al metro.

Scala	Tratto	$N_{\max \text{ SLE}}$ kN/m	$Q_{\max \text{ SLE}}$ kN/m	$M_{\max \text{ SLE}}$ kNm/m	$N_{\max \text{ SLV}}$ kN/m	$Q_{\max \text{ SLV}}$ kN/m	$M_{\max \text{ SLV}}$ kNm/m	$u_{x, \max}$ cm
E	Paratia 1	190	61	22	167	60	22	2.4
	Paratia 2	93	38	21	92	44	22	1.3
	Paratia 2bis	35	29	19	33	32	18	0.9
F	Paratia 3	32	20	12	30	26	11	0.4
	Paratia 3bis	Dimensionata come Paratia 3						

Tabella 5.7 - Riassunto sollecitazioni SLU/SLV agenti sul micropalo singolo.

Scala	Tratto	$N_{\max \text{ SLU}}$ kN	$Q_{\max \text{ SLU}}$ kN	$M_{\max \text{ SLU}}$ kNm	$N_{\max \text{ SLV}}$ kN	$Q_{\max \text{ SLV}}$ kN	$M_{\max \text{ SLV}}$ kNm
E	Paratia 1	82	26	9	55	20	7
	Paratia 2	40	16	9	30	15	7
	Paratia 2bis	15	12	8	11	11	6
F	Paratia 3	14	9	5	10	9	4
	Paratia 3bis	Dimensionata come Paratia 3					

Tabella 5.8 - Riassunto sollecitazioni agenti sui chiodi

Scala	Tratto	Ordine	Interasse m	$N_{\max \text{ SLE}}$ kN/m	N_{SLV} kN/m	$N_{\max \text{ SLE}}$ kN	$N_{\max \text{ SLU}}$ kN	$N_{\max \text{ SLV}}$ kN
E	Paratia 1	1	2	57	57	115	149	114
		2	1	106	101	106	138	101
		3	2	56	45	112	145	91
	Paratia 2	1	2	27	27	53	69	55
		2	2	66	62	133	173	123
	Paratia 2bis	1	0.66	23	22	15	20	15
F	Paratia 3	1	2	20	18	41	53	37
	Paratia 3bis	1	0.66	Dimensionata come Paratia 3				

7. Verifiche geotecniche e strutturali

Si riportano le verifiche geotecniche e strutturali dei diversi elementi, secondo i criteri di verifica espressi al capitolo 5 e con riferimento ai risultati delle analisi FEM, riassunti al paragrafo 6.9.

7.1 Verifica strutturale dei micropali

La verifica strutturale dei micropali viene eseguita confrontando le massime sollecitazioni agenti sulla sezione del tubolare ($\varnothing_e = 149$ mm, spessore = 8 mm, acciaio S355), indotte dalle risultanti di azione assiale, taglio e momento, con le resistenze di progetto.

Tali verifiche sono riassunte in Figura 7.1 ÷ Figura 7.4 e risultano sempre soddisfatte.

Paratia 1 Scala E Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI				CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)			
				tensione di snervamento norm	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
				SOLLECITAZIONI AGENTI:			
				momento flettente di calcolo	M_{Ed}	28	[kNm/ml]
				taglio di calcolo	T_{Ed}	80	[kN/ml]
				sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	247	[kN/ml]
				interasse tubolari	i	0.33	[m]
				momento flettente agente	M_{Ed}	9.5	[kNm]
				taglio agente	T_{Ed}	26.6	[kN]
				sforzo normale agente	N_{Ed}	82.3	[kN]
				VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:			
				tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	103.1	[MPa]
				tensione tangenziale	τ_{Ed}	15.0	[MPa]
				sigma ideale	σ_{id}	106.3	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	3.18	VERIFICATO

DATI GEOMETRICI:			
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]
diametro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]
momento statico di metà sezio	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]
tensione di snervamento di prc	f_{yd}	338.1	[MPa]

Figura 7.1 - Verifica strutturale del tubolare, paratia 1.

Paratia 2 Scala E				CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)			
<i>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</i>				tensione di snervamento norma	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
				SOLLECITAZIONI AGENTI:			
DATI GEOMETRICI:				momento flettente di calcolo	M_{Ed}	27	[kNm/ml]
diámetro esterno del tubolare	d	149	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	50	[kN/ml]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	121	[kN/ml]
diámetro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]	interasse tubolari	i	0.33	[m]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]	momento flettente agente	M_{Ed}	9.1	[kNm]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]	taglio agente	T_{Ed}	16.5	[kN]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	40.2	[kN]
momento statico di metà sezio	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]				
				VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:			
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	88.4	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	9.3	[MPa]
tensione di snervamento di prc	f_{yd}	338.1	[MPa]	sigma ideale	σ_{id}	89.9	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	3.76	VERIFICATO

Figura 7.2 - Verifica strutturale del tubolare, paratia 2.

Paratia 2bis Scala E				CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)			
<i>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</i>				tensione di snervamento norma	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
				SOLLECITAZIONI AGENTI:			
DATI GEOMETRICI:				momento flettente di calcolo	M_{Ed}	25	[kNm/ml]
diámetro esterno del tubolare	d	149	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	37	[kN/ml]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	46	[kN/ml]
diámetro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]	interasse tubolari	i	0.33	[m]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]	momento flettente agente	M_{Ed}	8.3	[kNm]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]	taglio agente	T_{Ed}	12.4	[kN]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	15.2	[kN]
momento statico di metà sezio	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]				
				VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:			
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	74.4	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	7.0	[MPa]
tensione di snervamento di prc	f_{yd}	338.1	[MPa]	sigma ideale	σ_{id}	75.4	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	4.49	VERIFICATO

Figura 7.3 - Verifica strutturale del tubolare, paratia 2bis.

Paratia 3 Scala F			CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)		
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>			tensione di snervamento norma	ϵ	0.81 [-]
				ϵ^2	0.66 [-]
			rapporto diametro/spessore	d/t	18.6 [-]
			classe della sezione	CLASSE	1
			SOLLECITAZIONI AGENTI:		
DATI GEOMETRICI:			momento flettente di calcolo	M_{Ed}	15 [kNm/ml]
diametro esterno del tubolare d			taglio di calcolo	T_{Ed}	26 [kN/ml]
spessore del tubolare t			sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	42 [kN/ml]
diametro interno del tubolare d_{int}			interasse tubolari i		0.33 [m]
area della sezione del tubolare A			momento flettente agente	M_{Ed}	5.1 [kNm]
momento inerzia tubolare I			taglio agente	T_{Ed}	8.6 [kN]
modulo resistenza elastico W			sforzo normale agente	N_{Ed}	14.0 [kN]
momento statico di metà sezio $S_{A/2}$			VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:		
tipologia di acciaio S			tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	46.8 [MPa]
coefficiente di sicurezza γ_{M0}			tensione tangenziale	τ_{Ed}	4.8 [MPa]
tensione di snervamento di prc f_{yd}			sigma ideale	σ_{id}	47.6 [MPa]
			fattore di sicurezza FS		7.10 VERIFICATO

Figura 7.4 - Verifica strutturale del tubolare, paratia 3.

7.2 Verifica dei chiodi di ancoraggio

Il dimensionamento dei tiranti di ancoraggio prevede lo svolgimento delle verifiche a sfilamento e di resistenza della sezione metallica. Queste sono state condotte per ciascun ordine di tiranti di ciascuna paratia, permettendo di ottimizzare la lunghezza degli elementi scelti in funzione delle sollecitazioni massime attese.

Nel caso in esame, si propone l'adozione di chiodi del tipo "TITAN" 30/11, costituiti da barre autoperforanti in acciaio da costruzione a grana fine S 460 NH.

Queste sono contraddistinte da un valore caratteristico di resistenza a snervamento $R_{s,k}$ pari a 260 kN; è quindi possibile ottenere il valore di resistenza di progetto dividendo per il coefficiente di resistenza a trazione dell'acciaio (γ_s), pari a 1.15:

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = 226 \text{ kN}$$

Verifica a sfilamento degli ancoraggi

La Tabella 7.1 riporta i risultati del dimensionamento, portando a definire la lunghezza minima di ancoraggio del chiodo, al di fuori del cono di rottura del terreno a monte della paratia. Dove quest'ultimo è contraddistinto da un'inclinazione rispetto all'orizzontale pari a $45^\circ + \phi/2$, con ϕ l'angolo d'attrito del terreno.

La lunghezza totale del chiodo sarà, quindi, data dalla somma della lunghezza minima di ancoraggio e dalla lunghezza interna al cuneo di rottura. A partire da queste considerazioni, si definisce la lunghezza di progetto per ciascun ordine (Tabella 7.2).

Verifica strutturale della sezione

Sempre in Tabella 7.1 si osserva come l'azione massima di tiro per ciascun ordine di chiodi sia sempre inferiore al valore resistente dell'acciaio. Ne consegue che la verifica risulta sempre soddisfatta.

Tabella 7.1 - Lunghezze minime di ancoraggio dei chiodi.

Scala	Tratto	Ordine	$N_{max\ SLU}$ kN	D_{perf} m	D_{bulbo} m	N_{SPT} -	q_{sk} kPa	$R_{a,med}$ [kN]	$R_{a,k}$ [kN]	$R_{a,d}$ [kN]	$L_{a,min}$ [m]
E	Paratia 1	1	149	0.076	0.114	25	140	50	31	26	5.7
		2	138	0.076	0.114	30	160	57	36	30	4.6
		3	145	0.076	0.114	30	160	57	36	30	4.9
	Paratia 2	1	69	0.076	0.114	30	160	57	36	30	2.3
		2	173	0.076	0.114	30	160	57	36	30	5.8
	Paratia 2bis	1	20	0.076	0.114	30	160	57	36	30	0.7
F	Paratia 3	1	53	0.076	0.114	30	160	57	36	30	1.8
	Paratia 3bis	1	Dimensionata come paratia 3								

Tabella 7.2 - Lunghezze di progetto dei chiodi.

Scala	Tratto	Ordine	$L_{a,min}$ m	L_{cuneo} m	$L_{ch,min}$ m	L_{ch} m
E	Paratia 1	1	5.7	5.2	10.9	11.0
		2	4.6	3.9	8.5	9.0
		3	4.9	2.8	7.7	9.0
	Paratia 2	1	2.3	4.3	6.6	9.0
		2	5.8	3.0	8.8	9.0
	Paratia 2bis	1	0.7	2.5	3.2	5.0
F	Paratia 3	1	1.8	2.6	4.4	5.0
	Paratia 3bis	1	Dimensionata come paratia 3			

7.3 Verifica delle travi di ripartizione

In ultimo, si verificano le travi di ripartizione dei chiodi, confrontando le massime sollecitazioni agenti sulla sezione con i valori resistenti di progetto.

Per il caso di progetto, si prevede l'impiego di una coppia di travi in acciaio, del tipo HEB120 ($W_{pl,y} = 2 \times 165 \text{ cm}^3$, $A_v = 2 \times 10.96 \text{ cm}^2$) in acciaio S355. Dal confronto con le azioni di progetto riportate in Tabella 7.3, si può osservare come le verifiche risultino sempre soddisfatte.

Tabella 7.3 - Verifica travi di ripartizione.

Scala	Tratto	Ordine	Travi	T_{d-max} kN / tirante	i m	M_{max} kNm	V_{max} kNm	W_{pl} cm ³	A_{vz} cm ²	M_{rd} kNm	V_{rd} kN	$0.5V_{rd}$ kN
E	Paratia 1	1	2HEB120	149	2	37	93	330	22	112	428	214
		2	2HEB120	138	1	17	86	330	22	112	428	214
		3	2HEB120	145	2	36	91	330	22	112	428	214
	Paratia 2	1	2HEB120	69	2	17	43	330	22	112	428	214
		2	2HEB120	173	2	43	108	330	22	112	428	214
	Paratia 2bis	1	2HEB120	20	0.66	2	10	330	22	112	428	214
F	Paratia 3	1	2HEB120	53	2	13	33	330	22	112	428	214
	Paratia 3bis	1	2HEB120	Dimensionata come paratia 3								

8. Software di calcolo utilizzati e loro licenze

Ai fini del calcolo della fondazione in oggetto è stato impiegato il programma di calcolo PLAXIS 2D, su licenza della Bentley. Si riporta di seguito la licenza d'uso dell'applicativo.

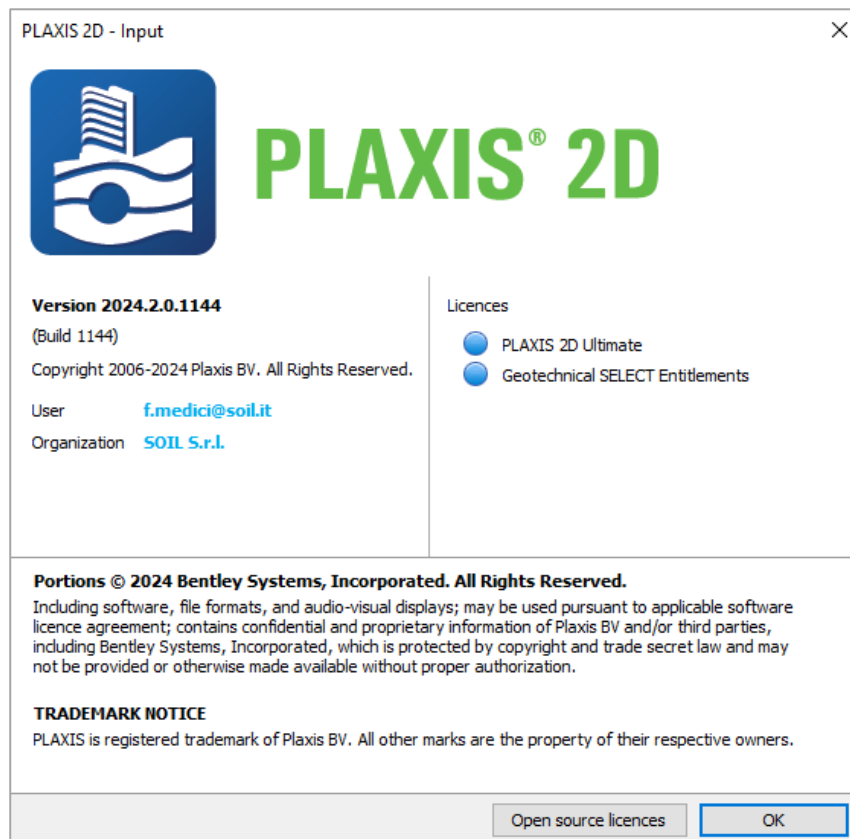


Figura 8.1 - Licenza d'uso di PLAXIS 2D.

9. Conclusioni

La presente relazione ha visto il dimensionamento geotecnico e strutturale delle paratie a sostegno degli scavi necessari per la realizzazione dei corpi scala E ed F del teatro Nuovo di Torino.

A tal fine, si prevede la realizzazione di berlinesi di micropali con diametro di perforazione $\varnothing_{\text{perf}} = 250$ mm ed un interasse di 0.33 m, armati con tubolari in acciaio S355 di diametro $\varnothing_e$ 149 mm e spessore 8 mm. La lunghezza dei micropali risulta funzione dell'altezza di scavo incontrata nei diversi tratti, ed è compresa tra i 6 e i 12 m. Si vedrà, inoltre, l'impiego di chiodi di ancoraggio passivo del tipo "Titan 30/11"; da uno a tre ordini, con una lunghezza variabile tra i 5 e gli 11 m ed un interasse tra i 0.66 m e i 2 m. Un riepilogo delle soluzioni adottate è riportato in

Tabella 9.1.

Volendo brevemente riassumere i diversi step progettuali, il primo passo ha visto la definizione della geometria delle opere di sostegno del terreno con carattere permanente, andando a cogliere le specificità di ciascun corpo scala e le caratteristiche dei diversi fronti di scavo. Definite le geometrie delle opere e la caratterizzazione geomeccanica e stratigrafica dei terreni nelle aree dei due corpi scala, si sono richiamati i criteri di calcolo e verifica dei diversi elementi costituenti, secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Per ciascuna paratia, è stata, quindi condotta un'analisi agli elementi finiti, secondo un approccio *plain strain*, e modellando le diverse fasi di realizzazione dell'opera: dalla condizione finale alla configurazione ultima in esercizio. Le analisi così svolte hanno permesso di definire le deformazioni e le sollecitazioni attese nei diversi elementi, da considerarsi ai fini del loro dimensionamento.

SOIL ENGINEERING SRL

Tabella 9.1 - Riepilogo delle caratteristiche dimensionali delle paratie di progetto.

Scala	Tratto	ØPerf. mm	ØTubolare mm	L _{micropali} m	Interasse m	Ordine chiodi	Interasse m	L _{chiodo} m
E	Paratia 1	250	149	12	0.33	1	2	11.0
						2	1	9.0
						3	2	9.0
	Paratia 2	250	149	10	0.33	1	2	9.0
						2	2	9.0
	Paratia 2bis	250	149	8	0.33	1	0.66	5.0
F	Paratia 3	250	149	6	0.33	1	2	5.0
	Paratia 3bis	250	149	6	0.33	1	0.66	5.0

COMUNE di TORINO

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo – Fondazioni

Allegato 7

Fondazioni - Micropali IRS Manica BCC

Prof. Massimo Majowiecki

Teatro Nuovo - Torino

Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo

Relazione di calcolo dei micropali IRS

Fondazioni esistenti e nuove zona ribassata della Manica BCC

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10006_REV00			Numero pagine 39		
0	26/06/2025	Prima Emissione	DM	AG	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

Soil Engineering Srl

Via San Vigilio, 1 – Piano 3° - Edif. A – 20142 Milano – Italia

T +39 02 89121714

Pec soilengineering@pec.it – W www.soil.engineering

*Organizzazione con sistema di gestione per la qualità certificato
da Dasa-R&gister S.p.A. in conformità alla UNI EN ISO 9001:2015*

Certificato n. IQ-0123-06

Indice

1.	INTRODUZIONE	3
2.	RIFERIMENTI	5
2.1	Normative e raccomandazioni	5
2.2	Documentazione di progetto	5
2.3	Riferimenti bibliografici	5
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFICA	6
3.1	Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici di riferimento	6
4.	TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI E CARICHI	8
4.1	Disposizione dei micropali	8
5.	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	11
5.1	Carichi considerati	11
5.2	Sollecitazioni verticali nei micropali	14
5.3	Azioni flessionali - studio con programma FEM 2D	15
6.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	21
6.1	Capacità portante dei micropali	21
6.2	Deformabilità verticale dei micropali	34
6.3	Verifica strutturale dei tubolari	37
7.	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI E LORO LICENZE	38
8.	CONCLUSIONI	39

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10006_REV00			Numero pagine 39		
0	26/06/2025	Prima Emissione	DM	AG	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

1. Introduzione

La presente relazione si inquadra nell'ambito del progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo di Torino, con lo scopo di fornire il dimensionamento geotecnico delle strutture di fondazione di alcuni plinti esistenti sul lato interno della Manica BCC, nella zona individuata in Figura 1.1.

A causa dell'approfondimento del piano di calpestio ai due lati dei plinti in esame, risulta necessario, per le strutture portate da tali plinti, realizzare un nuovo sistema di fondazione più profondo, sia nella fase provvisoria di costruzione, sia in relazione alla nuova configurazione di progetto delle opere circostanti.

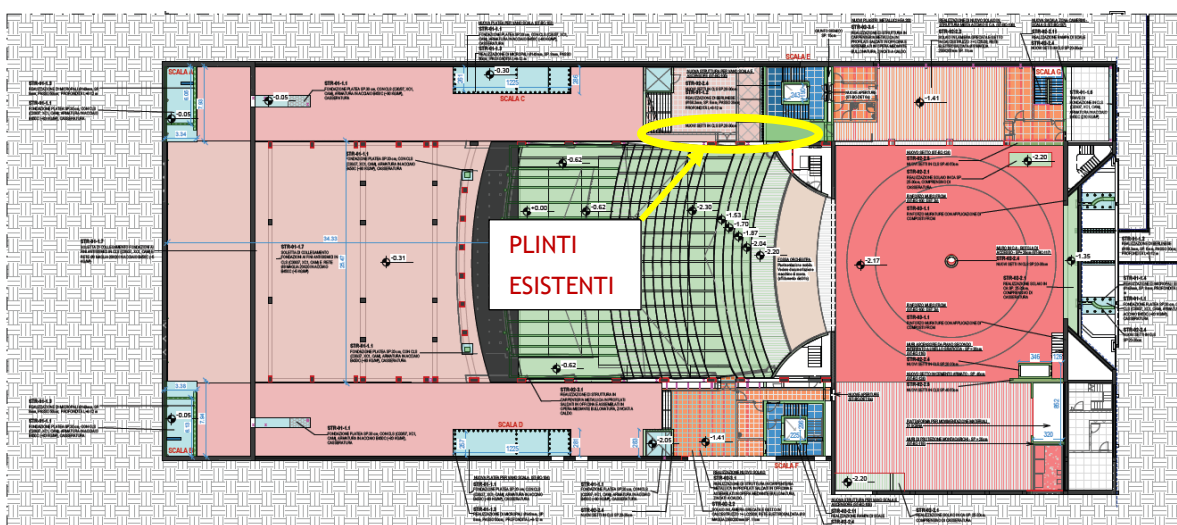


Figura 1.1 - Pianta del Teatro Nuovo con l'ubicazione dei plinti in esame

Per limitare al massimo la deformabilità nei confronti dei carichi verticali, la nuova fondazione sarà di tipo profondo, costituita da micropali armati con tubolare in acciaio; i micropali saranno inoltre di tipo IRS (iniezioni ripetute e selettive), prevedendo cioè iniezioni ad alta pressione entro una serie di valvole predisposte nella parte più profonda dell'armatura. Ciò fornisce una capacità portante molto superiore ed una deformabilità a parità di carico molto inferiore rispetto a micropali di pari lunghezza non eseguiti in pressione.

Il sistema di fondazione sarà collegato alle strutture esistenti in modo da realizzare un incastro. Ciascuna fondazione, che in fase provvisoria risulta sospesa sui micropali rispetto allo scavo circostante, sarà nella configurazione finale contrastata nelle diverse direzioni da solette orizzontali strutturali.

La Figura 1.2 mostra le colonne esistenti la cui fondazione è oggetto del presente documento, denominate secondo i nodi di calcolo del modello strutturale colonne "1690", "1776" e "1838".

La stessa soluzione di fondazione viene utilizzata per le due colonne delle nuove strutture della manica previste in immediata adiacenza ai plinti esistenti da rinforzare:

- Colonna "1763", che utilizza il medesimo sistema fondato su 10 micropali della colonne esistente "1776";
- Colonna "1708", che viene fondata su due micropali ad essa dedicati.

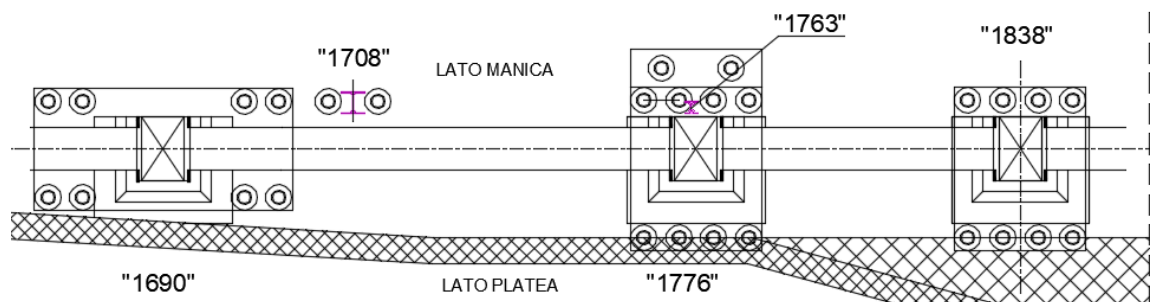


Figura 1.2 - Pianta delle fondazioni su micropali IRS oggetto del presente documento

Fasi transitorie di costruzione

Il sistema in esame è stato dimensionato con riferimento alle sollecitazioni fornite dal calcolo della struttura nella sua configurazione finale.

Per le fondazioni esistenti in esame, così come per tutte le altre strutture da conservare del teatro (pilastri, plinti, ecc...) per le quali le attività previste potrebbero comportare una temporanea variazione dello schema statico e, di conseguenza, delle sollecitazioni agenti su di esse e trasmesse alle strutture di fondazione, le fasi transitorie potrebbero potenzialmente risultare dimensionanti.

Sarà necessario sottoporre le verifiche condotte ad una revisione, alla luce degli aspetti sopra evidenziati e di nuove condizioni di carico più gravose che dovessero emergere.

Per anticipare almeno in parte questa fase di revisione, si è deciso di studiare il modello corrispondente allo scavo transitorio, applicando sollecitazioni orizzontali e flessionali maggiori di quelle derivanti dallo studio della struttura finale. A questo fine si sono applicate nella fase transitoria anche le massime azioni sismiche calcolate (che comportano carichi orizzontali e momenti oltre 10 volte superiori a quelle dei casi statici).

2. Riferimenti

Nel corso della presente relazione si farà riferimento alla documentazione di seguito riportata.

2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, Gazzetta ufficiale n.42 del 20 febbraio 2018.
- 2.1.2 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Circolare 21/01/2019, n.8 del C.S.LL.PP: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018". (circolare esplicativa alle NTC 2018).

2.2 Documentazione di progetto

Elaborati del progetto esecutivo

- 2.2.1 Soil Engineering Srl: Relazione di calcolo delle fondazioni - Corpi scala A, B, C, D, E, F, doc. MNF-005-DD-RP10001, Maggio 2025.
- 2.2.2 Soil Engineering Srl: Specifica esecutiva di micropali ripo IRS e IGU, doc. MNF-005-DD-RP10004, Giugno 2025.
- 2.2.3 MJW Structures: Reazioni alla base colonne Maniche R1.xls, ricevuto con email in data 20 Marzo 2025.

2.3 Riferimenti bibliografici

- 2.3.1 Associazione geotecnica italiana: *"Raccomandazioni sui pali di fondazione"*, Roma, Tipo-Lito Nicoletti, 1985.
- 2.3.2 Bustamante M., Doix. B, *"Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés"*, Bull. Liaison L.C.P.C, n. 140, Nov-Dec. 1985, Parigi.

3. Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica

La caratterizzazione dei terreni di interesse è tratta dalla relazione di progetto delle fondazioni (rif. [2.2.1]), con riferimento ai terreni presenti in prossimità della scala E.

Il sondaggio di riferimento più prossimo è il sondaggio S3.

Sono presenti i seguenti livelli:

- **Terreno di riporto (livello R)**

Terreno di riporto eterogeneo, costituito principalmente da una miscela di sabbia e limo con ghiaia sparsa. Sono presenti elementi lapidei e ciottoli. Lo spessore dello strato è variabile, da 1 metro a 4 metri.

- **Ghiaia sabbioso limosa (livello L1)**

Ghiaia sabbioso limosa, eterometrica, contenente rari ciottoli. Lo spessore varia da 7 m a 19 m.

- **Sabbia medio-fine, poco limosa (livello L2)**

Sabbia medio-fine, poco limosa, a tratti con ghiaietto e rari ciottoli. Lo spessore varia da 3 m a circa 9 m.

- **Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa (livello L3)**

Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa. Lo spessore varia da circa 7 m a oltre 12 m.

- **Ghiaia eterometrica limosa-sabbiosa, addensata (livello L4)**

Ghiaia eterometrica, sabbiosa, passante a sabbia. Lo spessore è pari circa a 7 m.

- **Argilla marnosa e marna argillosa (livello L5)**

Argilla limosa, compatta o dura, poco plastica. Lo strato non risulta essere interessato dalla realizzazione delle strutture di fondazione dei corpi scala.

3.1 Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici di riferimento

La stratigrafia locale di progetto, riferibile al sondaggio S3, è descritta in Tabella 3.1, dove z_1 e z_2 descrivono le quote iniziali e finali dello strato, con riferimento al livello 0 del piano campagna. Sulla

base dei risultati della relazione già citata si riassumono in Tabella 3.2 i parametri geotecnici di riferimento per ciascuno strato.

Tabella 3.1 - Descrizione stratigrafica del sondaggio S3.

Strato	z_1 (m)	z_2 (m)	sp. (m)
R	0.0	4.0	4.0
L1	4.0	13.8	9.8
L2	13.8	>20	>6.2

Tabella 3.2 - Parametri geotecnici di riferimento per la stratigrafia di progetto.

Strato	Descrizione	Parametri Geotecnici			
		γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	E (Mpa)
R	Terreno di riporto	18	28	2	20
L1	Ghiaia sabbioso limosa	19	38	0	55
L2	Sabbia medio-fine, poco limosa	18.5	37	0	52
L3	Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa	18.5	38	0	55
L4	Ghiaia eterometrica limosa-sabbiosa, addensata	18.5	38	0	55
L5	Argilla marnosa e marna argillosa	-	-	-	-

La falda si colloca a 17.9 m dal p.c. e non è raggiunta dai micropali.

4. Tipologia delle fondazioni e carichi

4.1 Disposizione dei micropali

La fondazione profonda di ciascuno dei plinti esistenti viene operata realizzando 8-10 micropali di tipo IRS eseguiti da quota di progetto -1.40 m (circa -1.63 m dal p.c. attuale), cui la colonna strutturale esistente viene collegata prima di procedere all'approfondimento dello scavo.

Lo schema tipologico dei micropali e del collegamento è rappresentato in sezione in Figura 4.1; il collegamento operato è di tipo incastrato, ottenuto tramite elementi d'acciaio passanti all'interno della colonna che risultano inseriti nel getto del dado anulare in calcestruzzo armato realizzato alla sommità dei micropali.

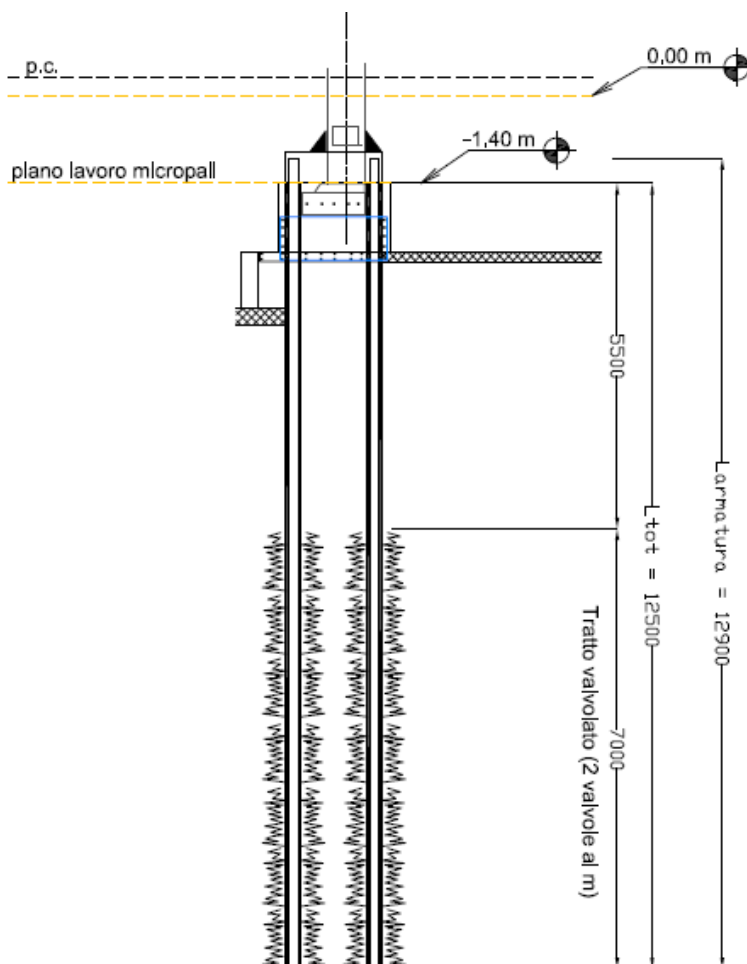


Figura 4.1 - Sezione schematica dei micropali e del plinto esistente

I micropali avranno un diametro di perforazione di 250 mm e lunghezza 12.5 m, e verranno armati con tubolari in acciaio S355 di diametro esterno $\varnothing_e = 149$ mm e spessore $s = 12.5$ mm. La guaina di rivestimento sarà costituita da malta o boiaccia di cemento, al fine di garantire il copriferro necessario sull'armatura.

Nella parte inferiore dell'armatura, per un'estensione di 7 m, vengono predisposte valvole ogni 0.5 m di profondità, che vengono iniettate singolarmente ad alta pressione secondo le procedure descritte nella specifica di Rif. [2.2.2].

La disposizione in pianta e in sezione dei tre plinti e la denominazione degli stessi nell'ambito del modello strutturale che ne ha determinato i carichi, sono mostrate in Figura 4.2.

In relazione ai vincoli imposti dalla struttura finale, i micropali presentano arrangiamenti differenti per i tre plinti:

- Plinto "1690": è prevista la realizzazione di 4 coppie di micropali, in posizione simmetrica rispetto all'asse della colonna, con mutuo interasse 33 cm;
- Plinto "1838": è prevista la realizzazione di due file di 4 micropali, con posizione non centrata rispetto all'asse della colonna;
- Plinto "1776": poiché il gruppo di micropali deve fungere anche da fondazione della nuova colonna della manica denominata "1763", l'arrangiamento prevede 4+4 pali analoghi a quelli del plinto "1838" più due ulteriori micropali destinati ad aumentare la capacità portante dal lato della colonna della manica.

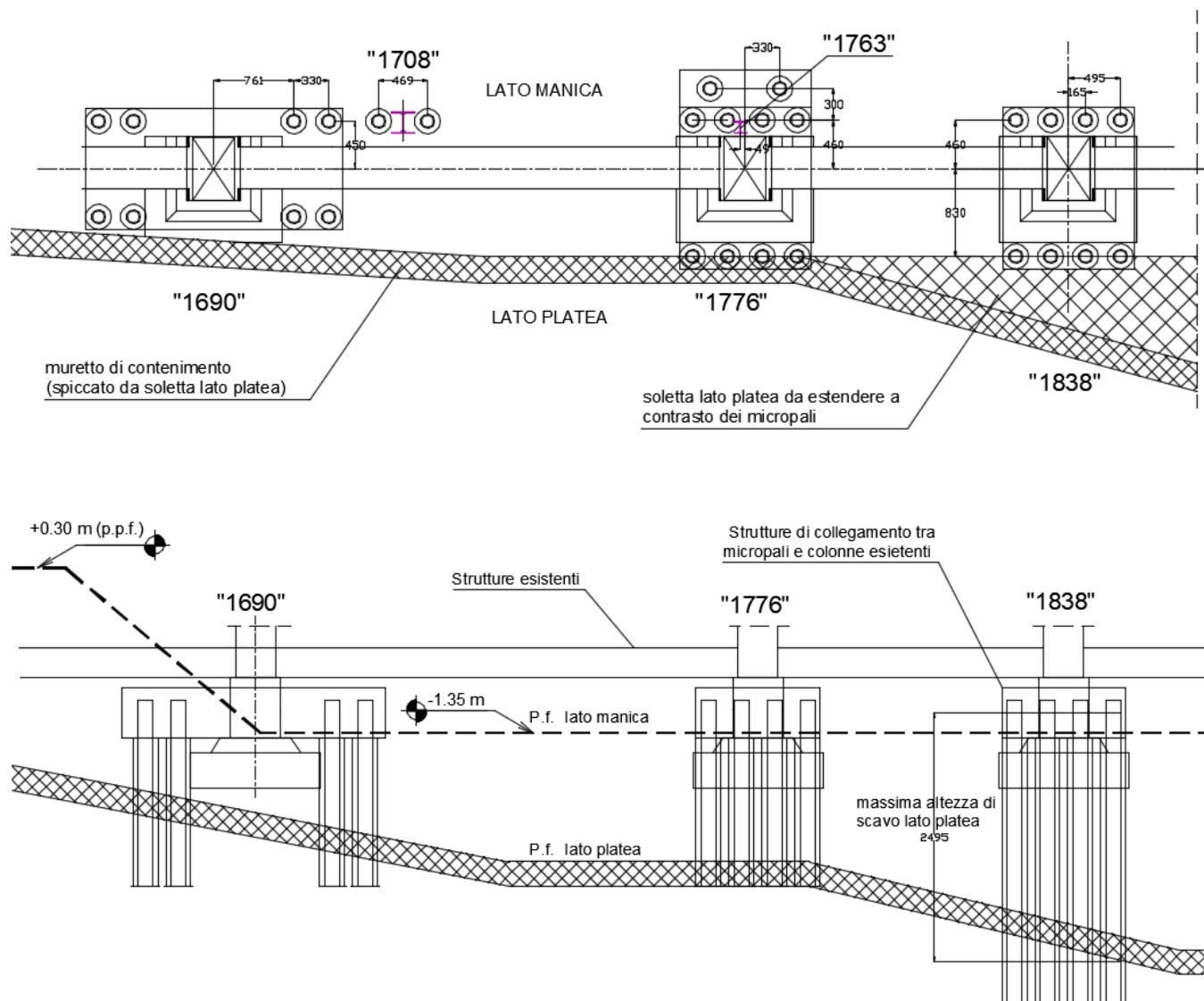


Figura 4.2 - Disposizione planimetrica dei micropali e sezione longitudinale

La medesima modalità di fondazione profonda viene adottata per l'altra colonna della Manica BCC posta dal lato platea, colonna "1708", che viene fondata su una coppia di micropali.

Nello studio delle fondazioni, poiché la distanza tra micropali è inferiore ai 3 diametri, viene considerato sia nella valutazione della capacità portante sia di quella della deformabilità, l'arrangiamento in gruppo dei pali, considerando i gruppi di 2, 4 e 6 pali utilizzati per le diverse colonne.

5. Analisi delle sollecitazioni di verifica

Le verifiche vengono condotte in due fasi:

- La fase di lavoro provvisoria, con gli scavi operati alla massima profondità (a favore di sicurezza si considera nel dimensionamento la profondità di scavo maggiore, che riguarda il plinto “1838” dal lato in cui vengono realizzati gli scavi per la soletta di base della platea);
- La fase a struttura finita, in cui i micropali di fondazione sono contrastati da un lato dalla soletta della platea e dagli altri lati dalla soletta di fondo della pavimentazione della Manica BCC. Anche in questo caso si analizza la geometria più critica della colonna “1838”, per la quale la soletta di contrasto lato platea assume la sua posizione più profonda.

5.1 Carichi considerati

Il sistema in esame è stato dimensionato con riferimento alle sollecitazioni fornite dal calcolo della struttura nella sua configurazione finale.

Per le fondazioni in esame, così come per tutte le altre strutture esistenti da conservare del teatro (pilastri, plinti, ecc...) per le quali le attività previste potrebbero comportare una temporanea variazione dello schema statico e, di conseguenza, delle sollecitazioni agenti su di esse e trasmesse alle strutture di fondazione, le fasi transitorie potrebbero potenzialmente risultare dimensionanti.

Sarà necessario sottoporre le verifiche condotte ad una revisione, alla luce degli aspetti sopra evidenziati e di nuove condizioni di carico più gravose che dovessero emergere.

I carichi trasmessi in fondazione dalle diverse colonne sono stati definiti a partire dai valori delle reazioni vincolari alla base degli stessi forniti dal progettista delle strutture (rif.[2.2.3]), riferiti alla struttura nella configurazione finale, che vengono qui riassunti in Tabella 5.1 (condizioni SLU statiche) e Tabella 5.2 (condizioni sismiche).

Si riportano i valori delle azioni e dei momenti allo Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per ciascuna colonna considerata e combinazione di calcolo. Si evidenziano, inoltre, le combinazioni associate al caso SLU più critico e le combinazioni SLV risultanti nei valori massimi di azione flettente M_x e M_y , nelle due direzioni.

Le azioni agenti sono riferite allo spiccatto colonna, ed il loro punto di applicazione coincide con il centro della colonna. Le direzioni x e y sono riferibili rispettivamente all'asse longitudinale e trasversale della manica; la convenzione adottata sui segni di forze e momenti è riportata in Figura 5.1.

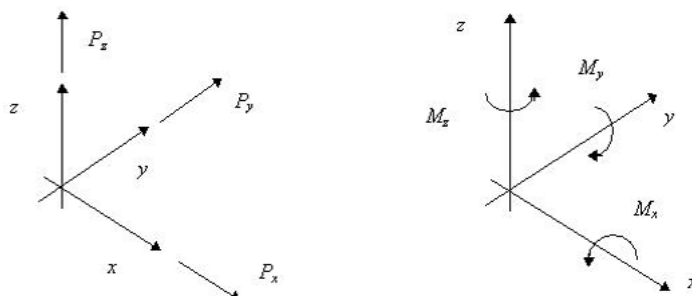


Figura 5.1 - Convenzione sui segni di forze e momenti.

Tabella 5.1 - Carichi SLU trasmessi in fondazione

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO								COLONNE ESISTENTI - LATO INTERNO							
Nodo	Comb.	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Nodo	Comb.	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1708	1	0	0	136.6	0	0	0	1838	1	0.2	-0.1	270.3	0.3	0.2	0
	2	0	0	349.8	0.1	0	0		2	0.3	-0.3	545.9	1.5	0.3	0
	3	0	0	580.7	0.1	0	0		3	0.3	-0.4	545.7	2.2	0.3	0
	4	0	0	385.1	0.1	0	0		4	0.5	-0.4	748.7	1.9	0.6	0
	5	0	0	598.3	0.1	0	0		5	0.4	-0.5	647	2.3	0.5	0
	6	0	0	605.9	0.1	0	0		6	0.4	-0.5	666.4	2.4	0.5	0
	7	0	0	392.6	0.1	0	0		7	0.5	-0.4	768	2	0.6	0
max		0	0	605.9	0.1	0	0	max		0.5	-0.1	768	2.4	0.6	0
min		0	0	136.6	0	0	0	min		0.2	-0.5	270.3	0.3	0.2	0
1763	1	0	0	123.6	0	0	0	1776	1	-0.7	-0.1	273.7	0.5	-1.4	0
	2	0	0	318.1	0	0	0		2	-0.8	-0.4	564.4	1.6	-1.6	0
	3	0	0	528.4	0	0	0		3	-0.8	-0.6	564.7	2.5	-1.5	0
	4	0	0	350.3	0	0	0		4	-0.7	-0.4	701.9	1.9	-1.4	0
	5	0	0	544.5	0	0	0		5	-0.8	-0.6	633.4	2.6	-1.4	0
	6	0	0	551.4	0	0	0		6	-0.8	-0.6	653.8	2.6	-1.5	0
	7	0	0	357.2	0	0	0		7	-0.7	-0.4	722.3	1.9	-1.4	0
max		0	0	551.4	0	0	0	max		-0.7	-0.1	722.3	2.6	-1.4	0
min		0	0	123.6	0	0	0	min		-0.8	-0.6	273.7	0.5	-1.6	0
								1690	1	-0.1	-0.2	285.4	0.6	-0.3	0
									2	-0.2	-0.4	643.4	1.7	-0.5	0
									3	-0.2	-0.6	643.5	2.5	-0.5	0
									4	-0.2	-0.5	770.1	1.9	-0.5	0
									5	-0.3	-0.6	706.8	2.6	-0.5	0
									6	-0.3	-0.7	731.9	2.7	-0.6	0
									7	-0.2	-0.5	795.2	1.9	-0.5	0
								max		-0.1	-0.2	795.2	2.7	-0.3	0
								min		-0.3	-0.7	285.4	0.6	-0.6	0

Tabella 5.2 - Carichi SLV trasmessi in fondazione

COLONNE METALLICHE NUOVE - LATO INTERNO								COLONNE ESISTENTI - LATO INTERNO								
Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz	Nodo	Comb.	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
1708	8	0.1	-0.2	353.4	0.6	-0.3	0	1838	8	-3.9	8.6	481.2	-23.5	-11.7	3.9	
	9	0.1	-0.2	349.4	0.6	-0.3	0		9	-3.9	8.7	472.6	-23.7	-11.6	3.9	
	10	-0.1	0.2	352.5	-0.4	0.2	0		10	4.3	-9.2	367	26.6	12.1	-3.9	
	11	-0.1	0.2	348.6	-0.5	0.2	0		11	4.3	-9.2	358.5	26.4	12.1	-3.9	
	12	0	-0.4	352.8	1.1	-0.1	0		12	-1.9	20.6	453.7	-52.5	-5.5	8.4	
	13	0	-0.4	348.8	1.1	-0.1	0		13	-1.8	20.7	445.2	-52.7	-5.4	8.4	
	14	0	0.4	353.1	-1	0.1	0		14	2.2	-21.2	394.5	55.6	5.9	-8.4	
	15	0	0.4	349.2	-1	0.1	0		15	2.3	-21.2	385.9	55.4	5.9	-8.4	
	16	0	-0.2	357.6	0.4	-0.1	0		16	-1.2	6.5	454.1	-16.5	-3.9	2.8	
	17	0	0.1	357.5	-0.3	0.1	0		17	1.6	-7.3	414.1	20	4.2	-2.8	
	18	0	-0.2	344.4	0.4	-0.1	0		18	-1.2	6.7	425.6	-17.1	-3.8	2.9	
	19	0	0.1	344.3	-0.3	0.1	0		19	1.6	-7.1	385.5	19.4	4.3	-2.8	
max		0.1	0.4	357.6	1.1	0.2	0	max		4.3	20.7	481.2	55.6	12.1	8.4	
min		-0.1	-0.4	344.3	-1	-0.3	0	min		-3.9	-21.2	358.5	-52.7	-11.7	-8.4	
1763	8	0	0	320.5	0.1	0	0	1776	8	-4.6	-3.9	372.6	14	-12.8	2.7	
	9	0	0	316.8	0.1	0	0		9	-4.6	-3.8	363.6	13.9	-12.8	2.7	
	10	0	0	321.7	-0.1	0	0		10	3.3	3.1	504.9	-10.7	10.4	-2.7	
	11	0	0	317.9	-0.1	0	0		11	3.3	3.1	495.9	-10.8	10.4	-2.7	
	12	0	-0.1	320.3	0.2	0	0		12	-2.7	-6.3	404.4	29.4	-6.9	6.5	
	13	0	-0.1	316.6	0.2	0	0		13	-2.7	-6.3	395.3	29.4	-6.9	6.5	
	14	0	0.1	321.8	-0.1	0	0		14	1.4	5.6	473.2	-26.2	4.5	-6.5	
	15	0	0.1	318.1	-0.1	0	0		15	1.4	5.6	464.2	-26.2	4.5	-6.5	
	16	0	0	325.2	0.1	0	0		16	-2	-2.6	426.1	11	-5.2	2.1	
	17	0	0	325.8	0	0	0		17	0.7	1.7	472.5	-7.6	2.8	-2.1	
	18	0	0	312.7	0.1	0	0		18	-2	-2.5	396	10.7	-5.1	2.1	
	19	0	0	313.3	0	0	0		19	0.8	1.9	442.5	-7.8	2.9	-2.1	
max		0	0.1	325.8	0.2	0	0	max		3.3	5.6	504.9	29.4	10.4	6.5	
min		0	-0.1	312.7	-0.1	0	0	min		-4.6	-6.3	363.6	-26.2	-12.8	-6.5	
								1690	8	-3.6	-6	502.4	14.1	-10.6	-0.6	
									9	-3.6	-5.9	491.5	14.1	-10.6	-0.6	
									10	3.3	5.1	498.4	-10.8	9.8	0.6	
									11	3.3	5.2	487.5	-10.9	9.8	0.6	
									12	-1.8	-8.8	500.4	23.4	-5	-1.1	
									13	-1.8	-8.7	489.5	23.3	-4.9	-1.1	
									14	1.5	7.9	500.4	-20	4.1	1	
									15	1.5	8	489.5	-20.1	4.2	1	
									16	-1.4	-3.7	513.6	9.7	-3.8	-0.4	
									17	1	2.7	512.6	-6.1	3	0.3	
									18	-1.3	-3.5	477.3	9.4	-3.7	-0.4	
									19	1	2.9	476.3	-6.4	3.1	0.4	
									max		3.3	8	513.6	23.4	9.8	1
									min		-3.6	-8.8	476.3	-20.1	-10.6	-1

5.2 Sollecitazioni verticali nei micropali

Viene determinata la sollecitazione verticale massima per i diversi plinti considerati e per i pali dei diversi gruppi di micropali (gruppi di 2, 4 e 6 micropali).

Il calcolo del carico assiale N_i nei pali è stato condotto mediante il metodo elastico, determinando la rigidezza J_y e J_x della palificata rispetto al suo baricentro nelle due direzioni e ricavando le azioni assiali del palo tramite la formula:

$$N_i = N/n \pm M_x \cdot y_i/J_y \pm M_y \cdot x_i/J_x$$

dove:

N = carico verticale

M_x, M_y = momento rispetto al baricentro della palificata

n = numero pali;

y_i, x_i = distanza del palo i -esimo dal baricentro della palificata.

J_y = $\sum y_i^2$ rigidezza della palificata nella direzione y

J_x = $\sum x_i^2$ rigidezza della palificata nella direzione x

Per ricavare le massime azioni si considerano i pali con massime distanze x e y rispetto al baricentro. Nella Tabella 5.3 sono riportati, per le condizioni di massima sollecitazione e per i diversi plinti e gruppi di micropali di fondazione, i massimi carichi verticali in condizioni SLU (ai carichi forniti dal calcolo strutturale è stata aggiunta una eccentricità di 0.02 m nella direzione peggiore per ciascun gruppo di micropali, sia in senso longitudinale che trasversale).

Sono mostrati i valori dovuti ai diversi carichi dalle colonne e, per il plinto centrale, l'effetto congiunto delle colonne 1776+1763.

Nella Tabella 5.4 sono riportati i valori determinati nel caso sismico (cautelativamente associando massima azione assiale e massimi momenti). I valori così ottenuti sono comunque sempre inferiori a quelli calcolati nelle condizioni SLU, che risultano dimensionanti per la capacità portante.

Tabella 5.3 - Carichi trasmessi in fondazione in condizioni SLU

PLINTO	fila	n	Ntot (kN)	Mx (kN/m)	Mx trasp (kNm)	Mx,tot (kNm)	My (kNm)	My trasp (kNm)	My,tot (kNm)	n	yi (m)	Jy (m2)	xi (m)	Jx (m2)	Ni (kN)
1690	int	8	795	15.90	0.00	15.90	15.90	0.00	15.90	8	0.46	1.6928	1.09	7.06	106.15
1690	est	8	795	-15.90	0.00	-15.90	-15.90	0.00	-15.90	8	0.46	1.6928	1.09	7.06	106.15
1776	int	10	722.3	14.45	2.89	17.34	14.45	0.00	14.45	10	0.834	4.75704	0.495	1.3068	80.74
1776	est	10	722.3	-14.45	2.89	-11.56	-14.45	0.00	-14.45	10	0.756	4.75704	0.495	1.3068	68.59
1763	int	10	551	11.02	-213.79	-202.77	11.02	27.00	38.02	10	0.834	4.75704	0.495	1.3068	105.05
1763	est	10	551	-11.02	-213.79	-224.81	-11.02	27.00	15.98	10	0.756	4.75704	0.495	1.3068	96.88
1838	int	8	768	15.36	-142.08	-126.72	15.36	0.00	15.36	8	0.645	3.3282	0.495	1.089	127.54
1838	est	8	768	-15.36	-142.08	-157.44	-15.36	0.00	-15.36	8	0.645	3.3282	0.495	1.089	119.53
1708	-	2	605.9	0.00	0.00	0.00	12.12	0.00	12.12	2	0	0	0.2345	0.109981	328.79
1776+1763	int														185.79
1776+1763	est														165.47

Int = lato platea; est = lato manica

Tabella 5.4 - Carichi trasmessi in fondazione in condizioni SLV

PLINTO		n	Ntot (kN)	Mx (kN/m)	Mx trasp (kNm)	Mx,tot (kNm)	My (kNm)	My trasp (kNm)	My,tot (kNm)	n	yi (m)	Jy (m2)	xi (m)	Jx (m2)	Ni (kN)
1690	int	8	513.6	23.40	0.00	23.40	5.00	0.00	5.00	8	0.46	1.6928	1.09	7.06	71.33
1690	est	8	513.6	-23.40	0.00	-23.40	5.00	0.00	5.00	8	0.46	1.6928	1.09	7.06	71.33
1776	int	10	504.9	29.40	2.02	31.42	6.90	0.00	6.90	10	0.834	4.75704	0.495	1.3068	58.61
1776	est	10	504.9	-29.40	2.02	-27.38	6.90	0.00	6.90	10	0.756	4.75704	0.495	1.3068	57.45
1763	int	10	325.8	0.20	-126.41	-126.21	0.00	15.96	15.96	10	0.834	4.75704	0.495	1.3068	60.75
1763	est	10	325.8	-0.20	-126.41	-126.61	0.00	15.96	15.96	10	0.756	4.75704	0.495	1.3068	58.75
1838	int	8	481.2	55.60	-89.02	-33.42	5.90	0.00	5.90	8	0.645	3.3282	0.495	1.089	69.31
1838	est	8	481.2	-55.60	-89.02	-144.62	5.90	0.00	5.90	8	0.645	3.3282	0.495	1.089	90.86
1708	-	2	357.6	0.00	0.00	0.00	7.15	0.00	7.15	2	0	0	0.2345	0.109981	194.05
1776+1763	int														119.37
1776+1763	est														116.20

Int = lato platea; est = lato manica

5.3 Azioni flessionali - studio con programma FEM 2D

Il calcolo delle sollecitazioni flessionali è condotto considerando il plinto “1838” che si trova nella condizione geometricamente più sfavorevole, in quanto contrastato, dal lato platea, alla quota più profonda. Le sollecitazioni di taglio e flessione più significative sono pure quelle applicate in corrispondenza dello stesso plinto, nelle condizioni sismiche, come mostrato dalle precedenti tabelle del paragrafo 5.1.

Anche in questo caso l’analisi ha riguardato:

- la fase provvisoria, con i micropali non contrastati;
- la fase finale, con i micropali contrastati dalle solette lato platea e lato manica (inserendo le azioni, cautelativamente, nella direzione del contrasto più profondo).

Come già anticipato nel paragrafo 5.1, la verifica della fondazione viene operata considerando i carichi derivanti dallo studio della struttura nella configurazione finale, assumendo che le fasi transitorie che riguardano la demolizione e ricostruzione di nuove strutture non sia tale da avere ricadute sugli schemi statici strutturali durante tale fase.

Questa condizione deve essere analizzata e validata in sede di progetto costruttivo. Qualora dalle fasi transitorie dovessero risultare stati di sollecitazione potenzialmente dimensionanti, essi dovranno essere definiti e le verifiche delle strutture esistenti da essi interessate e delle loro fondazioni, dovranno essere riviste.

Le analisi FEM sono state condotte con due modelli distinti:

- la fase provvisoria, con i micropali non contrastati, la cui mesh di verifica è rappresentata in Figura 5.2;
- la fase finale, contrastata dalla soletta strutturale più profonda, la cui mesh di verifica è mostrata in Figura 5.3.

In entrambi i casi il modello è bidimensionale, tale da rappresentare la rigidezza del sistema per metro lineare quindi, per un interasse di 33 cm, riferibile alla rigidezza di 3 tubolari metallici per ciascun lato:

$$A = 53.59 \times 3 = 160.77 \text{ cm}^2 \quad EA = 3376170 \text{ kN}$$

$$J = 1258.67 \times 3 = 3776 \text{ cm}^4 \quad EJ = 7929 \text{ kNm}^2$$

I carichi esterni vengono applicati nella quota riferibile ai 3 micropali modellati: il carico esercitato dalla colonna viene quindi applicato per un fattore $\frac{3}{4}$.

Il massimo carico orizzontale applicato è costituito dal carico sismico, tratto dalla Tabella 5.2 (colonna 1838, CC14); la quota per m di struttura (3 micropali) è:

$$H = 21.2 \times \frac{3}{4} = 15.9 \text{ kN/m}$$

$$M = 55.6 \times \frac{3}{4} = 41.7 \text{ kNm} \quad \text{applicato come una coppia di forze verticali con braccio relativo } 0.92 \text{ m (} = 41.7/0.92 = 45.33 \text{ kNm).}$$

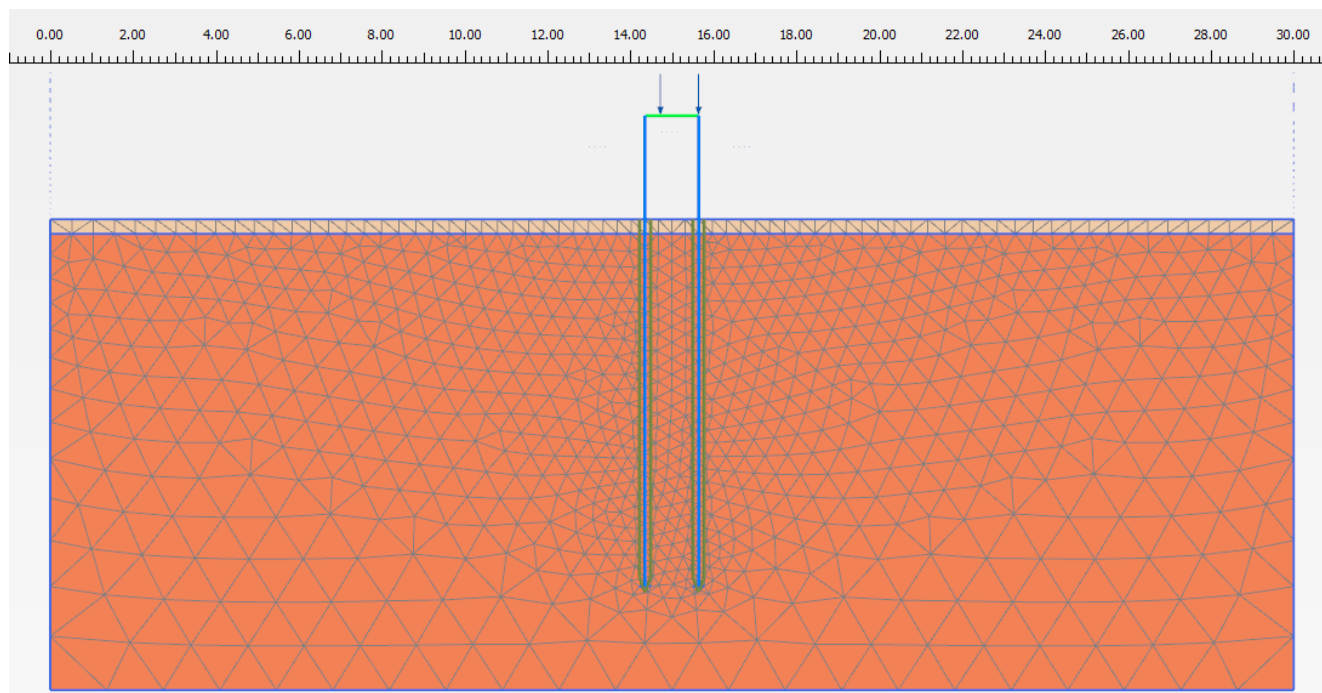


Figura 5.2 - Mesh di calcolo del modello 2D per la fase provvisoria (configurazione di massimo scavo).

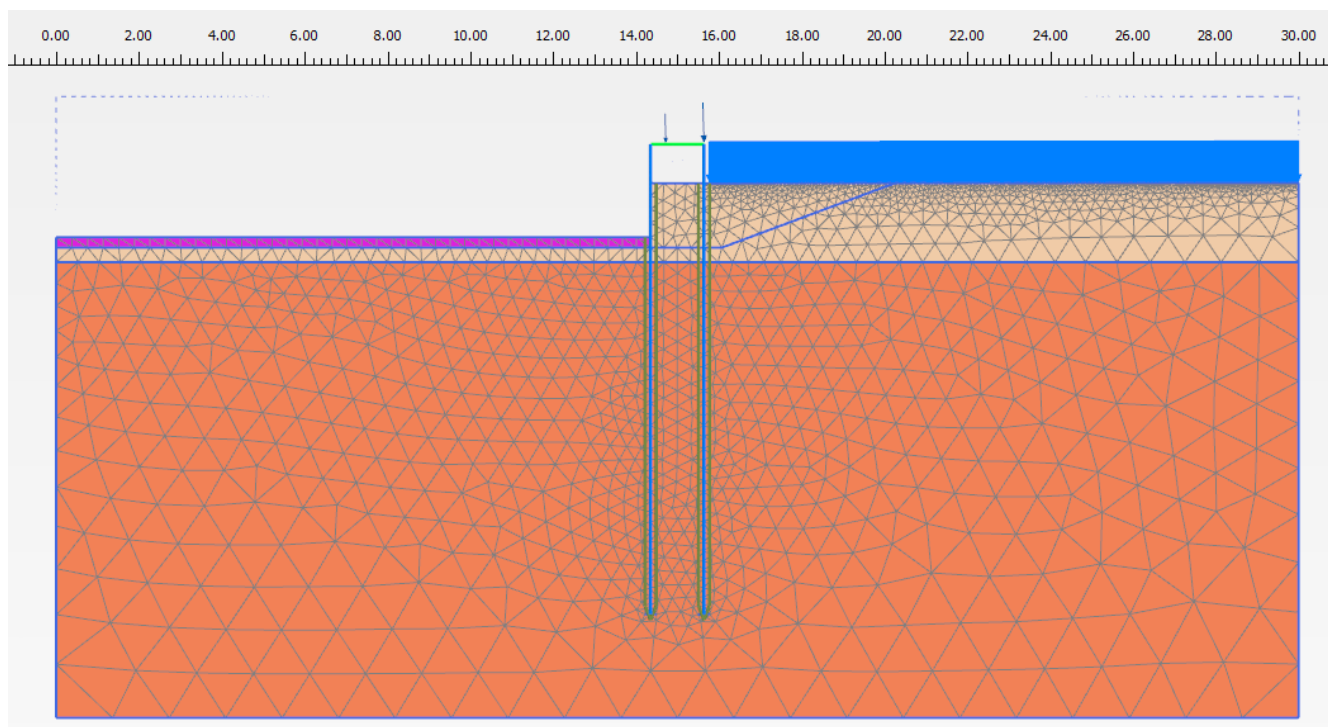


Figura 5.3 - Mesh di calcolo del modello 2D per la fase finale (modello nella configurazione finale, con soletta di contrasto costruita e sovraccarichi di progetto lato manica).

Modello di studio per la fase provvisoria

Le fasi di calcolo sono di seguito elencate:

- Ricostruzione dello stato di sforzo iniziale con piano campagna a +0.23 m;
- Scavo localizzato per esecuzione dei micropali;
- Realizzazione dei micropali;
- Realizzazione della struttura di collegamento dei micropali;
- Affidamento alla nuova struttura dei carichi della colonna (massimi carichi N, centrati sulla colonna);
- Scavo massimo (a quota -3.65 m)
- Applicazione di carichi sismici (orizzontali e verticali).

Nota: il carico da applicare in condizioni statiche è molto modesto e pari a circa 1/10 del massimo carico sismico. L'applicazione del carico sismico in fase transitoria è stato condotto a fini di semplice valutazione della capacità del sistema strutturale della fondazione nella fase transitoria nei confronti dei carichi orizzontali applicati dalla struttura.

Nella Tabella 5.5 sono riportati i valori delle azioni risultanti sulle file di micropali (per m), per le diverse fasi, in termini di:

- Azione assiale massima a compressione;
- Taglio totale massimo T_{max} lungo il palo;
- Momento totale risultante massimo M_{max} lungo il palo.

Le sollecitazioni SLU flessionali e di taglio per micropalo si ottengono moltiplicando per l'interasse e per il fattore γ_f (1.3 per le condizioni SLU e 1.0 per la condizione sismica).

Tabella 5.5 - Modello fase provvisoria - Sollecitazioni calcolate nei micropali

Analisi modello fase provv.	Valori di calcolo: azioni per metro				Azioni per micropalo			Azioni SLU per micropalo		
	Nmax (kN/m)	Tmax (kN/m)	Mmax (kNm/m)	Spost H (mm)	Nmax (kN)	Tmax (kN)	Mmax (kNm)	Nmax (kN)	Tmax (kN)	Mmax (kNm)
applicazione carico	361.6	15.51	10.40	0.50	120.53	5.17	3.47	120.53	6.72	4.51
scavo a -3.65 m	374.2	3.44	4.08	2.30	124.73	1.15	1.36	124.73	1.49	1.77
carico colonna verso manica	289.4	9.10	13.93	8.50	96.47	3.03	4.64	96.47	3.03	4.64
carico colonna verso platea	188.9	9.02	15.93	-3.20	62.97	3.01	5.31	62.97	3.01	5.31

Modello di studio per la fase finale

Le fasi di calcolo sono di seguito elencate:

- Ricostruzione dello stato di sforzo iniziale con piano campagna a +0.23 m;
- Scavo localizzato per esecuzione dei micropali;
- Realizzazione dei micropali;
- Realizzazione della struttura di collegamento dei micropali;
- Affidamento alla nuova struttura dei carichi della colonna (massimi carichi N, centrati sulla colonna);
- Scavo massimo (a quota -3.65 m), sul lato platea;
- Realizzazione della soletta della platea;
- Riempimento lato manica a quota -2.08 m (quota appoggio della soletta strutturale);
- Applicazione di carichi applicati dal lato manica: permanenti (10.5 kPa) e accidentali (5 kPa);
- Applicazione dei massimi carichi orizzontali e flessionali (carichi sismici orizzontali e verticali);

Si nota che nel modello, a favore di sicurezza, non è stato considerato il vincolo orizzontale (a trazione) realizzato dalla soletta lato manica; inoltre la quota di spinta delle terre dal lato manica verso il lato platea è stata affidata agli stessi micropali.

Nella Tabella 5.6 sono riportati i valori delle azioni risultanti sulle file di micropali (per m), per le diverse fasi, in termini di:

- Azione assiale massima a compressione;
- Taglio totale massimo T_{max} lungo il palo;
- Momento totale risultante massimo M_{max} lungo il palo.

Le sollecitazioni SLU flessionali e di taglio per micropalo si ottengono moltiplicando per l'interasse e per il fattore γ_f (1.3 per le condizioni SLU e 1.0 per la condizione sismica). Il sovraccarico accidentale è stato inserito con fattore $1.5/1.3=1.153$.

Tabella 5.6 - Modello fase finale - Sollecitazioni calcolate nei micropali

Analisi modello fase finale	Valori di calcolo: azioni per metro				Azioni per micropalo			Azioni SLU per micropalo		
	Nmax (kN/m)	Tmax (kN/m)	Mmax (kNm/m)	Spost H (mm)	Nmax (kN)	Tmax (kN)	Mmax (kNm)	Nmax (kN)	Tmax (kN)	Mmax (kNm)
scavo a -3.65 m	373.7	4.34	4.82	1.29	124.57	1.45	1.61	124.57	1.88	2.09
riempimento manica	382.6	6.74	5.27	1.00	127.53	2.25	1.76	127.53	2.92	2.28
applicazione sovraccarichi	383.1	9.35	7.05	1.00	127.70	3.12	2.35	127.70	4.05	3.06
carico colonna verso platea	196.4	15.20	14.34	-1.70	65.47	5.07	4.78	65.47	5.07	4.78
carico colonna verso manica	293.2	10.78	8.65	2.80	97.73	3.59	2.88	97.73	3.59	2.88

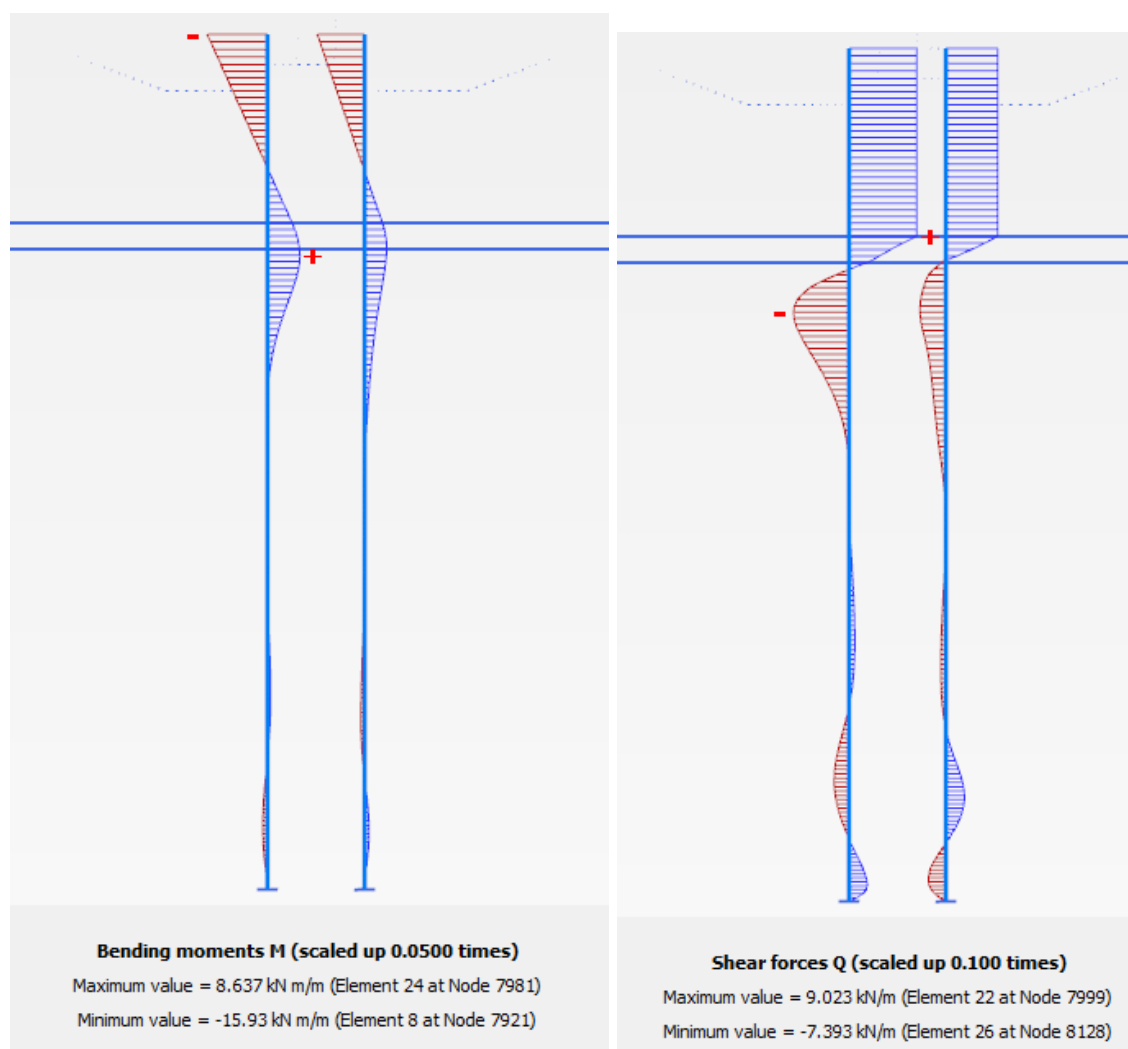


Figura 5.4 - Diagrammi di taglio e momento massimo - Modello provvisorio - Fase di carico verso platea

6. Verifiche geotecniche e strutturali

Valutate le azioni risultanti sui micropali, vengono ora illustrate le verifiche geotecniche e strutturali condotte ai fini del loro dimensionamento, in accordo alle indicazioni normative (rif. [2.1.1]).

6.1 Capacità portante dei micropali

La verifica di capacità portante della palificata è condotta per le condizioni SLU e SLV, per cui si richiede che venga verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d indica il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica dovrà essere condotta utilizzando la combinazione di calcolo A1+M1+R3 per il caso SLU, impiegando opportuni coefficienti parziali sulle azioni, sui parametri geotecnici e sulle resistenze di progetto. Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche dovranno essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti sulle azioni e sui parametri geotecnici. Rimane, invece, valida l'adozione dei coefficienti parziali sulle resistenze.

Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto R_d verranno, invece, definite a partire dai corrispettivi valori caratteristici R_k , applicando i coefficienti di riduzione γ_R :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Nel caso dei pali trivellati, i valori dei coefficienti γ_R , validi per gli stati limite statici e sismici, sono riportati in Tabella 6.1.

Tabella 6.1 - Set di coefficienti parziali γ_R (rif. [2.1.1]).

Resistenza	R3 γ_R
Base	1.35
Laterale in compressione	1.15
Laterale in trazione	1.25

I valori di resistenza caratteristica R_k si ottengono come:

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{(R_c)_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_c)_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Dove:

- R_c resistenza a compressione (o a trazione) ultima calcolata a partire dai parametri geotecnici (rispettivamente da stratigrafia con parametri medi o minimi);
 ξ_3, ξ_4 coefficienti di fattorazione dipendenti dal numero di verticali indagate.

Nel caso in esame, considerando utili alla caratterizzazione del volume significativo di terreno tutti i 5 sondaggi geognostici disponibili, è possibile adottare i seguenti valori dei coefficienti ξ :

$$\xi_3 = 1.5 \quad \xi_4 = 1.24$$

Nel caso SLU, il calcolo della resistenza a compressione (e a trazione) ultima viene eseguito assumendo i valori dei parametri geotecnici caratteristici, fattorati per il set di coefficiente parziali γ_M . Nel caso del set M1, questi assumono valori unitari, come riportato in Tabella 6.2.

Tabella 6.2 - Set di coefficienti parziali γ_M (rif. [2.1.1]).

Resistenza	R3 γ_R
$\tan \varphi'$	1.0
c'	1.0
c_u	1.0
γ	1.0

La resistenza a compressione ultima calcolata R_c è data da un contributo di base ed uno laterale:

$$R_c = R_{b\,ult} + R_{s\,ult}$$

Essendo:

- $R_{b\ ult}$ capacità portante di base;
- $R_{s\ ult}$ capacità portante laterale;

È quindi possibile valutare i due contributi resistenti, con riferimento alle seguenti formulazioni:

- $R_{b\ ult} = q N_q A_b$
- $R_{s\ ult} = \pi D \cdot \sum_0^{z_b} \tau_z \cdot \Delta z;$

dove:

τ_z = $c' + \sigma'_{vz} \cdot K_s \cdot \tan \delta;$ per il tratto non iniettato in pressione

τ_z = p_l definito da Bustamante e Doix per il tratto iniettato in pressione

D = diametro del palo (= diametro di perforazione Ø250 mm nella parte alta; = diametro reso dalle iniezioni IRS = $250 \times \alpha = 325$ mm per $\alpha = 1.3$ nella parte inferiore iniettata tramite valvole);

c' = coesione efficace;

δ = angolo di attrito palo-terreno;

K_s = coeff. di spinta orizzontale, funzione della tecnologia di realizzazione del palo;

σ'_{vz} = pressione verticale efficace a quota z ;

Δz = intervallo di calcolo della sommatoria;

z_b = quota della punta del palo da p.c.;

A_b = area di base del palo;

q = pressione verticale efficace geostatica, a livello della punta;

N_q = coefficiente di capacità portante. Nel presente caso viene a favore di sicurezza trascurata la capacità di punta del micropalo, assumendo $N_q = 0$.

φ' = angolo di attrito del terreno

P_l = valore definito in accordo al metodo proposta da Bustamante e Doix (rif. 2.3.1]) per iniezioni ripetute e selettive IRS. Con riferimento alle curve proposte dagli autori per strati ghiaiosi e sabbiosi, alle caratteristiche dei materiali incontrati e alla tecnologia di iniezione dei

micropali, si adotta cautelativamente un valore costante di τ pari a 180 kPa, mobilizzato in corrispondenza del tratto valvolato, al di sotto dei 5.5 m da testa palo (Figura 6.1, curva SG1).

α = fattore di sbulbamento consentito a causa dell'impiego di tecnologie in pressione; il valore utilizzato ($=1.3$) è cautelativo e ben inferiore al valore proposto da Bustamante e Doix per terreni sabbiosi e ghiaiosi

Nel caso in esame e nell'ipotesi di pali trivellati, l'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) suggerisce di adottare per il coefficiente K_s di spinta laterale dei terreni un valore pari a 0.7 (rif. [2.3.1]). Sempre l'AGI indica di adottare un valore dell'angolo di attrito palo-terreno δ pari a φ' . A fini cautelativi, si è deciso di assumere un valore di $\delta = 2/3 \varphi'$. Sono state, inoltre, considerate delle limitazioni sulla resistenza laterale unitaria (150 kPa).

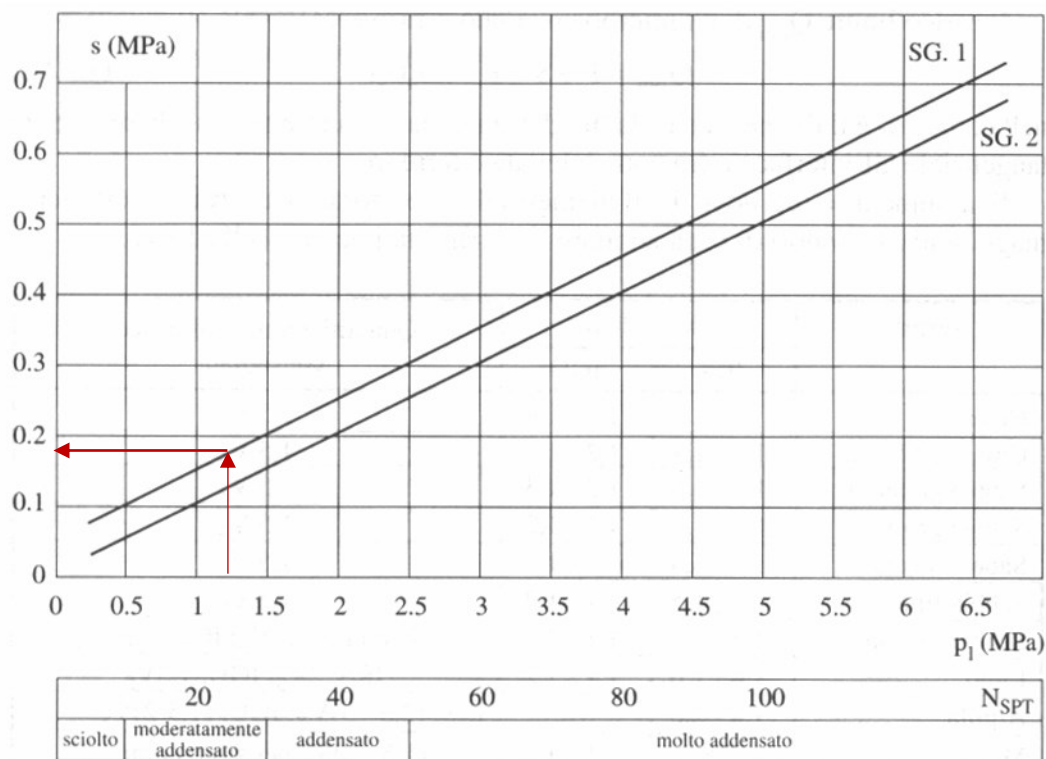


Figura 6.1 - Abaco per il calcolo della tensione tangenziale per sabbie e ghiaie (rif. [2.3.1]).

I calcoli vengono effettuati per micropalo singolo e per i gruppi di 2, 4 e 6 micropali realizzati per i diversi plinti; per i gruppi il calcolo è effettuato considerando un diametro equivalente del palo pari al perimetro invilupante il gruppo, diviso per il numero di pali che lo compone, cioè:

Gruppo di 2 pali	tratto a caduta	$P = 0.33 \times 2 + 0.25 \times \pi = 1.445 \text{ m}$	$\emptyset_{eq} = 0.23 \text{ m}$
	tratto iniettato	$P = 0.33 \times 2 + 0.325 \times \pi = 1.68 \text{ m}$	$\emptyset_{eq} = 0.267 \text{ m}$
Gruppo di 4 pali	tratto a caduta	$P = 2.76 \text{ m}$	$\emptyset_{eq} = 0.22$
	tratto iniettato	$P = 3.00 \text{ m}$	$\emptyset_{eq} = 0.238$
Gruppo di 6 pali	tratto a caduta	$P = 3.09 \text{ m}$	$\emptyset_{eq} = 0.164 \text{ m}$
	tratto iniettato	$P = 3.33 \text{ m}$	$\emptyset_{eq} = 0.176 \text{ m}$

In Figura 6.2 ÷ Figura 6.5 sono riportati gli andamenti delle resistenze così ottenute in funzione della lunghezza del palo per il palo singolo ed i diversi gruppi di pali.

I valori numerici delle suddette curve sono, invece, riportati nelle corrispondenti Tabella 6.3 ÷ Tabella 6.6.

A favore di sicurezza il calcolo è condotto per la condizione di affondamento più cautelativa, che è quella del plinto “1838” nella condizione di massimo scavo.

In tale condizione, per una lunghezza di palo realizzata di 12.5 m, la parte immersa del micropalo è di 10 m e quella iniettata in pressione tramite le valvole pari a 7 m.

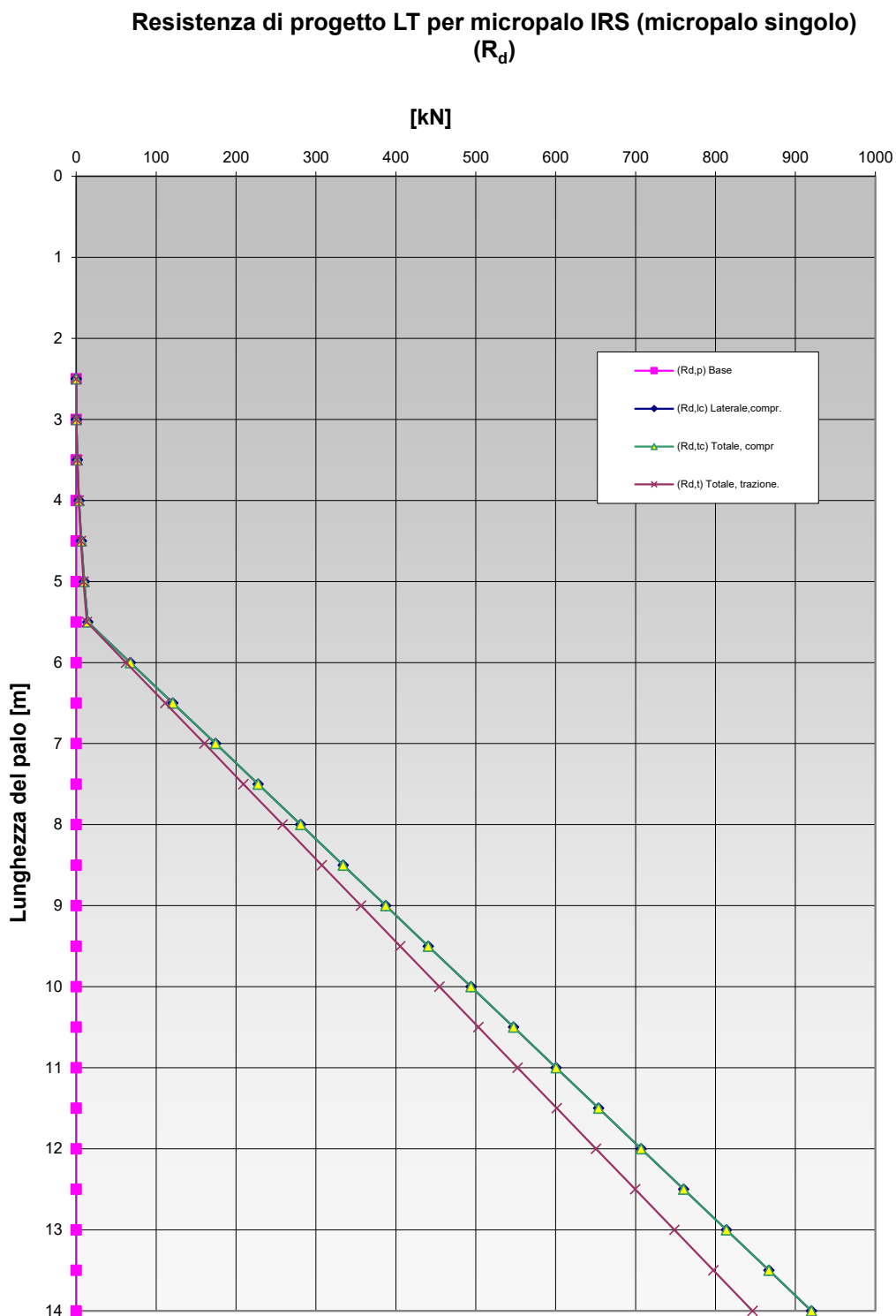


Figura 6.2 - Capacità portante al variare della lunghezza eseguita - micropalo singolo

Tabella 6.3 - Capacità portante al variare della lunghezza eseguita - micropalo singolo

Ø 250 mm IRS - Micropalo singolo - Drenati					
Design values R_d - comb. A1-M1-R3					
		$R_{d,p}$	$R_{d,lc}$	$R_{d,tc}$	$R_{d,t}$
		base	Sghaft (compression)	Total (compression)	Shaft (tension)
Prof		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
immersa	L palo				
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	3.00	0.00	0.28	0.28	0.25
1.00	3.50	0.00	1.46	1.46	1.35
1.50	4.00	0.00	3.48	3.48	3.20
2.00	4.50	0.00	6.31	6.31	5.81
2.50	5.00	0.00	9.97	9.97	9.17
3.00	5.50	0.00	14.44	14.44	13.29
3.50	6.00	0.00	67.71	67.71	62.30
4.00	6.50	0.00	120.98	120.98	111.31
4.50	7.00	0.00	174.25	174.25	160.31
5.00	7.50	0.00	227.52	227.53	209.32
5.50	8.00	0.00	280.80	280.80	258.33
6.00	8.50	0.00	334.07	334.07	307.34
6.50	9.00	0.00	387.34	387.34	356.35
7.00	9.50	0.00	440.61	440.61	405.36
7.50	10.00	0.00	493.88	493.88	454.37
8.00	10.50	0.00	547.15	547.15	503.38
8.50	11.00	0.00	600.42	600.42	552.38
9.00	11.50	0.00	653.69	653.69	601.39
9.50	12.00	0.00	706.96	706.96	650.40
10.00	12.50	0.00	760.23	760.23	699.41
10.50	13.00	0.00	813.50	813.50	748.42
11.00	13.50	0.00	866.77	866.77	797.43
11.50	14.00	0.00	920.04	920.04	846.44
12.00	14.50	0.00	973.31	973.31	895.45
12.50	15.00	0.00	1026.58	1026.58	944.45
13.00	15.50	0.00	1079.85	1079.85	993.46
13.50	16.00	0.00	1133.12	1133.12	1042.47
14.00	16.50	0.00	1186.39	1186.39	1091.48
14.50	17.00	0.00	1239.66	1239.66	1140.49
15.00	17.50	0.00	1292.93	1292.93	1189.50
15.50	18.00	0.00	1346.20	1346.20	1238.51
16.00	18.50	0.00	1399.47	1399.48	1287.52
16.50	19.00	0.00	1452.74	1452.75	1336.53
17.00	19.50	0.00	1506.02	1506.02	1385.53
17.50	20.00	0.00	1559.29	1559.29	1434.54
18.00	20.50	0.00	1612.56	1612.56	1483.55
18.50	21.00	0.00	1665.83	1665.83	1532.56
19.00	21.50	0.00	1719.10	1719.10	1581.57
19.50	22.00	0.00	1772.37	1772.37	1630.58
20.00	22.50	0.00	1825.64	1825.64	1679.59
20.50	23.00	0.00	1878.91	1878.91	1728.60
21.00	23.50	0.00	1932.18	1932.18	1777.60
21.50	24.00	0.00	1985.45	1985.45	1826.61
22.00	24.50	0.00	2038.72	2038.72	1875.62
22.50	25.00	0.00	2091.99	2091.99	1924.63
23.00	25.50	0.00	2145.26	2145.26	1973.64
23.50	26.00	0.00	2198.53	2198.53	2022.65
24.00	26.50	0.00	2251.80	2251.80	2071.66
24.50	27.00	0.00	2305.07	2305.07	2120.67
25.00	27.50	0.00	2358.34	2358.34	2169.67

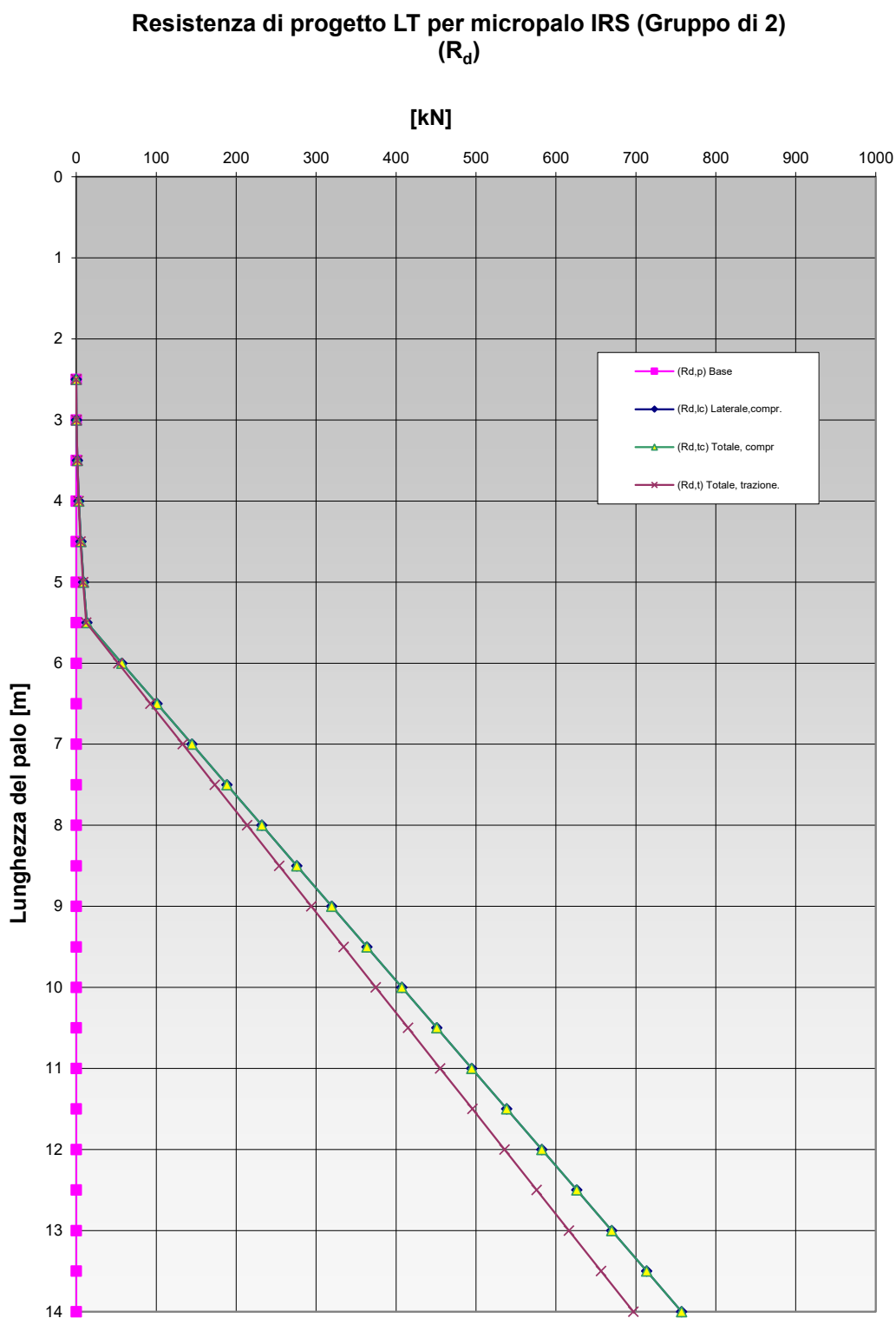


Figura 6.3 - Capacità portante al variare della lunghezza eseguita - micropalo in Gruppo di 2.

Tabella 6.4 - Capacità portante al variare della lunghezza eseguita - micropalo in Gruppo di 2.

Ø 250 mm IRS - Gruppo 2 pali - Drenati					
Design values R_d - comb. A1-M1-R3					
		$R_{d,p}$	$R_{d,lc}$	$R_{d,tc}$	$R_{d,t}$
		base	Sghaft (compression)	Total (compression)	Shaft (tension)
Prof		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
immersa	L palo				
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	3.00	0.00	0.25	0.25	0.23
1.00	3.50	0.00	1.35	1.35	1.24
1.50	4.00	0.00	3.20	3.20	2.94
2.00	4.50	0.00	5.81	5.81	5.34
2.50	5.00	0.00	9.17	9.17	8.43
3.00	5.50	0.00	13.29	13.29	12.22
3.50	6.00	0.00	57.05	57.05	52.49
4.00	6.50	0.00	100.81	100.82	92.75
4.50	7.00	0.00	144.58	144.58	133.01
5.00	7.50	0.00	188.34	188.34	173.27
5.50	8.00	0.00	232.11	232.11	213.54
6.00	8.50	0.00	275.87	275.87	253.80
6.50	9.00	0.00	319.63	319.63	294.06
7.00	9.50	0.00	363.40	363.40	334.33
7.50	10.00	0.00	407.16	407.16	374.59
8.00	10.50	0.00	450.92	450.93	414.85
8.50	11.00	0.00	494.69	494.69	455.11
9.00	11.50	0.00	538.45	538.45	495.38
9.50	12.00	0.00	582.22	582.22	535.64
10.00	12.50	0.00	625.98	625.98	575.90
10.50	13.00	0.00	669.74	669.74	616.16
11.00	13.50	0.00	713.51	713.51	656.43
11.50	14.00	0.00	757.27	757.27	696.69
12.00	14.50	0.00	801.03	801.03	736.95
12.50	15.00	0.00	844.80	844.80	777.21
13.00	15.50	0.00	888.56	888.56	817.48
13.50	16.00	0.00	932.33	932.33	857.74
14.00	16.50	0.00	976.09	976.09	898.00
14.50	17.00	0.00	1019.85	1019.85	938.26
15.00	17.50	0.00	1063.62	1063.62	978.53
15.50	18.00	0.00	1107.38	1107.38	1018.79
16.00	18.50	0.00	1151.14	1151.14	1059.05
16.50	19.00	0.00	1194.91	1194.91	1099.32
17.00	19.50	0.00	1238.67	1238.67	1139.58
17.50	20.00	0.00	1282.44	1282.44	1179.84
18.00	20.50	0.00	1326.20	1326.20	1220.10
18.50	21.00	0.00	1369.96	1369.96	1260.37
19.00	21.50	0.00	1413.73	1413.73	1300.63
19.50	22.00	0.00	1457.49	1457.49	1340.89
20.00	22.50	0.00	1501.25	1501.25	1381.15
20.50	23.00	0.00	1545.02	1545.02	1421.42
21.00	23.50	0.00	1588.78	1588.78	1461.68
21.50	24.00	0.00	1632.54	1632.55	1501.94
22.00	24.50	0.00	1676.31	1676.31	1542.20
22.50	25.00	0.00	1720.07	1720.07	1582.47
23.00	25.50	0.00	1763.84	1763.84	1622.73
23.50	26.00	0.00	1807.60	1807.60	1662.99
24.00	26.50	0.00	1851.36	1851.36	1703.25
24.50	27.00	0.00	1895.13	1895.13	1743.52
25.00	27.50	0.00	1938.89	1938.89	1783.78

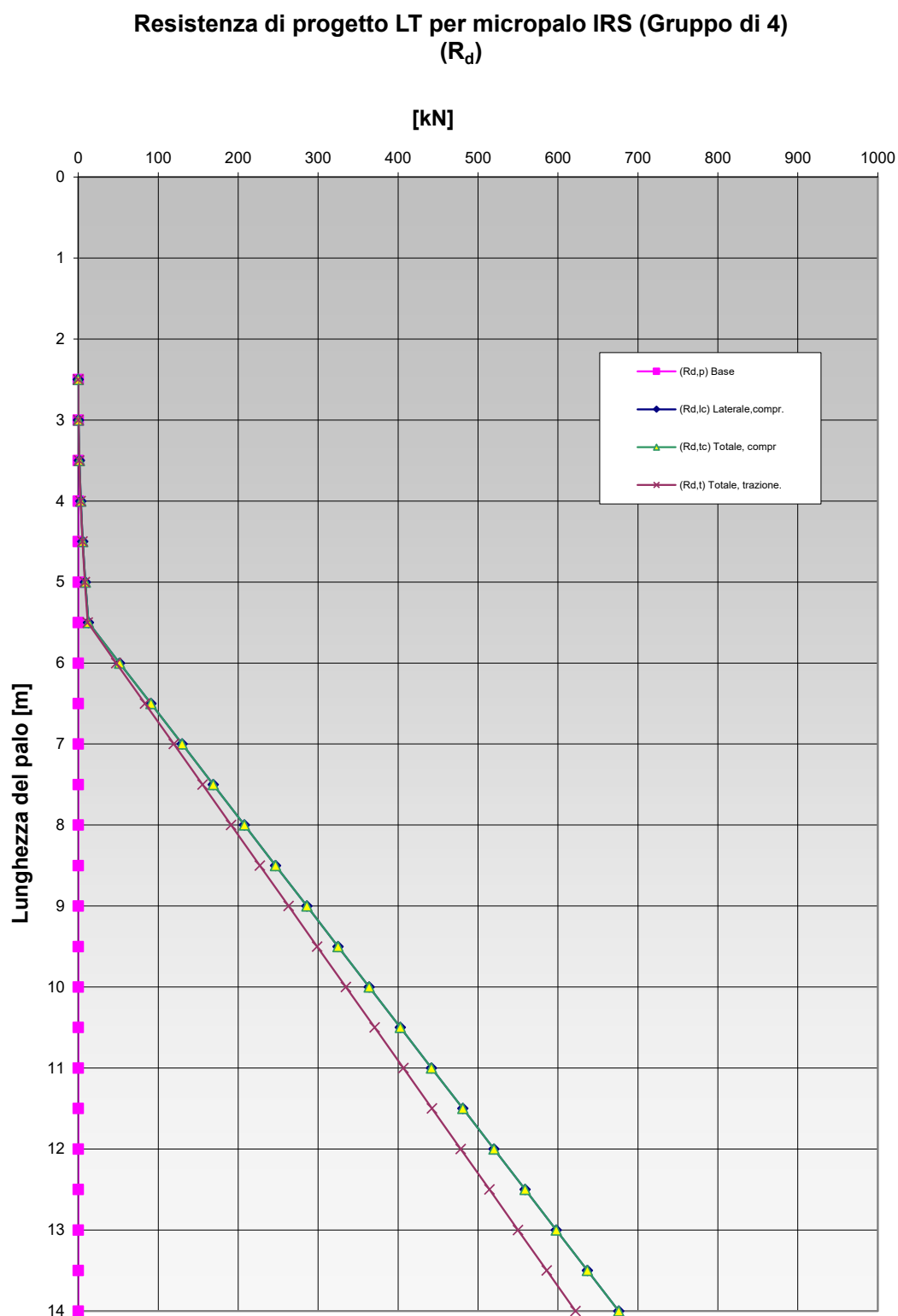


Figura 6.4 - Capacità portante al variare della lunghezza eseguita - micropalo in Gruppo di 4.

Tabella 6.5 - Capacità portante al variare della lunghezza eseguita - micropalo in Gruppo di 4.

Ø 250 mm IRS - Micropalo Gruppo di 4 - Drenati					
Design values R_d - comb. A1-M1-R3					
		$R_{d,p}$	$R_{d,lc}$	$R_{d,tc}$	$R_{d,t}$
		base	Sghaft (compression)	Total (compression)	Shaft (tension)
Prof		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
immersa	L palo				
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	3.00	0.00	0.24	0.24	0.22
1.00	3.50	0.00	1.29	1.29	1.19
1.50	4.00	0.00	3.06	3.06	2.81
2.00	4.50	0.00	5.55	5.55	5.11
2.50	5.00	0.00	8.77	8.77	8.07
3.00	5.50	0.00	12.71	12.71	11.69
3.50	6.00	0.00	51.72	51.72	47.58
4.00	6.50	0.00	90.73	90.73	83.47
4.50	7.00	0.00	129.74	129.74	119.36
5.00	7.50	0.00	168.75	168.75	155.25
5.50	8.00	0.00	207.76	207.76	191.14
6.00	8.50	0.00	246.77	246.77	227.03
6.50	9.00	0.00	285.78	285.78	262.92
7.00	9.50	0.00	324.79	324.79	298.81
7.50	10.00	0.00	363.80	363.80	334.70
8.00	10.50	0.00	402.81	402.81	370.59
8.50	11.00	0.00	441.82	441.82	406.48
9.00	11.50	0.00	480.83	480.83	442.37
9.50	12.00	0.00	519.84	519.84	478.26
10.00	12.50	0.00	558.85	558.86	514.15
10.50	13.00	0.00	597.87	597.87	550.04
11.00	13.50	0.00	636.88	636.88	585.93
11.50	14.00	0.00	675.89	675.89	621.81
12.00	14.50	0.00	714.90	714.90	657.70
12.50	15.00	0.00	753.91	753.91	693.59
13.00	15.50	0.00	792.92	792.92	729.48
13.50	16.00	0.00	831.93	831.93	765.37
14.00	16.50	0.00	870.94	870.94	801.26
14.50	17.00	0.00	909.95	909.95	837.15
15.00	17.50	0.00	948.96	948.96	873.04
15.50	18.00	0.00	987.97	987.97	908.93
16.00	18.50	0.00	1026.98	1026.98	944.82
16.50	19.00	0.00	1065.99	1065.99	980.71
17.00	19.50	0.00	1105.00	1105.00	1016.60
17.50	20.00	0.00	1144.01	1144.01	1052.49
18.00	20.50	0.00	1183.02	1183.02	1088.38
18.50	21.00	0.00	1222.03	1222.03	1124.27
19.00	21.50	0.00	1261.04	1261.04	1160.16
19.50	22.00	0.00	1300.05	1300.05	1196.05
20.00	22.50	0.00	1339.06	1339.06	1231.94
20.50	23.00	0.00	1378.07	1378.07	1267.83
21.00	23.50	0.00	1417.08	1417.08	1303.72
21.50	24.00	0.00	1456.09	1456.09	1339.61
22.00	24.50	0.00	1495.10	1495.10	1375.49
22.50	25.00	0.00	1534.11	1534.11	1411.38
23.00	25.50	0.00	1573.12	1573.12	1447.27
23.50	26.00	0.00	1612.13	1612.13	1483.16
24.00	26.50	0.00	1651.14	1651.15	1519.05
24.50	27.00	0.00	1690.15	1690.16	1554.94
25.00	27.50	0.00	1729.17	1729.17	1590.83

Resistenza di progetto LT per micropalo IRS (Gruppo di 6) (R_d)

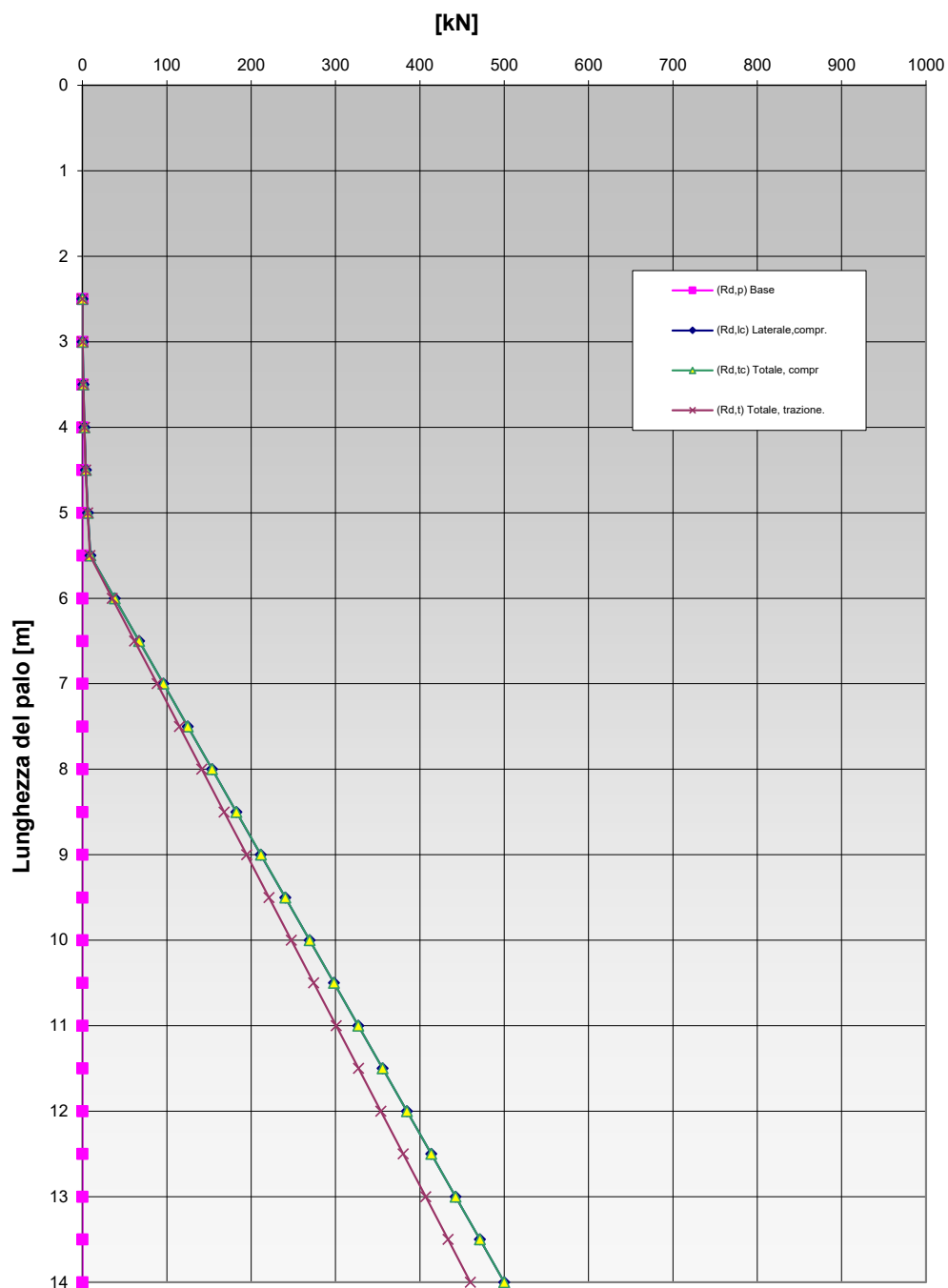


Figura 6.5 - Capacità portante al variare della lunghezza eseguita - micropalo in Gruppo di 6.

Tabella 6.6 - Capacità portante al variare della lunghezza eseguita - micropalo in Gruppo di 6.

Ø 250 mm IRS - Micropalo Gruppo di 6 - Drenati					
Design values R_d - comb. A1-M1-R3					
		$R_{d,p}$	$R_{d,lc}$	$R_{d,tc}$	$R_{d,t}$
		base	Sghaft (compression)	Total (compression)	Shaft (tension)
Prof		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
immersa	L palo				
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	3.00	0.00	0.18	0.18	0.17
1.00	3.50	0.00	0.96	0.96	0.88
1.50	4.00	0.00	2.28	2.28	2.10
2.00	4.50	0.00	4.14	4.14	3.81
2.50	5.00	0.00	6.54	6.54	6.01
3.00	5.50	0.00	9.47	9.47	8.72
3.50	6.00	0.00	38.32	38.32	35.26
4.00	6.50	0.00	67.17	67.17	61.80
4.50	7.00	0.00	96.02	96.02	88.34
5.00	7.50	0.00	124.87	124.87	114.88
5.50	8.00	0.00	153.71	153.71	141.42
6.00	8.50	0.00	182.56	182.56	167.96
6.50	9.00	0.00	211.41	211.41	194.50
7.00	9.50	0.00	240.26	240.26	221.04
7.50	10.00	0.00	269.11	269.11	247.58
8.00	10.50	0.00	297.95	297.95	274.12
8.50	11.00	0.00	326.80	326.80	300.66
9.00	11.50	0.00	355.65	355.65	327.20
9.50	12.00	0.00	384.50	384.50	353.74
10.00	12.50	0.00	413.35	413.35	380.28
10.50	13.00	0.00	442.19	442.19	406.82
11.00	13.50	0.00	471.04	471.04	433.36
11.50	14.00	0.00	499.89	499.89	459.90
12.00	14.50	0.00	528.74	528.74	486.44
12.50	15.00	0.00	557.59	557.59	512.98
13.00	15.50	0.00	586.43	586.43	539.52
13.50	16.00	0.00	615.28	615.28	566.06
14.00	16.50	0.00	644.13	644.13	592.60
14.50	17.00	0.00	672.98	672.98	619.14
15.00	17.50	0.00	701.83	701.83	645.68
15.50	18.00	0.00	730.67	730.67	672.22
16.00	18.50	0.00	759.52	759.52	698.76
16.50	19.00	0.00	788.37	788.37	725.30
17.00	19.50	0.00	817.22	817.22	751.84
17.50	20.00	0.00	846.07	846.07	778.38
18.00	20.50	0.00	874.91	874.91	804.92
18.50	21.00	0.00	903.76	903.76	831.46
19.00	21.50	0.00	932.61	932.61	858.00
19.50	22.00	0.00	961.46	961.46	884.54
20.00	22.50	0.00	990.31	990.31	911.08
20.50	23.00	0.00	1019.15	1019.15	937.62
21.00	23.50	0.00	1048.00	1048.00	964.16
21.50	24.00	0.00	1076.85	1076.85	990.70
22.00	24.50	0.00	1105.70	1105.70	1017.24
22.50	25.00	0.00	1134.55	1134.55	1043.78
23.00	25.50	0.00	1163.39	1163.39	1070.32
23.50	26.00	0.00	1192.24	1192.24	1096.86
24.00	26.50	0.00	1221.09	1221.09	1123.40
24.50	27.00	0.00	1249.94	1249.94	1149.94
25.00	27.50	0.00	1278.79	1278.79	1176.48

Azioni di progetto e verifiche di capacità portante.

Per quanto riguarda le azioni di progetto E_d , sono stati adottati i valori dell'azione assiale massima in compressione determinati per ciascun gruppo nel paragrafo 5.1. Nella tabella 6.7 è riportata la verifica di capacità portante delle diverse fondazioni. Nella verifica, alle azioni è aggiunto il peso del micropalo, stimato assumendo un peso del tubolare di 42 kg/m ed un peso specifico della malta cementizia di 20 kN/m³. Per un micropalo di 12.5 m, si ottiene un peso totale di circa 17.5 kN. Questo è stato fattorato nei termini di un'azione permanente sfavorevole ($\gamma_F = 1.3$), per le verifiche SLU.

Poiché il sistema è stato dimensionato per minimizzare la deformabilità verticale, ne è conseguito, che tutte le verifiche di capacità portante risultano largamente soddisfatte.

Tabella 6.7 - Verifiche di capacità portante per i diversi micropali considerati

PLINTO	LATO	gruppo	N (kN)	Wpalo (kN)	Ed (kN)	Rd (kN)
1690	INT	gruppo di 2 micropali	106.15	22.75	128.90	625.98
1776+1763	INT	gruppo di 4 micropali	185.79	22.75	208.54	558.86
1776+1763	EST	gruppo di 6 micropali	165.47	22.75	188.22	413.35
1838	INT	gruppo di 4 micropali	127.54	22.75	150.29	558.86
1708	-	gruppo di 2 micropali	328.79	22.75	351.54	625.98

6.2 Deformabilità verticale dei micropali

La deformabilità verticale dei micropali è stata analizzata mediante il programma TZ-Pile che consente di studiare il comportamento deformativo di pali sotto carichi verticali.

Mediante tale programma sono stati modellati elementi corrispondenti ai micropali nei diversi gruppi (palo singolo, gruppi di 2, 4 e 6 pali) di cui sono state analizzate le capacità portanti nel precedente capitolo.

L'interazione con il terreno riproduce le ipotesi del calcolo di capacità portante, avendo modellato pali con portata alla base nulla e interazione laterale con il terreno assunta secondo il diametro equivalente $\emptyset_{eq}$ definito nel paragrafo precedente.

La deformabilità propria dell'elemento, considerato di lunghezza 12.5 m, infisso nel terreno per 10 m (condizione "scavata" del micropalo del plinto "1838"), è stata assunta pari a quella del solo tubolare di acciaio: $EA = 1125390$ kN.

Da Figura 6.6 a Figura 6.9 sono mostrate le curve carico cedimento per i diversi gruppi di micropali. Con riferimento ai carichi SLU medi per micropalo determinati nel capitolo 5.2 per i diversi plinti, la deformabilità sotto massimo carico risulta compresa tra 2 e 3 mm.

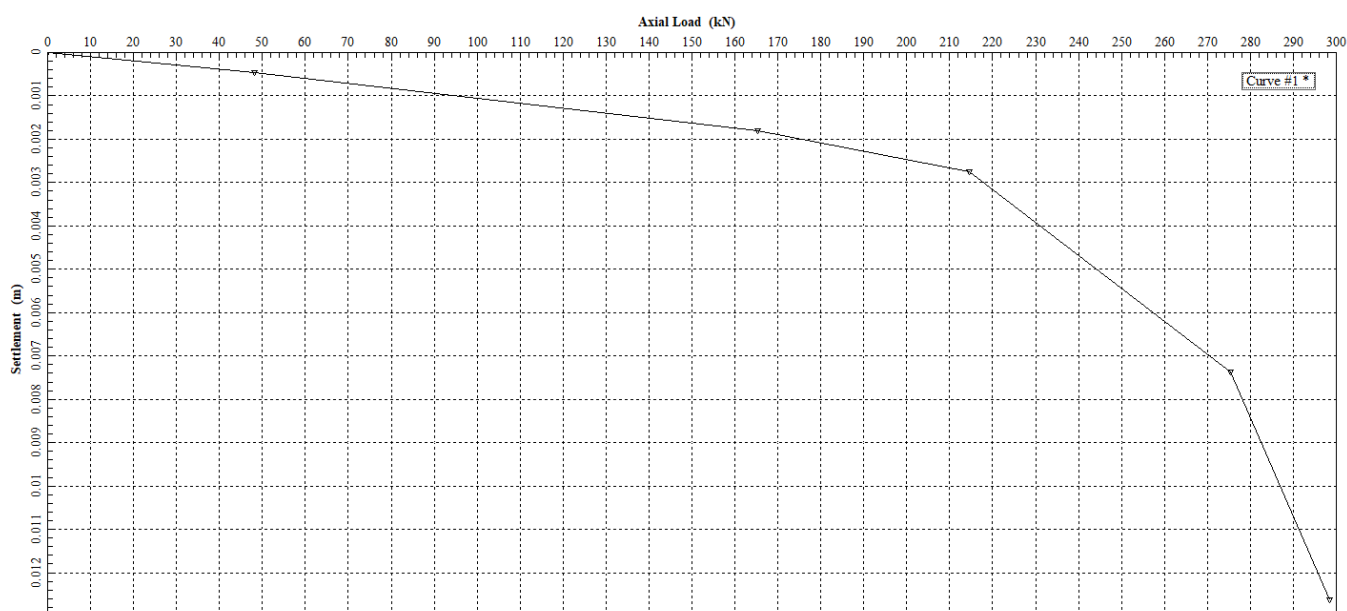


Figura 6.6 - Curva carico verticale-cedimento del palo singolo

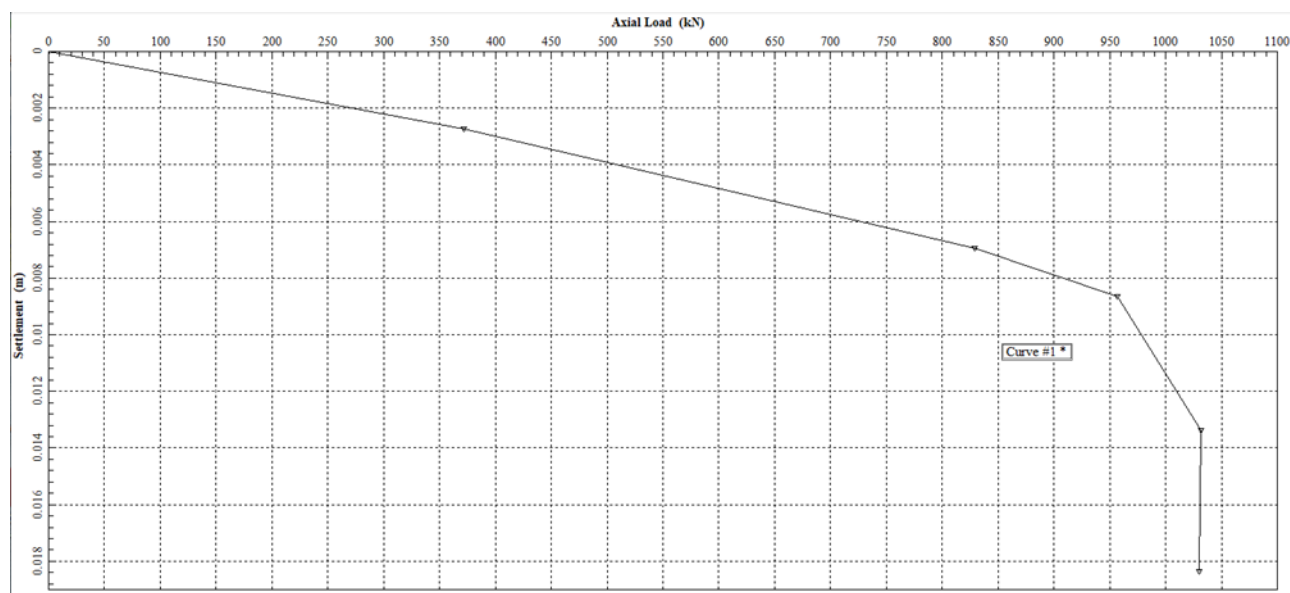


Figura 6.7 - Curva carico verticale-cedimento del palo in Gruppo di 2

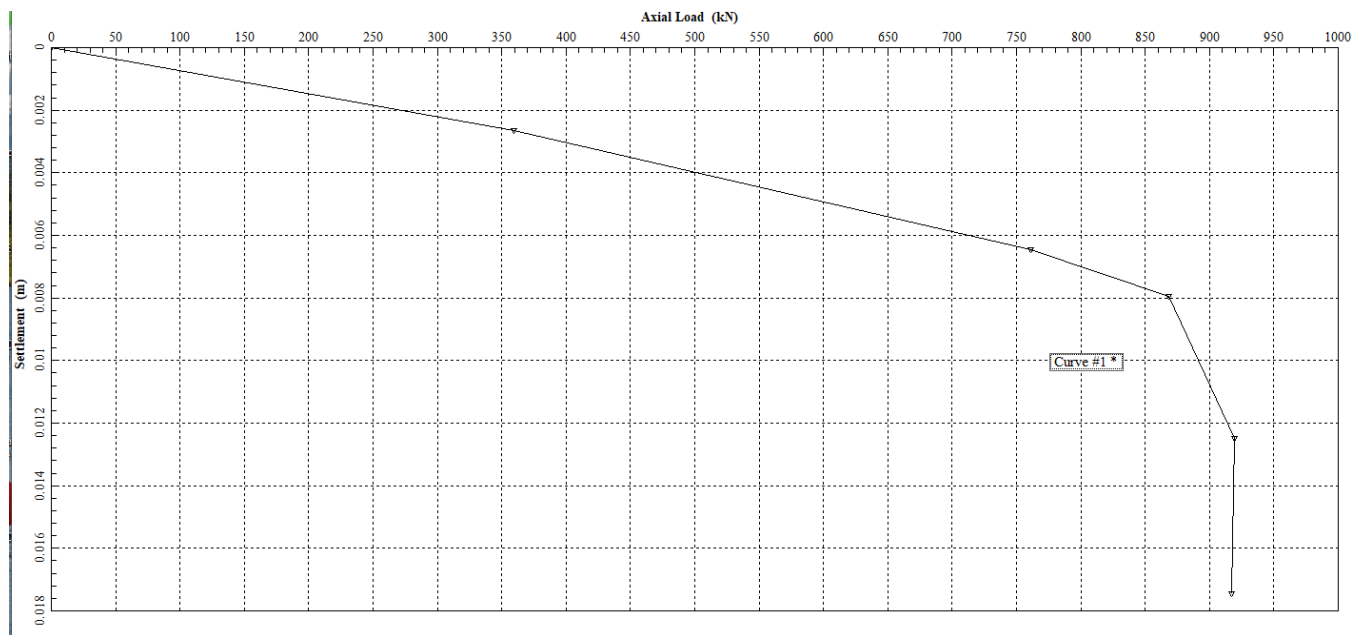


Figura 6.8 - Curva carico verticale-cedimento del palo in Gruppo di 4

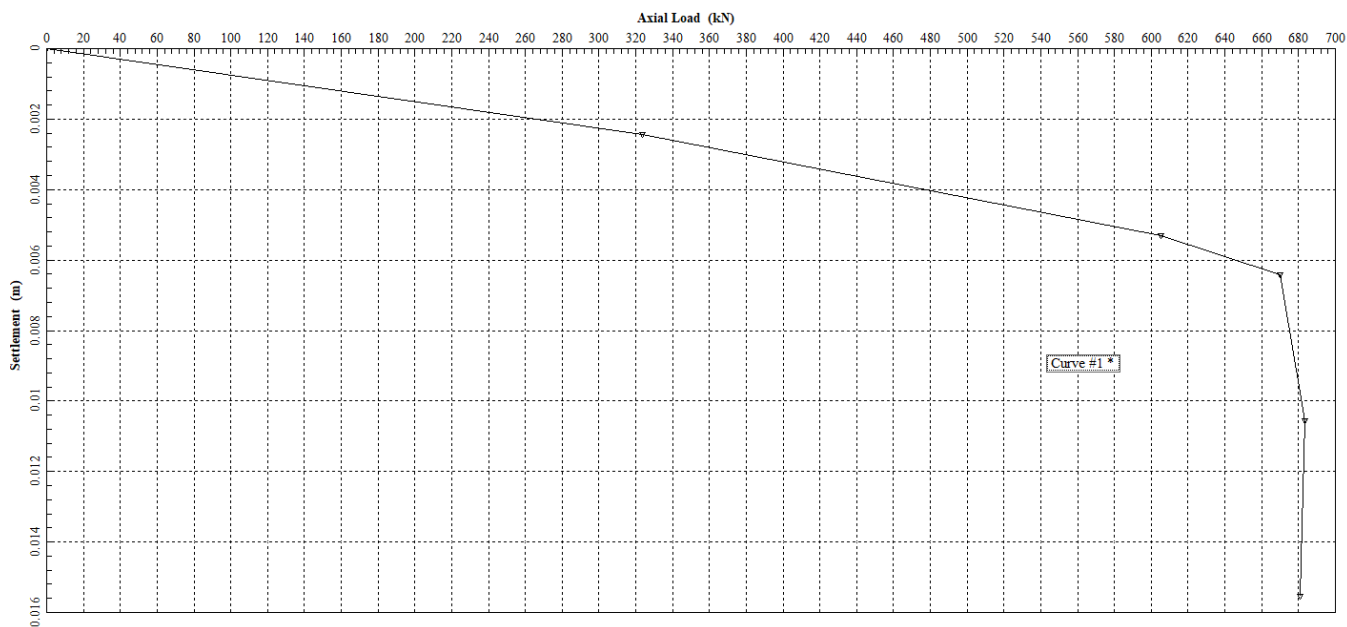


Figura 6.9 - Curva carico verticale-cedimento del palo in Gruppo di 6

6.3 Verifica strutturale dei tubolari

Si conclude con la verifica strutturale dei micropali, andando a valutare le massime tensioni agenti sulla sezione del tubolare ($\phi_e = 149$ mm, spessore $s = 12.5$ mm) indotte dalle risultanti di taglio e momento valutate al paragrafo 5.3. Tali verifiche sono riassunte in Figura 6.10 e, come si può osservare, risultano sempre soddisfatte.

MICROPALO IRS				<u>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)</u>			
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>				tensione di snervamento normalizzata	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	11.9	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
<u>DATI GEOMETRICI:</u>				<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>			
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]	momento flettente di calcolo	M_{Ed}	5	[kNm/ml]
spessore del tubolare	t	12.5	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	3	[kN/ml]
diametro interno del tubolare	d_{int}	124	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	127.7	[kN/ml]
area della sezione del tubolare	A	5360.3	[mm ²]	interasse tubolari	i	1	[m]
momento inerzia tubolare	I	1258.9	[cm ⁴]	momento flettente agente	M_{Ed}	5.3	[kNm]
modulo resistenza elastico	W	169.0	[cm ³]	taglio agente	T_{Ed}	3.0	[kN]
momento statico di metà sezione	$S_{A/2}$	116.8	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	127.7	[kN]
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:</u>			
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	55.2	[MPa]
tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338.1	[MPa]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	1.1	[MPa]
				sigma ideale	σ_{id}	55.3	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	6.1	VERIFICATO

Figura 6.10 - Verifica strutturale dei micropali

E' stata condotta, con esito positivo, una verifica speditiva ad instabilità del tubolare nella condizione provvisoria, per la quale la struttura risulta sospesa rispetto al terreno. Anche considerando un declassamento a cerniera dei vincoli superiore (nella struttura) e inferiore (nel terreno) e considerando il massimo carico per tubolare (che si ha nel plinto "1776+1763", il quale presenta una minore sopraelevazione rispetto al piano di scavo), la sollecitazione di compressione risulta inferiore al 50% di quella critica per instabilità.

7. Software di calcolo utilizzati e loro licenze

Ai fini del calcolo della fondazione in oggetto è stato impiegato il programma di calcolo PLAXIS 2D, su licenza della Bentley. Si riporta di seguito la licenza d'uso dell'applicativo.

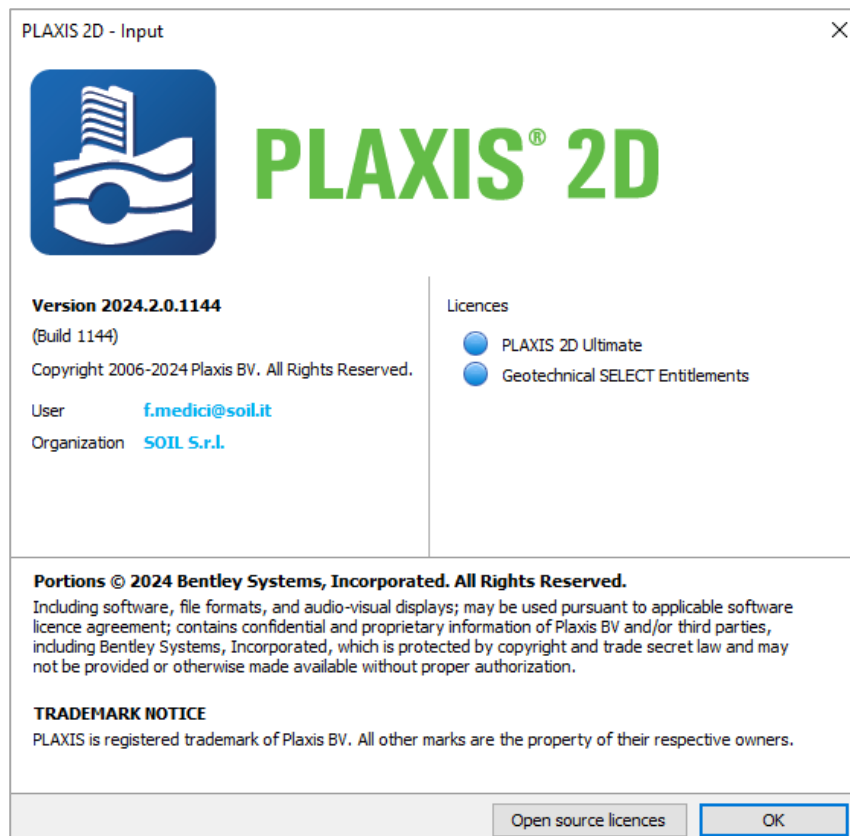


Figura 7.1 - Licenza d'uso di PLAXIS 2D.

8. Conclusioni

La presente relazione si inquadra nell'ambito del progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo di Torino, con lo scopo di fornire il dimensionamento geotecnico delle strutture di fondazione di tre plinti esistenti e di due nuove colonne in acciaio previste sul lato interno della Manica BCC, nella zona in cui il piano di calpestio della manica viene ribassato rispetto al livello attuale.

A causa dell'approfondimento del piano di calpestio ai due lati dei plinti in esame, risulta necessario, per le strutture portate da tali plinti, realizzare un nuovo sistema di fondazione più profondo, operativo sia nella fase provvisoria di costruzione, sia nella nuova configurazione di progetto delle opere. Tale sistema è costituito da micropali di tipo IRS (micropali iniettati).

Il sistema in esame è stato dimensionato con riferimento alle sollecitazioni fornite dal calcolo della struttura nella sua configurazione finale.

Per le fondazioni in esame, così come per tutte le altre strutture esistenti da conservare del teatro (pilastri, plinti, ecc...) per le quali le attività previste potrebbero comportare una temporanea variazione dello schema statico e, di conseguenza, delle sollecitazioni agenti su di esse e trasmesse alle strutture di fondazione, le fasi transitorie potrebbero potenzialmente risultare dimensionanti in relazione a quali saranno i puntelli ed i sostegni provvisori che in detta sede verranno adottati.

Sarà necessario sottoporre le verifiche condotte ad una revisione, alla luce degli aspetti sopra evidenziati e di nuove condizioni di carico più gravose che dovessero emergere.

Per anticipare almeno in parte questa fase di revisione, si è deciso di studiare al modello corrispondente allo scavo transitorio, applicando sollecitazioni orizzontali e flessionali maggiori di quelle derivanti dallo studio della struttura finale. A questo fine si sono applicate nella fase transitoria anche le massime azioni sismiche calcolate (che comportano carichi orizzontali e momenti oltre 10 volte superiori a quelle dei casi statici).

SOIL ENGINEERING SRL

Prof. Massimo Majowiecki

Teatro Nuovo - Torino

Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo

Relazione di calcolo delle fondazioni

Setti Torre Scenica

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10007_REV00			Numero pagine 24		
0	24/07/2025	Prima Emissione	FM	DMAU	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

Soil Engineering Srl

Via San Vigilio, 1 – Piano 3° - Edif. A – 20142 Milano – Italia

T +39 02 89121714

Pec soilengineering@pec.it – W www.soil.engineering

*Organizzazione con sistema di gestione per la qualità certificato
da Dasa-R&gister S.p.A. in conformità alla UNI EN ISO 9001:2015*

Certificato n. IQ-0123-06

Indice

1.	INTRODUZIONE	3
2.	RIFERIMENTI	4
2.1	Normative e raccomandazioni	4
2.2	Documentazione di progetto	4
2.3	Riferimenti bibliografici	4
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFICA	6
3.1	Litologie presenti	6
3.2	Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici di riferimento	7
4.	TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI E CARICHI	8
4.1	Disposizione dei micropali	8
4.2	Carichi trasmessi in fondazione	11
5.	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI GRUPPO	12
5.1	Risposta di gruppo dei pali di fondazione	12
5.2	Azioni risultanti sui micropali	12
6.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	16
6.1	Capacità portante dei micropali	16
6.2	Verifica a carico orizzontale	21
6.3	Verifica strutturale dei tubolari	21
7.	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI E LORO LICENZE	23
8.	CONCLUSIONI	24

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10007_REV00			Numero pagine 24		
0	24/07/2025	Prima Emissione	FM	DMAU	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

1. Introduzione

La presente relazione si inquadra nell'ambito del progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo di Torino, con lo scopo di fornire il dimensionamento geotecnico delle strutture di fondazione dei due nuovi setti della Torre Scenica, individuati in Figura 1.1.

Considerata l'entità dei carichi e le limitazioni logistiche dovute alle dimensioni degli ambienti, le nuove fondazioni saranno costituite da platee su micropali.

Di seguito verrà descritta la procedura che ha condotto al loro dimensionamento. Questa ha preso avvio dall'analisi delle geometrie e dei carichi di progetto, per poi proseguire con la valutazione della risposta di gruppo della palificata, delle azioni risultanti sui singoli micropali e, quindi, con lo svolgimento delle verifiche indicate dalla normativa.

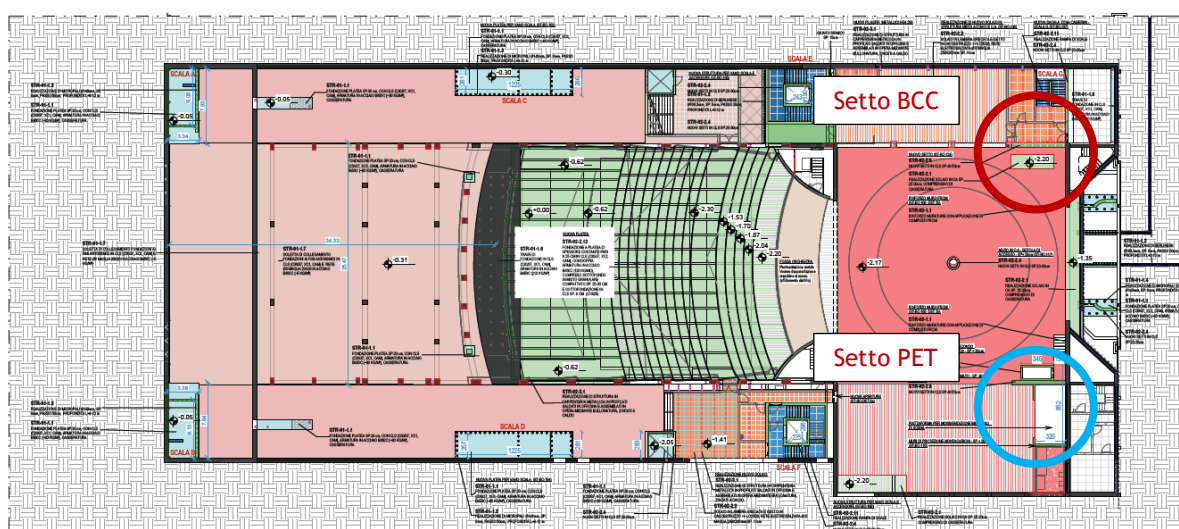


Figura 1.1 - Pianta del Teatro Nuovo con l'ubicazione dei nuovi setti della torre scenica.

2. Riferimenti

Nel corso della presente relazione si farà riferimento alla documentazione di seguito riportata.

2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17 gennaio 2018: *“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”*, Gazzetta ufficiale n.42 del 20 febbraio 2018.
- 2.1.2 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Circolare 21/01/2019, n.8 del C.S.LL.PP: *“Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”*, cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”. (circolare esplicativa alle NTC 2018).

2.2 Documentazione di progetto

Elaborati del progetto esecutivo

- 2.2.1 Soil Engineering Srl: *“Relazione di calcolo delle fondazioni - Corpi scala A, B, C, D, E, F”*, doc. MNF-005-DD-RP10001, Maggio 2025.
- 2.2.2 MJW Structures: *“Pianta - Piano interrato Torre Scenica - Setti e nuclei.dwg”*, ricevuto in data 11 Giugno 2025.
- 2.2.3 MJW Structures: *“2025-07-10 Reazioni torre scenica.xls”*, ricevuto in data 07 Luglio 2025.

Tavole grafiche di riferimento

- 2.2.4 MJW Structures: *“Fondazioni - Armatura setti Torre Scenica”*, doc. 22044D02_3_0_E_ST_00_BC_289_0.

2.3 Riferimenti bibliografici

- 2.3.1 Associazione geotecnica italiana: *“Raccomandazioni sui pali di fondazione”*, Roma, Tipo-Lito Nicoletti, 1985.
- 2.3.2 Reese L. C., Wang S., Vasquez L., *“A Program for the Analysis of a Group o Piles Subjected to Vertical and Lateral Loading”*, Group V2022 program technical manual.

- 2.3.3 Reese L. C., Wang S., Vasquez L., Arrellaga J. A., Isenhowe W. M., “*A Program for the Analysis of a Deep Foundations Under Lateral Loading*”, LPile V2022 program technical manual.
- 2.3.4 Prakash S., Sharma H. D., “*Pile Foundations in Engineering Practice*”, John Wiley & Sons, 1990.
- 2.3.5 Viggiani C., “*Fondazioni*”, Hevelius Edizioni, Benevento, 2014.
- 2.3.6 Bustamante M., Doix. B., “*Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*”, Bull. Liaison L.C.P.C, n. 140, Nov-Dec. 1985, Parigi.

3. Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica

La caratterizzazione dei terreni è tratta dalla relazione di progetto delle fondazioni dei corpi scala, andando a riprenderne gli aspetti di maggior interesse (rif. [2.2.1]).

3.1 Litologie presenti

Con riferimento ai terreni presenti in prossimità delle nuove strutture, si individuano i seguenti livelli:

- **Terreno di riporto (livello R)**

Terreno di riporto eterogeneo, costituito principalmente da una miscela di sabbia e limo con ghiaia sparsa. Sono presenti elementi lapidei e ciottoli. Lo spessore dello strato è variabile, da 1 a 4 metri.

- **Ghiaia sabbioso limosa (livello L1)**

Ghiaia sabbioso limosa, eterometrica, contenente rari ciottoli. Lo spessore varia da 7 m a 19 m.

- **Sabbia medio-fine, poco limosa (livello L2)**

Sabbia medio-fine, poco limosa, a tratti con ghiaietto e rari ciottoli. Lo spessore varia da 3 m a circa 9 m.

- **Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa (livello L3)**

Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa. Lo spessore varia da circa 7 m a oltre 12 m.

- **Ghiaia eterometrica limosa-sabbiosa, addensata (livello L4)**

Ghiaia eterometrica, sabbiosa, passante a sabbia. Lo spessore è pari circa a 7 m.

- **Argilla marnosa e marna argillosa (livello L5)**

Argilla limosa, compatta o dura, poco plastica.

3.2 Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici di riferimento

La stratigrafia locale per i due setti è riferita al sondaggio S3, secondo quanto descritto in Tabella 3.1; dove z_1 e z_2 descrivono le quote iniziali e finali dello strato, con riferimento al livello 0 del piano campagna.

Si riassumono in Tabella 3.2 i parametri geotecnici di riferimento per gli strati di interesse per le opere di progetto. In merito alla piezometria del sito, si assume una soggiacenza della falda di 15 m dal p.c., al fine di tener conto di una sua possibile risalita stagionale.

Tabella 3.1 - Descrizione stratigrafica del sondaggio S3.

Strato	z_1 (m)	z_2 (m)	sp. (m)
R	0.0	4.0	4.0
L1	4.0	13.8	9.8
L2	13.8	>20	>6.2

Tabella 3.2 - Parametri geotecnici di riferimento per la stratigrafia di progetto.

Strato	Descrizione	Parametri Geotecnici			
		γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	E (Mpa)
R	Terreno di riporto	18	28	2	20
L1	Ghiaia sabbioso limosa	19	38	0	55
L2	Sabbia medio-fine, poco limosa	18.5	37	0	52

4. Tipologia delle fondazioni e carichi

Definita l'ubicazione delle aree di intervento, si riporta ora una breve descrizione delle opere in progetto e dei carichi trasmessi dalle nuove strutture.

4.1 Disposizione dei micropali

Per le fondazioni dei nuovi setti si prevede l'adozione di platee di fondazione su micropali trivellati. Le limitazioni operative in cantiere impongono un diametro di perforazione di 220 mm ed una lunghezza massima di 12 m. L'armatura sarà costituita da tubolari in acciaio S355 di diametro esterno $\varnothing_e = 149$ mm e spessore $s = 8$ mm. La guaina di rivestimento sarà costituita da malta o boiacca di cemento, al fine di garantire il copriferro necessario. Per la realizzazione, si adotterà un getto a bassa pressione (tecnologia IGU).

L'assetto planimetrico dei micropali adottato per i due nuovi setti è riportato in Figura 4.1 e Figura 4.2. Rispetto alla disposizione originaria prevista dal Progetto di Fattibilità Tecnico ed Economica (PFTE), la soluzione proposta prevede un ricollocamento dei micropali ed una loro conseguente ottimizzazione, in ragione dell'entità dei carichi agenti. Nel dettaglio:

- Per il setto BCC si prevedono 20 micropali di lunghezza pari a 12 m, secondo una disposizione a "T" al fine di contrastare l'eccentricità verso sinistra del carico;
- Per il setto PET, si prevedono 27 micropali di lunghezza pari a 10 m, concentrati al di sotto dei nuovi setti. Anche qui, dei micropali aggiuntivi sono stati aggiunti sul lato sinistro della platea per contrastare l'azione flettente in quella direzione.

Si specifica che le quote indicate in figura sono relative all'estradosso della platea. Per maggiori dettagli, si rimanda alla tavola "*Fondazioni - Armatura setti Torre Scenica*" (rif. [2.2.4]).

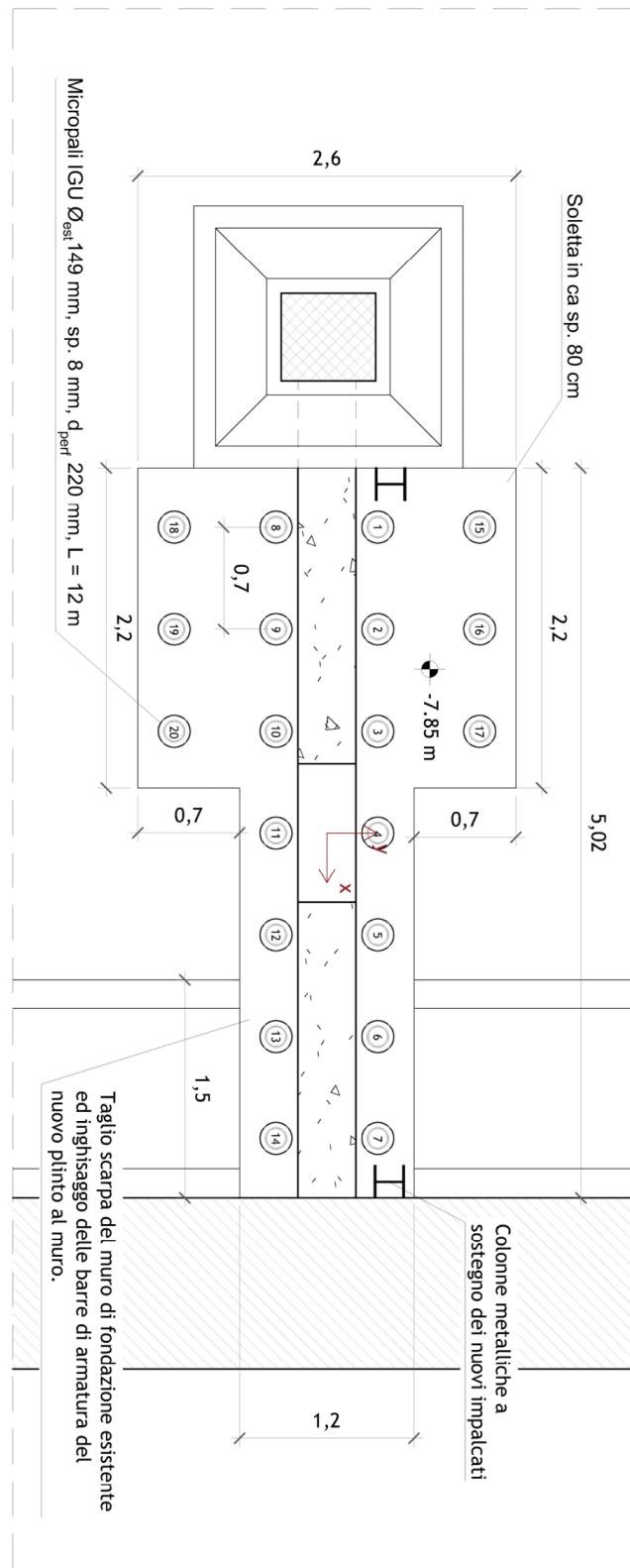


Figura 4.1 - Disposizione planimetrica dei micropali - setto BCC.

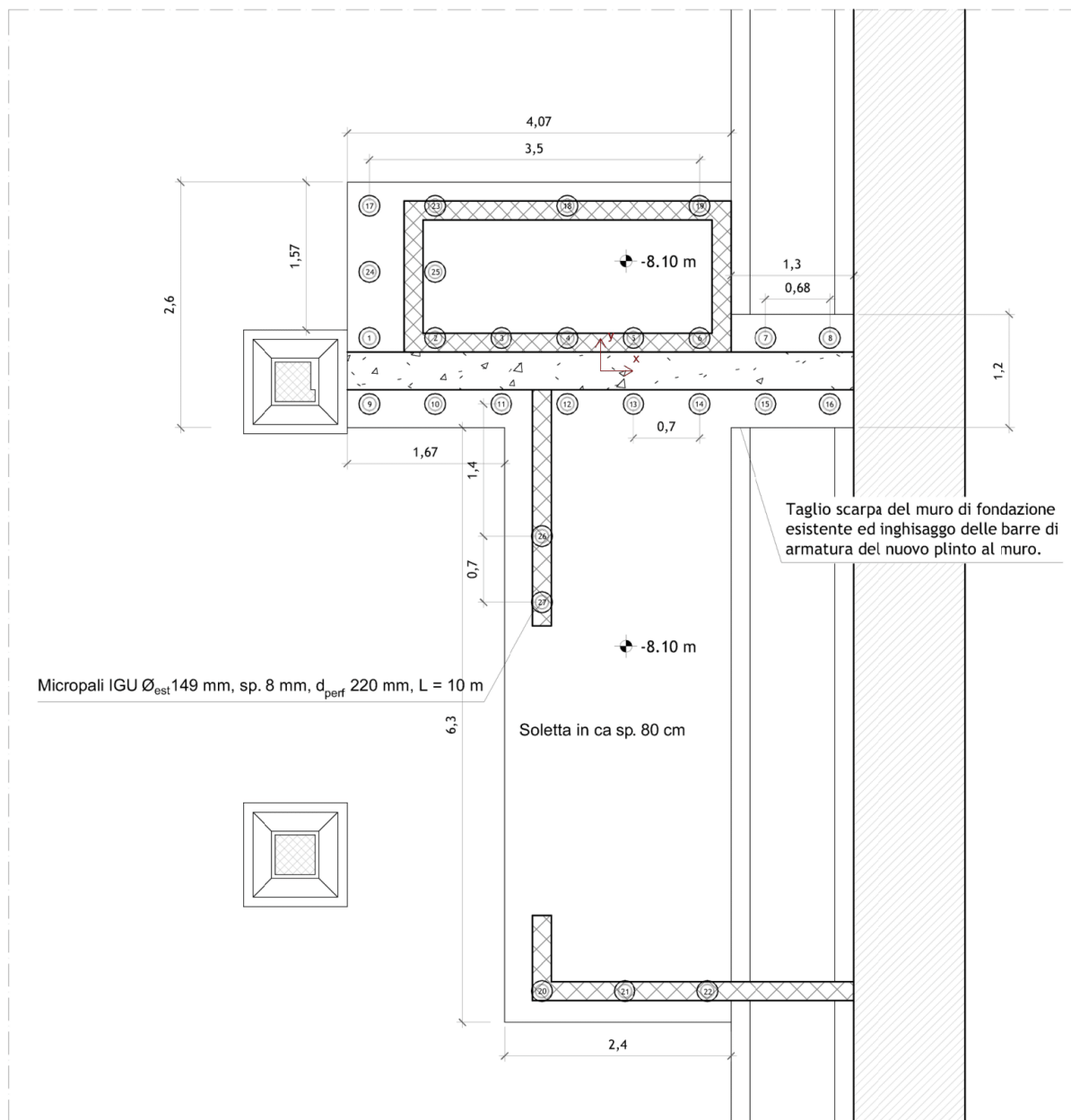


Figura 4.2 - Disposizione planimetrica dei micropali - setto PET.

4.2 Carichi trasmessi in fondazione

I carichi trasmessi in fondazione per ciascun setto sono stati definiti a partire dai valori delle reazioni vincolari alle base delle pareti, forniti dal progettista delle strutture (rif. [2.2.3]) e qui riassunti in Tabella 4.1 e Tabella 4.2. Si riportano i valori delle azioni e dei momenti allo Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Vita (SLV), per ciascun setto e combinazione di calcolo considerata.

Ai fini della verifica, sono state scelte le combinazioni associate ai valori massimi dell'azione verticale (F_z), in compressione e trazione, e dei momenti M_x e M_y . In merito a quest'ultimi, si sottolinea come le azioni flettenti non cambino mai di segno per le diverse combinazioni.

Le azioni agenti sono riferite all'estradosso della platea, ed il loro punto di applicazione coincide con il baricentro dei due nuovi setti, indicato nelle precedenti figure. La convenzione sui segni di forze e momenti è illustrata in Figura 4.3.

Tabella 4.1 - Carichi trasmessi in fondazione - setto BCC.

Stato Limite	Combinazione	Descrizione	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Note
SLU	1	SLU variabili	312	22	-5583	-544	-5034	-51	$M_{x, MAX}$
	2	SLU vento X-	396	18	-6169	-490	-6372	-36	$F_{z, MAX} + M_{y, MAX}$
	3	SLU vento X+/perm 0.8	91	4	-1739	-183	-858	-11	$F_{z, MIN}$
SLV	1	SLV X-y+z+	293	12	-4372	-307	-4621	-24	$F_{z, MAX} + M_{y, MAX}$
	2	SLV Z+x-y-	238	13	-3770	-316	-3608	-30	$M_{x, MAX}$
	3	SLV X+y-z-/Perm 0.8	109	7	-1818	-185	-979	-18	$F_{z, MIN}$

Tabella 4.2 - Carichi trasmessi in fondazione - setto PET.

Stato Limite	Combinazione	Descrizione	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Note
SLU	1	SLU variabili	964	-142	-8559	2136	-5135	299	$F_{z, MAX} + M_{y, MAX} M_{x, MAX}$
	2	SLU vento X-	212	-33	-3531	464	-652	107	$F_{z, MIN}$
SLV	1	SLV X-y+z+	745	-109	-6236	1463	-3846	303	$F_{z, MAX} + M_{y, MAX} M_{x, MAX}$
	2	SLV Z+x-y-	170	-34	-3420	399	-718	-75	$F_{z, MIN}$

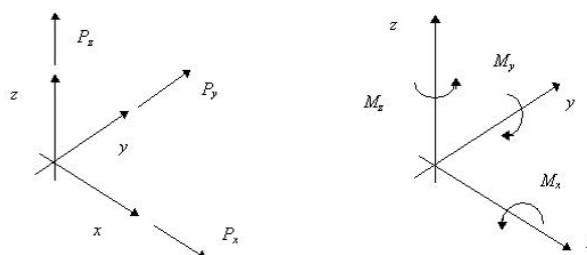


Figura 4.3 - Convenzione sui segni di forze e momenti.

5. Analisi del comportamento di gruppo

Definite le geometrie ed i carichi di progetto, si prosegue con l'analisi della risposta di gruppo della palificata, andando a valutare come le azioni esterne vadano a distribuirsi sui singoli micropali.

5.1 Risposta di gruppo dei pali di fondazione

L'analisi ha visto l'impiego del software Group 2022, secondo l'approccio e le ipotesi di modellazione dei terreni già descritte nella relazione di calcolo delle fondazioni dei corpi scala (rif. [2.2.1]).

I micropali sono stati caratterizzati geometricamente considerando un diametro della perforazione di $\Phi=220$ mm, un modulo di Young (E) pari a 2×10^8 kN/m² ed un coefficiente di Poisson (ν) di 0.3. I carichi trasmessi in fondazione dalle nuove strutture sono quelli definiti al paragrafo 4.2.

Le viste del modello di calcolo per i due setti sono riportate in Figura 5.1.

5.2 Azioni risultanti sui micropali

I valori delle azioni risultanti sui micropali per le combinazioni analizzate sono riportati in Tabella 5.1 e Tabella 5.2, in termini di:

- Azione assiale massima a compressione e trazione $N_{\max}/N_{\min}$, in testa palo;
- Taglio totale massimo $T_{\max}$ lungo il palo;
- Momento totale risultante massimo $M_{\max}$ lungo il palo.

Dove per "totale" si intende la risultante nel piano x, y. Nelle tabelle si evidenziano in **rosso** i valori dei massimi riscontrati tra le diverse combinazioni, dimensionanti per le successive verifiche. Si osserva, in particolare, come per nessuna combinazione di calcolo i micropali siano soggetti a trazione.

Le distribuzioni delle azioni di taglio e momento flettente lungo il micropalo nella condizione più critica sono, invece, riportate in Figura 5.2 e Figura 5.3, evidenziandone l'involuppo dei massimi.

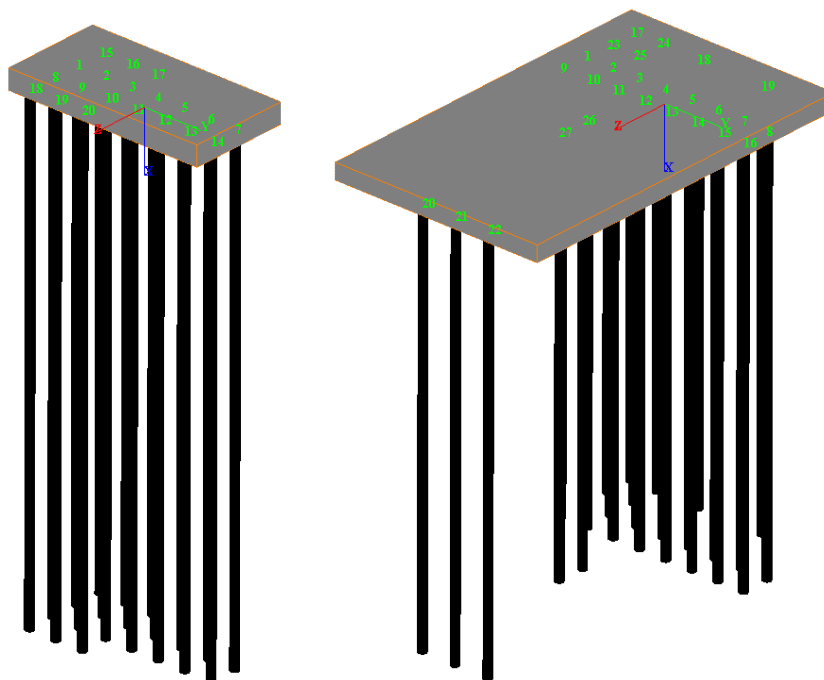


Figura 5.1 - Vista del modello di calcolo 3D - setti BCC (sx) e PET (dx).

Tabella 5.1 - Azioni risultanti sui micropali - setto BCC.

Stato Limite	Combinazione	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	T_{max} [kN]	M_{max} [kNm]
SLU	1	456	90	16	8
	2	515	50	20	10
	3	123	76	5	2
SLV	1	363	33	15	7
	2	304	56	12	5
	3	128	77	6	20

Tabella 5.2 - Azioni risultanti sui micropali - setto PET.

Stato Limite	Combinazione	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	T_{max} [kN]	M_{max} [kNm]
SLU	1	389	269	39	19
	2	208	118	8	3
SLV	3	290	197	29	13
	1	191	101	9	3

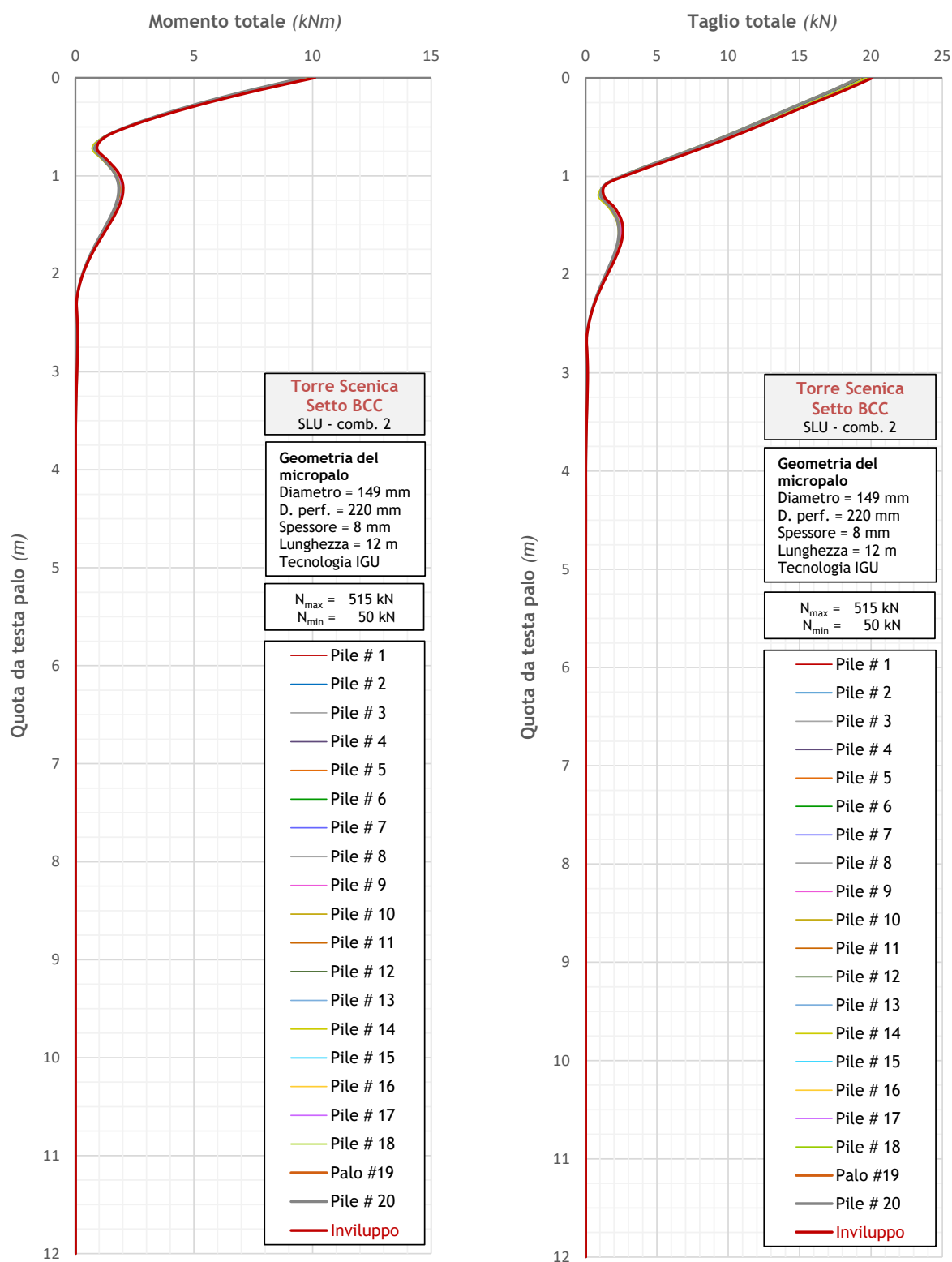


Figura 5.2 - Diagrammi di taglio e momento - setto BCC.

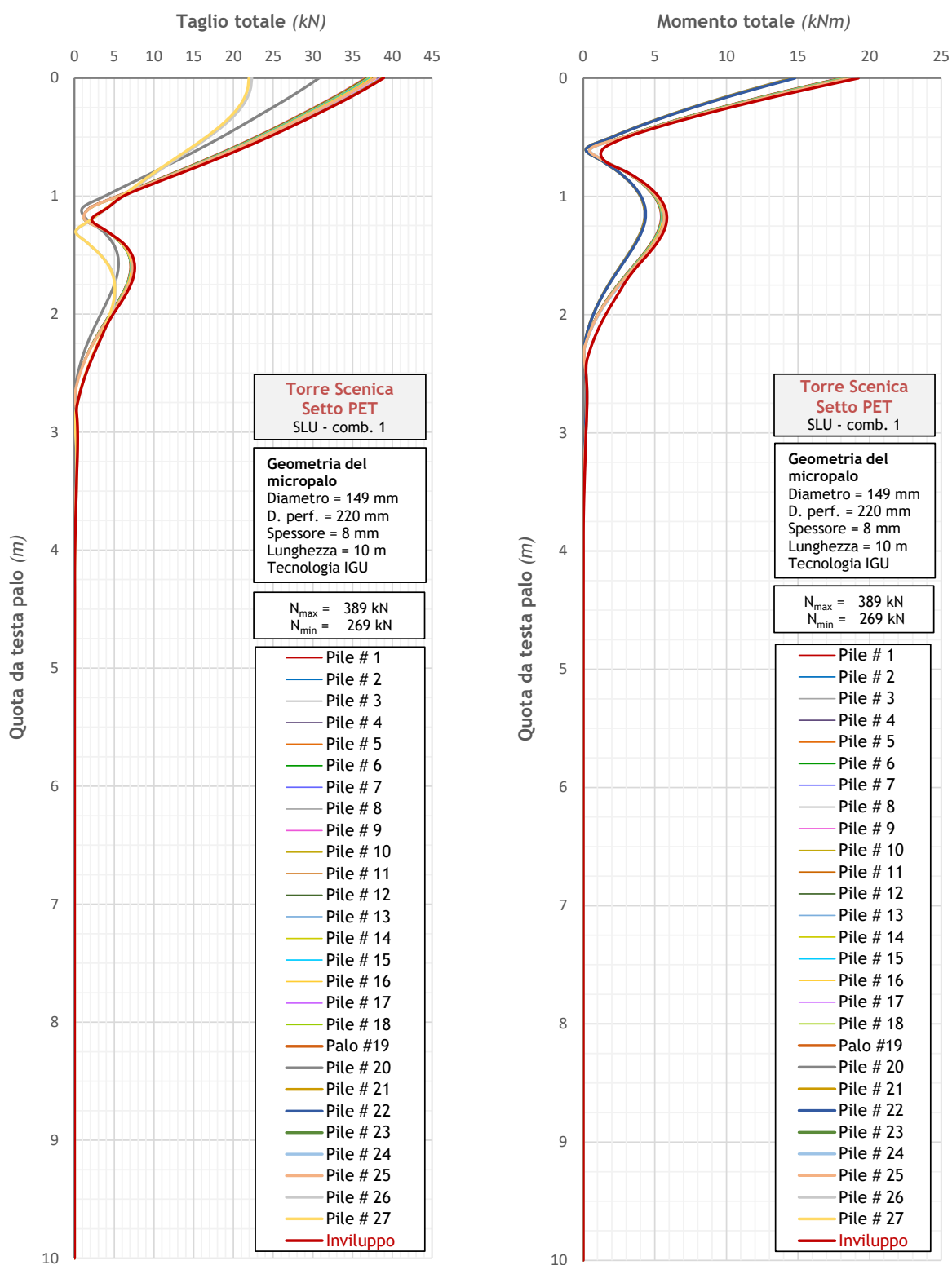


Figura 5.3 - Diagrammi di taglio e momento - setto PET.

6. Verifiche geotecniche e strutturali

Valutate le azioni risultanti sui micropali, vengono ora illustrate le verifiche geotecniche e strutturali condotte ai fini del dimensionamento, in accordo alle indicazioni normative (rif. [2.1.1]).

6.1 Capacità portante dei micropali

La verifica di capacità portante della palificata è condotta per le condizioni SLU e SLV, per cui si richiede che venga verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d indica il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore dell'azione di progetto corrisponde alla massima compressione in testa palo, come riportato in Tabella 5.1 e Tabella 5.2, a cui va aggiunto il peso proprio del micropalo, opportunamente fattorato. Come osservato, nessun micropalo risulta, invece, soggetto a trazione.

Per i dettagli sui criteri di verifica e sulla valutazione delle azioni e delle resistenze di progetto si rimanda alla relazione di calcolo delle fondazioni dei corpi scala (rif. [2.2.1]).

Nelle pagine seguenti si riportano di seguito i risultati delle verifiche, in forma grafica e tabellare, per la combinazione di calcolo dimensionante. Le analisi svolte confermano le lunghezze di progetto adottate per i micropali, rispettivamente pari a:

- $L = 12$ m, per il setto BCC;
- $L = 10$ m, per il setto PET.

Resistenze di progetto dei pali

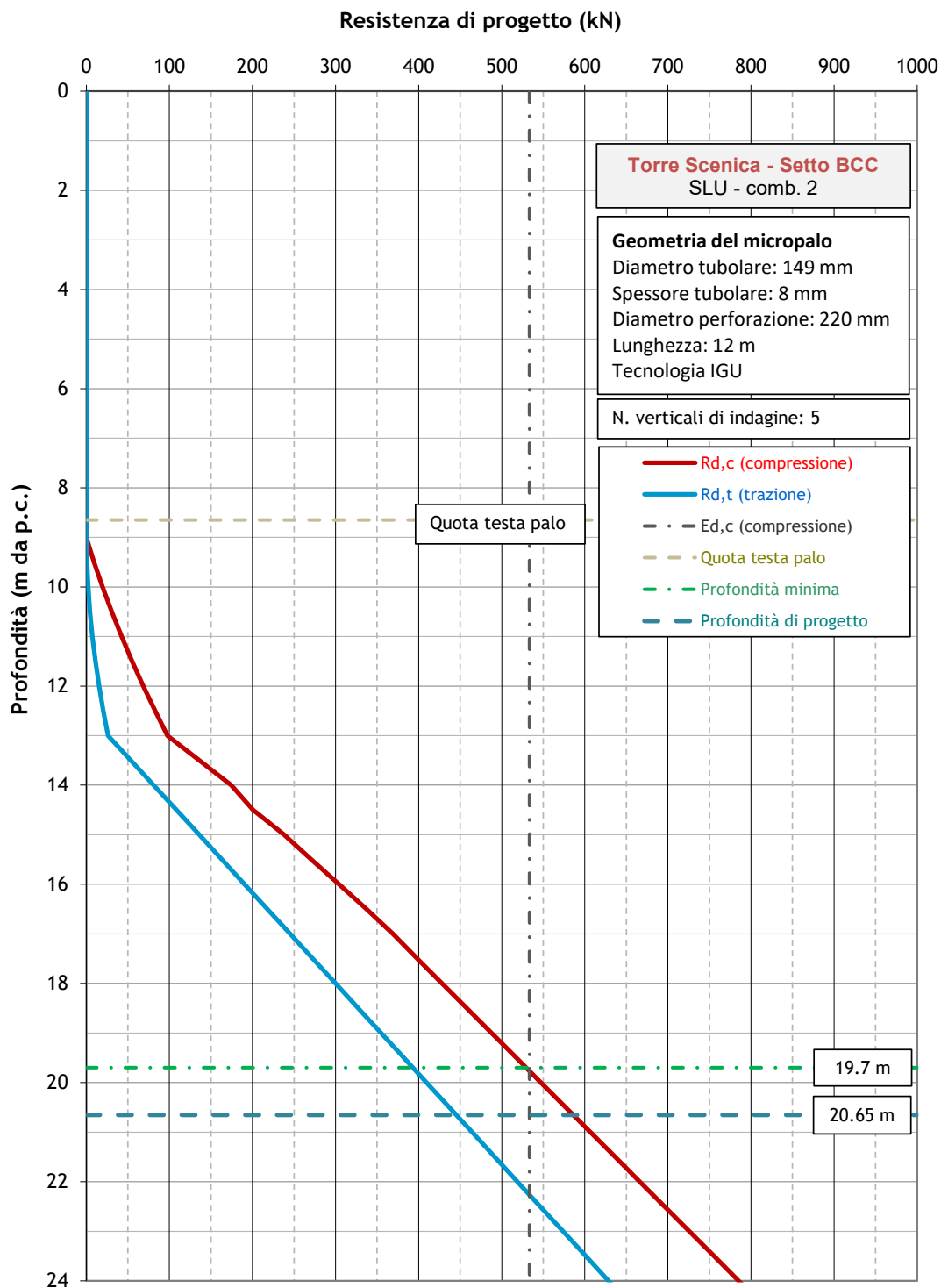


Figura 6.1 - Curve di capacità portante - setto BCC

Tabella 6.1 - Curva di capacità portante - setto BCC.

Valori di progetto R_d					
		$R_{d,p}$	$R_{d,l,c}$	$R_{d,t,c}$	$R_{d,t}$
Profondità	Lpalo	punta	Laterale (compressione)	Totale (compressione)	Laterale (trazione)
		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0	0	0	0
0.50	0.00	0	0	0	0
1.00	0.00	0	0	0	0
1.50	0.00	0	0	0	0
2.00	0.00	0	0	0	0
2.50	0.00	0	0	0	0
3.00	0.00	0	0	0	0
3.50	0.00	0	0	0	0
4.00	0.00	0	0	0	0
4.50	0.00	0	0	0	0
5.00	0.00	0	0	0	0
5.50	0.00	0	0	0	0
6.00	0.00	0	0	0	0
6.50	0.00	0	0	0	0
7.00	0.00	0	0	0	0
7.50	0.00	0	0	0	0
8.00	0.00	0	0	0	0
8.50	0.00	0	0	0	0
9.00	0.00	0	0	0	0
9.50	0.50	9	1	9	1
10.00	1.00	17	2	20	2
10.50	1.50	26	5	31	4
11.00	2.00	35	8	42	7
11.50	2.50	43	12	55	11
12.00	3.00	52	17	68	15
12.50	3.50	60	22	83	20
13.00	4.00	69	29	98	26
13.50	4.50	78	58	136	54
14.00	5.00	86	88	174	81
14.50	5.50	83	118	201	108
15.00	6.00	90	148	238	136
15.50	6.50	94	177	271	163
16.00	7.00	97	207	304	191
16.50	7.50	100	237	337	218
17.00	8.00	102	267	369	245
17.50	8.50	102	296	399	273
18.00	9.00	102	326	428	300
18.50	9.50	102	356	458	327
19.00	10.00	102	386	488	355
19.50	10.50	102	415	518	382
20.00	11.00	102	445	547	410
20.50	11.50	102	475	577	437
21.00	12.00	102	505	607	464
21.50	12.50	102	534	637	492
22.00	13.00	102	564	666	519
22.50	13.50	102	594	696	546
23.00	14.00	102	624	726	574
23.50	14.50	102	653	756	601
24.00	15.00	102	683	785	628
24.50	15.50	102	713	815	656
25.00	16.00	102	743	845	683
25.50	16.50	102	772	875	711
26.00	17.00	102	802	904	738
26.50	17.50	102	832	934	765
27.00	18.00	102	862	964	793
27.50	18.50	102	891	994	820
28.00	19.00	102	921	1023	847
28.50	19.50	102	951	1053	875
29.00	20.00	102	981	1083	902
29.50	20.50	102	1010	1113	930
30.00	21.00	102	1040	1142	957

Resistenze di progetto dei pali

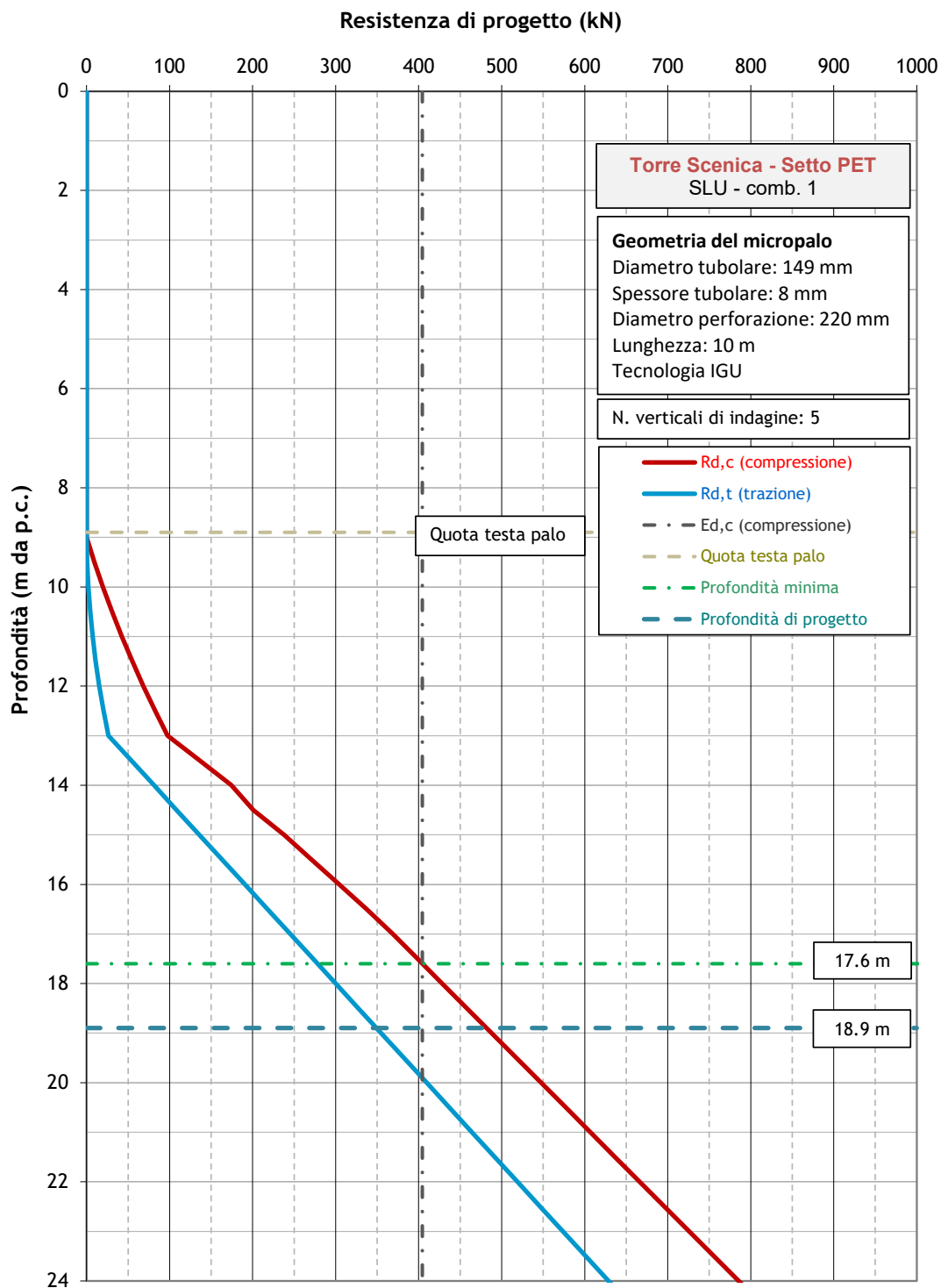


Figura 6.2 - Curve di capacità portante - setto PET.

Tabella 6.2 - Curva di capacità portante - setto PET.

Valori di progetto R_d					
		$R_{d,p}$	$R_{d,l,c}$	$R_{d,t,c}$	$R_{d,t}$
Profondità	L_{palo}	punta	Laterale (compressione)	Totale (compressione)	Laterale (trazione)
		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0	0	0	0
0.50	0.00	0	0	0	0
1.00	0.00	0	0	0	0
1.50	0.00	0	0	0	0
2.00	0.00	0	0	0	0
2.50	0.00	0	0	0	0
3.00	0.00	0	0	0	0
3.50	0.00	0	0	0	0
4.00	0.00	0	0	0	0
4.50	0.00	0	0	0	0
5.00	0.00	0	0	0	0
5.50	0.00	0	0	0	0
6.00	0.00	0	0	0	0
6.50	0.00	0	0	0	0
7.00	0.00	0	0	0	0
7.50	0.00	0	0	0	0
8.00	0.00	0	0	0	0
8.50	0.00	0	0	0	0
9.00	0.00	0	0	0	0
9.50	0.50	9	1	9	1
10.00	1.00	17	2	20	2
10.50	1.50	26	5	31	4
11.00	2.00	35	8	42	7
11.50	2.50	43	12	55	11
12.00	3.00	52	17	68	15
12.50	3.50	60	22	83	20
13.00	4.00	69	29	98	26
13.50	4.50	78	58	136	54
14.00	5.00	86	88	174	81
14.50	5.50	83	118	201	108
15.00	6.00	90	148	238	136
15.50	6.50	94	177	271	163
16.00	7.00	97	207	304	191
16.50	7.50	100	237	337	218
17.00	8.00	102	267	369	245
17.50	8.50	102	296	399	273
18.00	9.00	102	326	428	300
18.50	9.50	102	356	458	327
19.00	10.00	102	386	488	355
19.50	10.50	102	415	518	382
20.00	11.00	102	445	547	410
20.50	11.50	102	475	577	437
21.00	12.00	102	505	607	464
21.50	12.50	102	534	637	492
22.00	13.00	102	564	666	519
22.50	13.50	102	594	696	546
23.00	14.00	102	624	726	574
23.50	14.50	102	653	756	601
24.00	15.00	102	683	785	628
24.50	15.50	102	713	815	656
25.00	16.00	102	743	845	683
25.50	16.50	102	772	875	711
26.00	17.00	102	802	904	738
26.50	17.50	102	832	934	765
27.00	18.00	102	862	964	793
27.50	18.50	102	891	994	820
28.00	19.00	102	921	1023	847
28.50	19.50	102	951	1053	875
29.00	20.00	102	981	1083	902
29.50	20.50	102	1010	1113	930
30.00	21.00	102	1040	1142	957

6.2 Verifica a carico orizzontale

La verifica geotecnica nei confronti dell'azione di carico trasversale viene condotta confrontando la massima azione di taglio lungo il micropalo $T_{\max}$ con il valore resistente di progetto del terreno $R_{tr,d}$.

Ai fini dell'analisi, si farà riferimento alla curva carico-spostamento, valutata mediante il software LPile e descritta nella relazione di calcolo delle fondazioni dei Corpi scala (rif. [2.2.1]). A tal riguardo, si osserva come, già per uno spostamento di 0.1 m, il terreno sia in grado di sviluppare una resistenza di progetto pari a 66.7 kN; ben maggiore delle azioni orizzontali massime riportate in Tabella 5.1 e Tabella 5.2.

La verifica per i due setti si può, pertanto, ritenere soddisfatta.

6.3 Verifica strutturale dei tubolari

La verifica strutturale dell'armatura è condotta confrontando le massime tensioni agenti sul tubolare ($\varnothing_e = 149$ mm, spessore $s = 8$ mm), indotte dalle risultanti di taglio e momento, con la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio (classe S355).

Tali verifiche sono riassunte in Figura 6.3 e Figura 6.4 e risultano soddisfatte.

Torre Scenica Setto BCC <u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>			
DATI GEOMETRICI:			
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]
diametro interno del tubolare	d _{int}	133	[mm]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]
momento statico di metà sezione	S _{A/2}	79.6	[cm ³]
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]
coefficiente di sicurezza	Y _{M0}	1.05	[-]
tensione di snervamento di progetto	f _{yd}	338.1	[MPa]
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)			
tensione di snervamento normalizzata	ε	0.81	[-]
	ε ²	0.66	[-]
rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
classe della sezione	CLASSE	1	
SOLLECITAZIONI AGENTI:			
momento flettente di calcolo	M _{Ed}	10	[kNm/ml]
taglio di calcolo	T _{Ed}	20	[kN/ml]
sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	515	[kN/ml]
interasse tubolari	i	1	[m]
momento flettente agente	M _{Ed}	10	[kNm]
taglio agente	T _{Ed}	20	[kN]
sforzo normale agente	N _{Ed}	515	[kN]
VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:			
tensione normale	σ _{x,Ed}	229.7	[MPa]
tensione tangenziale	τ _{Ed}	11.3	[MPa]
sigma ideale	σ _{id}	230.5	[MPa]
fattore di sicurezza	FS	1.467	VERIFICATO

Figura 6.3 - Curve di capacità portante - setto BCC.

Torre Scenica Setto PET <u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>			
DATI GEOMETRICI:			
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]
diametro interno del tubolare	d _{int}	133	[mm]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]
momento statico di metà sezione	S _{A/2}	79.6	[cm ³]
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]
coefficiente di sicurezza	Y _{M0}	1.05	[-]
tensione di snervamento di progetto	f _{yd}	338.1	[MPa]
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)			
tensione di snervamento normalizzata	ε	0.81	[-]
	ε ²	0.66	[-]
rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
classe della sezione	CLASSE	1	
SOLLECITAZIONI AGENTI:			
momento flettente di calcolo	M _{Ed}	19	[kNm/ml]
taglio di calcolo	T _{Ed}	39	[kN/ml]
sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	389	[kN/ml]
interasse tubolari	i	1	[m]
momento flettente agente	M _{Ed}	19	[kNm]
taglio agente	T _{Ed}	39	[kN]
sforzo normale agente	N _{Ed}	389	[kN]
VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:			
tensione normale	σ _{x,Ed}	270.0	[MPa]
tensione tangenziale	τ _{Ed}	22.0	[MPa]
sigma ideale	σ _{id}	272.7	[MPa]
fattore di sicurezza	FS	1.240	VERIFICATO

Figura 6.4 - Curve di capacità portante - setto PET.

7. Software di calcolo utilizzati e loro licenze

Ai fini dell'analisi delle fondazioni è stato impiegato il programma di calcolo Group e LPile, sviluppati dalla Ensoft Inc. Si riporta di seguito la licenza d'uso degli applicativi.

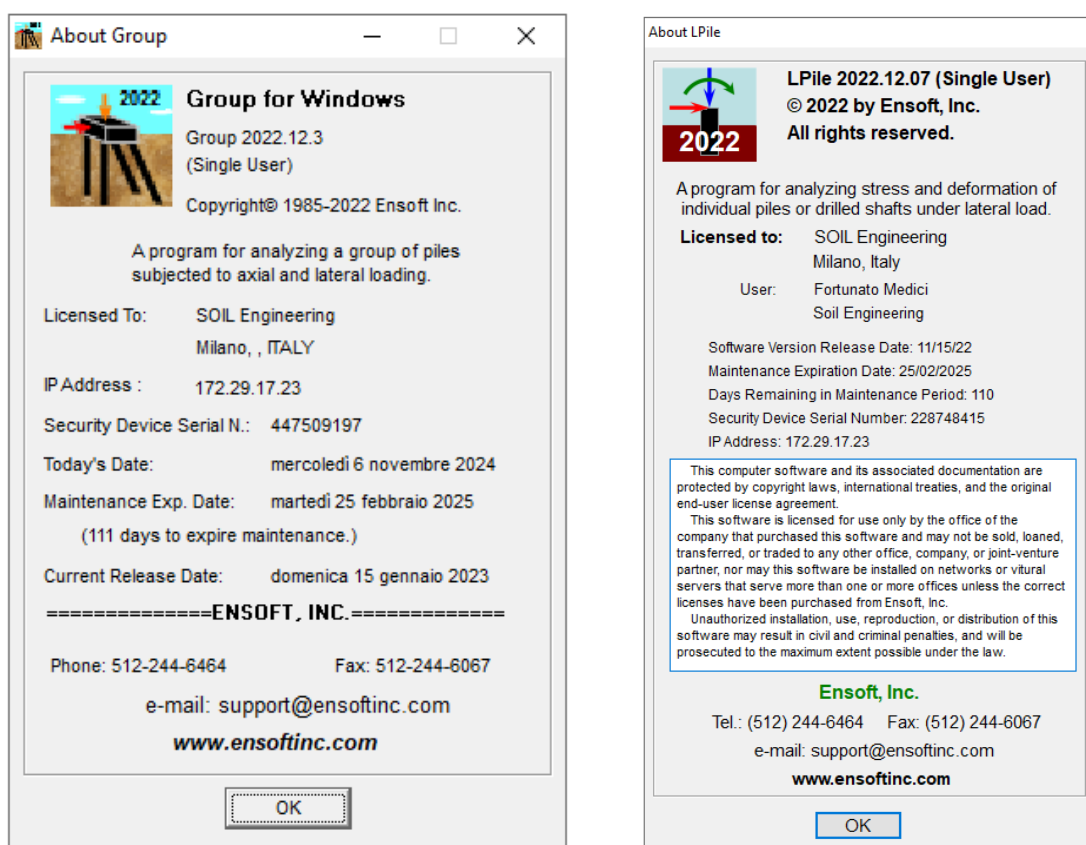


Figura 7.1 - Licenze d'uso di Group e LPile.

8. Conclusioni

La presente relazione ha visto il dimensionamento geotecnico delle fondazioni dei nuovi setti della torre scenica del Teatro Nuovo di Torino, situati verso i lati BCC e PET, in analogia a quanto visto per il progetto geotecnico delle fondazioni dei nuovi corpi scala (rif. [2.2.1]).

Le nuove fondazioni saranno costituite da platee su micropali trivellati, costituiti da un tubolare metallico in acciaio S355, con diametro esterno di 149 mm e spessore di 8 mm, a fronte di un diametro di perforazione di 220 mm. Questi saranno rivestiti con una guaina in malta o boiaccia cementizia, con funzione di protezione dall'ambiente esterno, iniettata a bassa pressione (tecnologia IGU).

L'analisi è stata condotta a partire dagli scarichi dei nuovi setti, forniti dal progettista delle strutture, e all'assetto planimetrico dei micropali previsto dal piano di fattibilità tecnica ed economica (PFTE).

Lo studio condotto ha visto l'analisi del comportamento di gruppo della palificata e, da qui, la valutazione delle azioni agenti sui singoli micropali. Con riferimento alla condizione più critica, sono state quindi condotte le verifiche geotecniche e strutturali indicate dalla vigente normativa NTC18.

Ciò ha permesso di giungere alla disposizione di progetto dei micropali per le nuove strutture di fondazione. Rispetto a quanto proposta dal PFTE, questa ha permesso di ottimizzare l'impiego degli elementi in ragione dell'eccentricità dei carichi agenti, consentendo una riduzione del numero degli elementi originariamente previsti.

SOIL ENGINEERING SRL

Prof. Massimo Majowiecki

Teatro Nuovo - Torino

Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo

Relazione di calcolo delle fondazioni

Setti struttura UTA

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10008_REV00			Numero pagine 20		
0	24/07/2025	Prima Emissione	FM	CR	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

Soil Engineering Srl

Via San Vigilio, 1 – Piano 3° - Edif. A – 20142 Milano – Italia

T +39 02 89121714

Pec soilengineering@pec.it – W www.soil.engineering

*Organizzazione con sistema di gestione per la qualità certificato
da Dasa-R&gister S.p.A. in conformità alla UNI EN ISO 9001:2015*

Certificato n. IQ-0123-06

Indice

1.	INTRODUZIONE	3
2.	RIFERIMENTI	4
2.1	Normative e raccomandazioni	4
2.2	Documentazione di progetto	4
2.3	Riferimenti bibliografici	4
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFICA	6
3.1	Litologie presenti	6
3.2	Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici di riferimento	7
4.	TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI E CARICHI	8
4.1	Disposizione dei micropali	8
4.2	Carichi trasmessi in fondazione	8
5.	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI GRUPPO	11
5.1	Risposta di gruppo dei pali di fondazione	11
5.2	Azioni risultanti sui micropali	11
6.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	14
6.1	Capacità portante dei micropali	14
6.2	Verifica a carico orizzontale	17
6.3	Verifica strutturale dei tubolari	17
7.	SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI E LORO LICENZE	18
8.	CONCLUSIONI	19

Doc. n.: MNF-005-DD-RP10008_REV00			Numero pagine 20		
0	24/07/2025	Prima Emissione	FM	CR	AG
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato

1. Introduzione

La presente relazione si inquadra nell'ambito del progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo di Torino, con lo scopo di fornire il dimensionamento geotecnico delle strutture di fondazione dei nuovi setti di supporto dell'impalcato delle unità di trattamento aria (UTA), individuati in Figura 1.1. A tal riguardo, si prevede per ciascun setto la realizzazione di una platea di fondazione su micropali.

Nel prosieguo si descriverà la procedura che ha portato al dimensionamento delle nuove strutture: dall'analisi delle geometrie e dei carichi di progetto, alla valutazione della risposta di gruppo della palificata, delle azioni risultanti sui singoli micropali e allo svolgimento delle verifiche geotecniche e strutturali indicate dalla normativa.

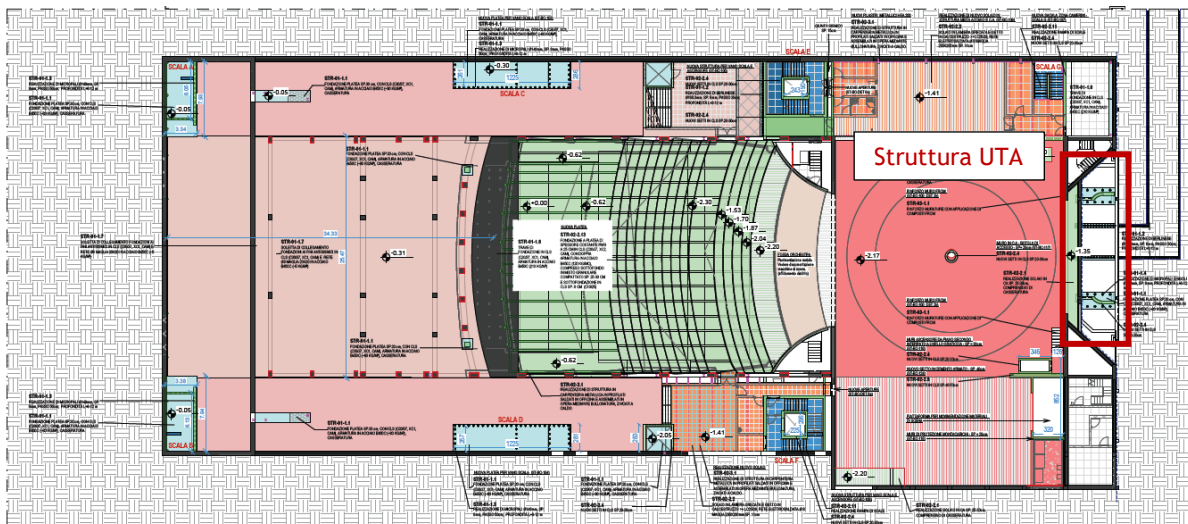


Figura 1.1 - Pianta del Teatro Nuovo con l'ubicazione dei nuovi setti di supporto della struttura UTA.

2. Riferimenti

Nel corso della presente relazione si farà riferimento alla documentazione di seguito riportata.

2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17 gennaio 2018: *“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”*, Gazzetta ufficiale n.42 del 20 febbraio 2018.
- 2.1.2 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Circolare 21/01/2019, n.8 del C.S.LL.PP: *“Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”* cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”. (circolare esplicativa alle NTC 2018).

2.2 Documentazione di progetto

Elaborati del progetto esecutivo

- 2.2.1 Soil Engineering Srl: *“Relazione di calcolo delle fondazioni - Corpi scala A, B, C, D, E, F”*, doc. MNF-005-DD-RP10001, Maggio 2025.
- 2.2.2 MJW Structures: *“EG_RETRO PALCO.dwg”*, ricevuto in data 03 Luglio 2025.
- 2.2.3 MJW Structures: *“Relazione di calcolo strutture - Strutture UTA”*, ricevuto in data 09 Giugno 2025.

Tavole grafiche di riferimento

- 2.2.4 MJW Structures: *“Fondazioni - Armatura setti struttura UTA”*, doc. 22044D02_3_0_E_ST_00_BC_295_0.

2.3 Riferimenti bibliografici

- 2.3.1 Associazione geotecnica italiana: *“Raccomandazioni sui pali di fondazione”*, Roma, Tipo-Lito Nicoletti, 1985.
- 2.3.2 Reese L. C., Wang S., Vazquez L., *“A Program for the Analysis of a Group o Piles Subjected to Vertical and Lateral Loading”*, Group V2022 program technical manual.

- 2.3.3 Reese L. C., Wang S., Vasquez L., Arrellaga J. A., Isenhowe W. M., “*A Program for the Analysis of a Deep Foundations Under Lateral Loading*”, LPile V2022 program technical manual.
- 2.3.4 Prakash S., Sharma H. D., “*Pile Foundations in Engineering Practice*”, John Wiley & Sons, 1990.
- 2.3.5 Viggiani C., “*Fondazioni*”, Hevelius Edizioni, Benevento, 2014.
- 2.3.6 Bustamante M., Doix. B., “*Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*”, Bull. Liaison L.C.P.C, n. 140, Nov-Dec. 1985, Parigi.

3. Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica

La caratterizzazione dei terreni è tratta dalla relazione di calcolo delle fondazioni dei corpi scala, andando a riprenderne gli aspetti di maggior interesse (rif. [2.2.1]).

3.1 Litologie presenti

Con riferimento ai terreni presenti in prossimità delle nuove strutture, si individuano i seguenti livelli:

- **Terreno di riporto (livello R)**

Terreno di riporto eterogeneo, costituito principalmente da una miscela di sabbia e limo con ghiaia sparsa. Sono presenti elementi lapidei e ciottoli. Lo spessore dello strato è variabile, da 1 a 4 metri.

- **Ghiaia sabbioso limosa (livello L1)**

Ghiaia sabbioso limosa, eterometrica, contenente rari ciottoli. Lo spessore varia da 7 m a 19 m.

- **Sabbia medio-fine, poco limosa (livello L2)**

Sabbia medio-fine, poco limosa, a tratti con ghiaietto e rari ciottoli. Lo spessore varia da 3 m a circa 9 m.

- **Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa (livello L3)**

Sabbia medio-grossa con ghiaia, a tratti limosa. Lo spessore varia da circa 7 m a oltre 12 m.

- **Ghiaia eterometrica limosa-sabbiosa, addensata (livello L4)**

Ghiaia eterometrica, sabbiosa, passante a sabbia. Lo spessore è pari circa a 7 m.

- **Argilla marnosa e marna argillosa (livello L5)**

Argilla limosa, compatta o dura, poco plastica.

3.2 Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici di riferimento

La stratigrafia locale di progetto per i due setti è riferita al sondaggio S3, secondo quanto descritto in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**; dove z_1 e z_2 descrivono le quote iniziali e finali dello strato, con riferimento al livello 0 del piano campagna. Si riassumono in Tabella 3.2 i parametri geotecnici di riferimento per gli strati di interesse per le opere di progetto.

In merito alla piezometria del sito, si assume una soggiacenza della falda di 15 m dal p.c., al fine di tener conto di una sua possibile risalita stagionale. Questa non verrà, comunque, interessata dai micropali di progetto.

Tabella 3.1 - Descrizione stratigrafica del sondaggio S3.

Strato	z_1 (m)	z_2 (m)	sp. (m)
R	0.0	4.0	4.0
L1	4.0	13.8	9.8
L2	13.8	>20	>6.2

Tabella 3.2 - Parametri geotecnici di riferimento per la stratigrafia di progetto.

Strato	Descrizione	Parametri Geotecnici			
		γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	E (Mpa)
R	Terreno di riporto	18	28	2	20
L1	Ghiaia sabbioso limosa	19	38	0	55
L2	Sabbia medio-fine, poco limosa	18.5	37	0	52

4. Tipologia delle fondazioni e carichi

Definita l'ubicazione delle aree di intervento, si riporta ora una breve descrizione delle opere in progetto e dei carichi trasmessi in fondazione dalle nuove strutture.

4.1 Disposizione dei micropali

Per le fondazioni dei nuovi setti si prevede l'adozione di platee di fondazione su micropali trivellati. Le limitazioni operative in cantiere impongono un diametro di perforazione di 250 mm ed una lunghezza massima di 12 m. L'armatura sarà costituita da tubolari in acciaio S355 di diametro esterno $\varnothing_e = 149$ mm e spessore $s = 8$ mm. La guaina di rivestimento sarà costituita da malta o boiacca di cemento, al fine di garantire il copriferro necessario sull'armatura.

L'assetto planimetrico dei micropali adottato per i due nuovi setti è riportato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, mentre un dettaglio della fondazione del singolo setto è riportato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Nel dettaglio, si prevedono 6 micropali con lunghezza di 8 m, disposti simmetricamente sui lati lunghi della fondazione. Rispetto al progetto di fattibilità tecnico ed economica (PFTE), data l'entità ridotta dei carichi portati dalla struttura si prevede la rimozione di due micropali, portando il totale da 8 a 6.

Si specifica che le quote indicate in figura sono relative all'estradosso della platea. Per maggiori dettagli, si rimanda alla tavola "*Fondazioni - Armatura setti struttura UTA*" (rif. [2.2.4]).

4.2 Carichi trasmessi in fondazione

I carichi trasmessi in fondazione per ciascun setto sono stati definiti a partire dai valori delle reazioni vincolari alle base di ciascun setto, forniti dal progettista delle strutture (rif. [2.2.3]) e qui riassunti in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Si riportano i valori delle azioni e dei momenti allo Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Vita (SLV), per ciascun setto e combinazione di calcolo considerata.

Le azioni agenti sono riferite all'estradosso della platea, ed il loro punto di applicazione coincide con il baricentro dei nuovi setti. La convenzione sui segni di forze e momenti è illustrata in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**



Prof. Massimo Majowiecki

Teatro Nuovo - Torino

Progetto di riqualificazione del Teatro Nuovo

Relazione di calcolo delle fondazioni

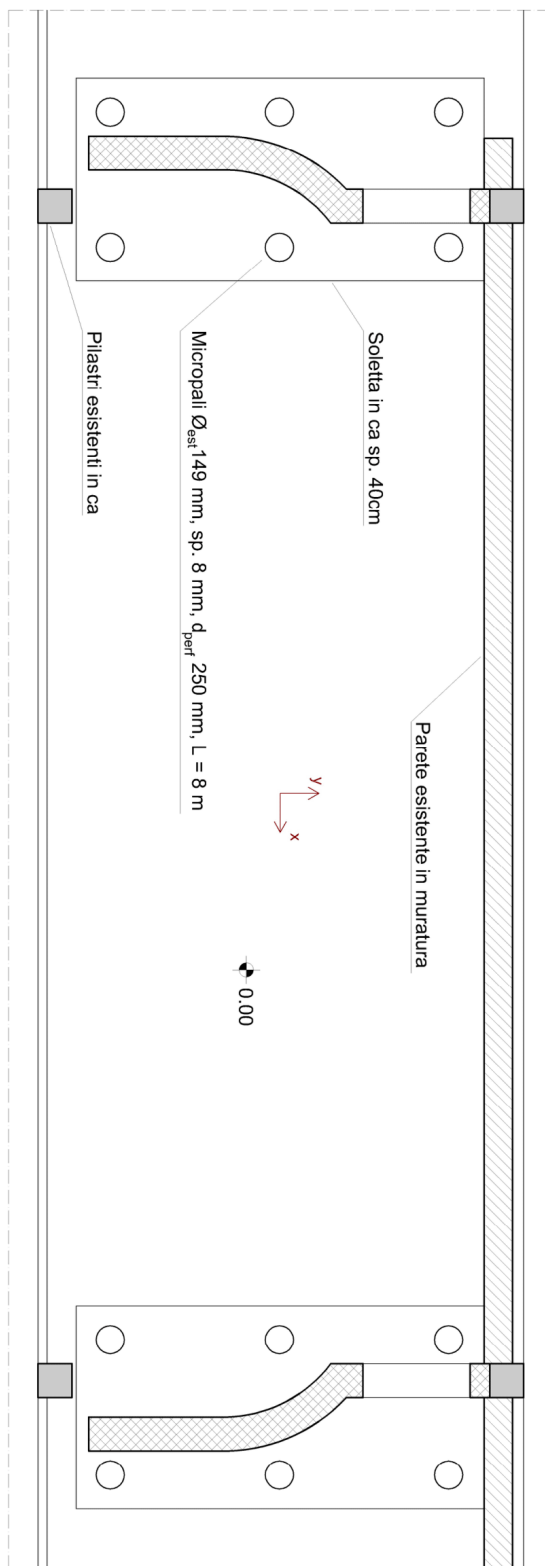


Figura 4.1 - Disposizione planimetrica dei micropali.

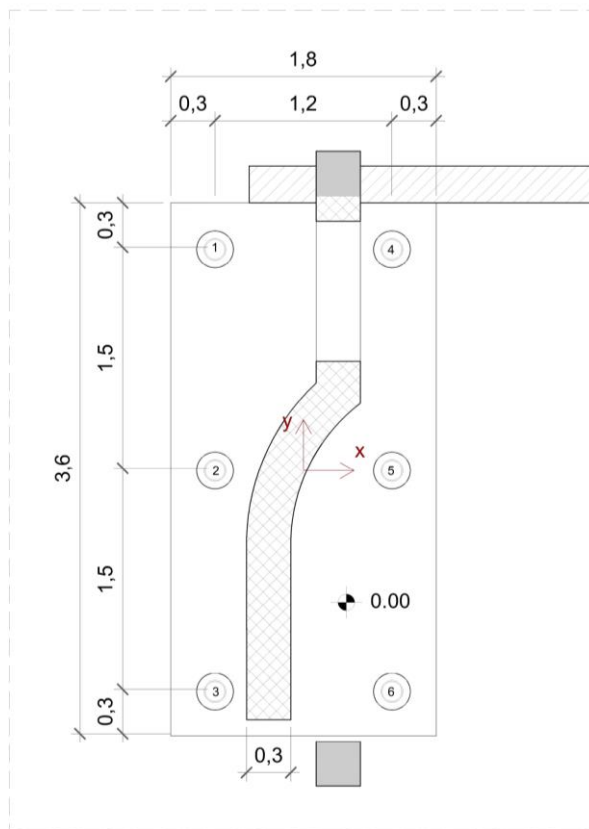


Figura 4.2 - Dettaglio setto struttura UTA.

Tabella 4.1 - Carichi trasmessi in fondazione.

Stato Limite	Combinazione	N [kN]	Tx [kN]	Ty [kNm]	Mx [kN]	My [kNm]
SLU	1	328	0	0	7	0
	2	328	0	0	0	7
SLV	3	174	29	0	0	72
	4	174	0	29	72	0

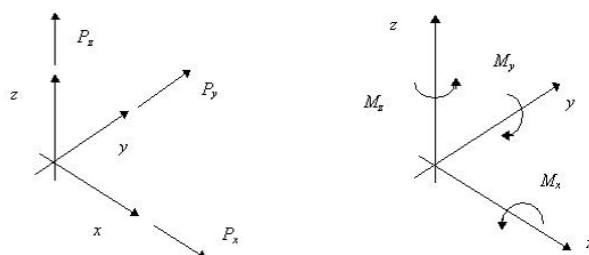


Figura 4.3 - Convenzione sui segni di forze e momenti.

5. Analisi del comportamento di gruppo

Definite le geometrie ed i carichi di progetto, si prosegue con l'analisi della risposta di gruppo della palificata, andando a valutare come le azioni esterne vadano a distribuirsi sui singoli micropali.

5.1 Risposta di gruppo dei pali di fondazione

L'analisi ha visto l'impiego del software Group 2022, secondo l'approccio e le ipotesi di modellazione dei terreni già descritte nella relazione di calcolo delle fondazioni dei corpi scala (rif. [2.2.1]).

I pali sono stati caratterizzati geometricamente considerando un diametro della perforazione di $\Phi=250$ mm, un modulo di Young (E) pari a 2×10^8 kN/m² ed un coefficiente di Poisson (ν) di 0.3. I carichi applicati in fondazione sono quelli definiti al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Si riporta una vista del modello di calcolo in Figura 5.1.

5.2 Azioni risultanti sui micropali

I valori delle azioni risultanti sui micropali per le combinazioni analizzate sono riportati in Tabella 5.1, in termini di:

- Azione assiale massima a compressione e trazione $N_{\max}/N_{\min}$, in testa palo;
- Taglio totale massimo $T_{\max}$ lungo il palo;
- Momento totale risultante massimo $M_{\max}$ lungo il palo.

Dove per "totale" si intende la risultante nel piano x, y. Nelle tabelle si evidenziano in **rosso** i valori dei massimi riscontrati tra le diverse combinazioni, dimensionanti per le successive verifiche. Si osserva, in particolare, come per nessuna combinazione di calcolo i micropali siano soggetti a trazione.

La distribuzione delle azioni di taglio e momento flettente lungo il micropalo è, invece, riportata in Figura 5.2, con evidenziato l'involuppo dei massimi. L'entità delle azioni risulta, comunque, trascurabile.

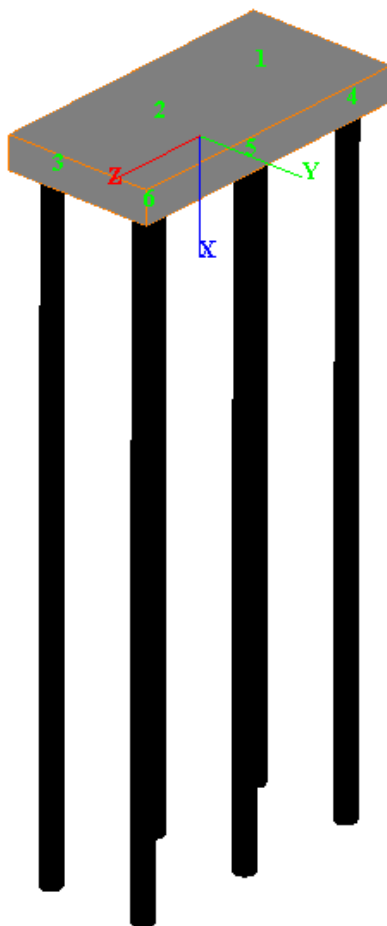


Figura 5.1 - Vista del modello di calcolo 3D.

Tabella 5.1 - Azioni risultanti sui micropali.

Stato Limite	Combinazione	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	T_{max} [kN]	M_{max} [kNm]
SLU	1	77	60	0	0
	2	75	62	2	2
SLV	3	71	9	5	4
	4	45	35	5	5

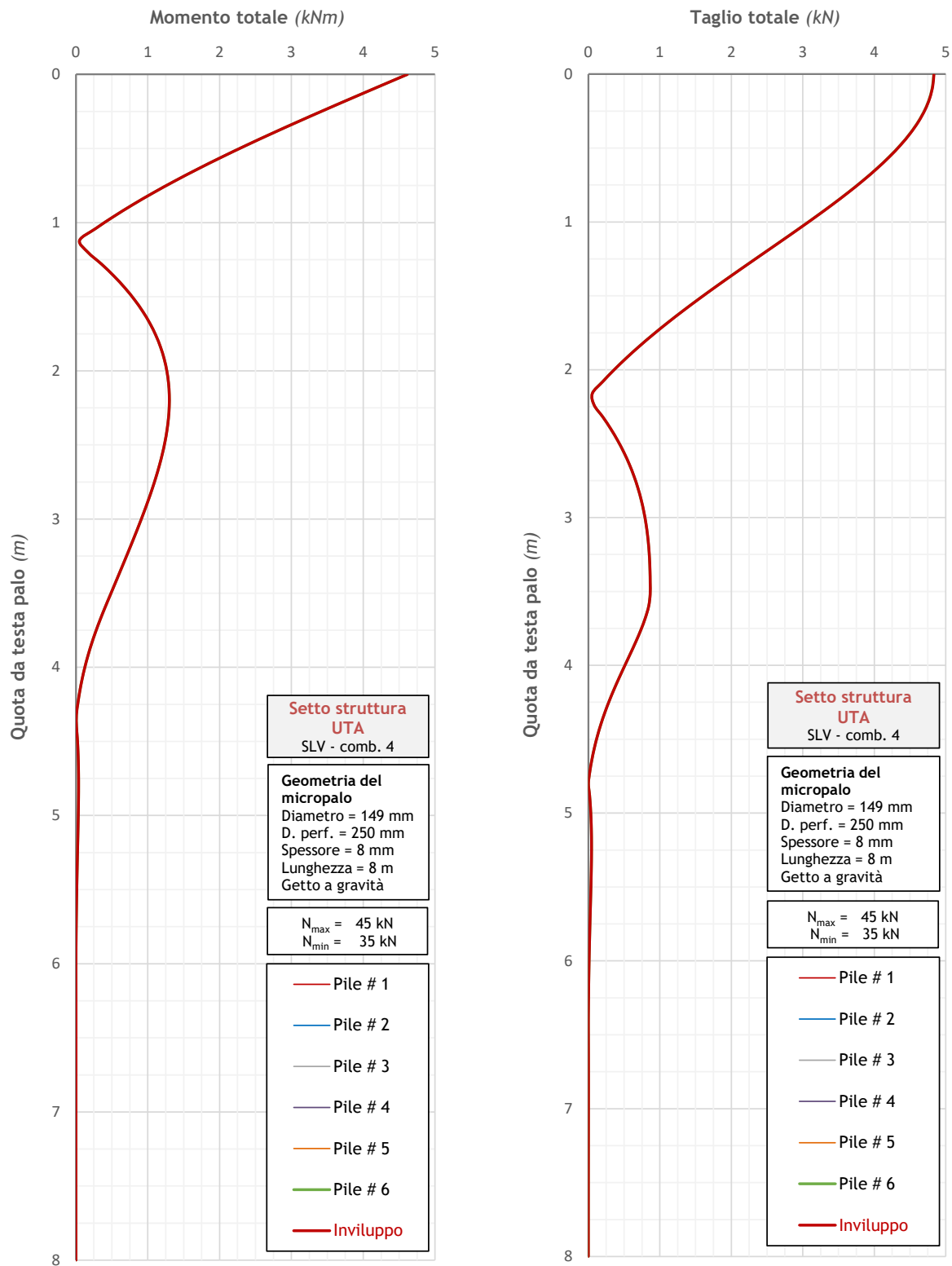


Figura 5.2 - Diagrammi di taglio e momento.

6. Verifiche geotecniche e strutturali

Valutate le azioni risultanti sui micropali, vengono ora illustrate le verifiche geotecniche e strutturali condotte, in accordo alle indicazioni normative (rif. [2.1.1]).

6.1 Capacità portante dei micropali

La verifica di capacità portante della palificata è condotta per le condizioni SLU e SLV, per cui si richiede che venga verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d indica il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Il valore dell'azione di progetto corrisponde alla massima compressione in testa palo, come riportato in Tabella 5.1 e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, a cui va aggiunto il peso proprio del micropalo, opportunamente fattorato. Come osservato, nessun micropalo risulta, invece, soggetto a trazione.

Per i dettagli sui criteri di verifica e le valutazioni delle azioni e delle resistenze di progetto si rimanda alla relazione di calcolo sulle fondazioni dei corpi scala (rif. [2.2.1]).

Nelle pagine seguenti, si riportano di seguito i risultati delle verifiche, in forma grafica e tabellare, per la combinazione di calcolo dimensionante.

Le analisi svolte confermano la lunghezza di progetto adottata per i micropali, pari a 8 m.

Resistenze di progetto dei pali

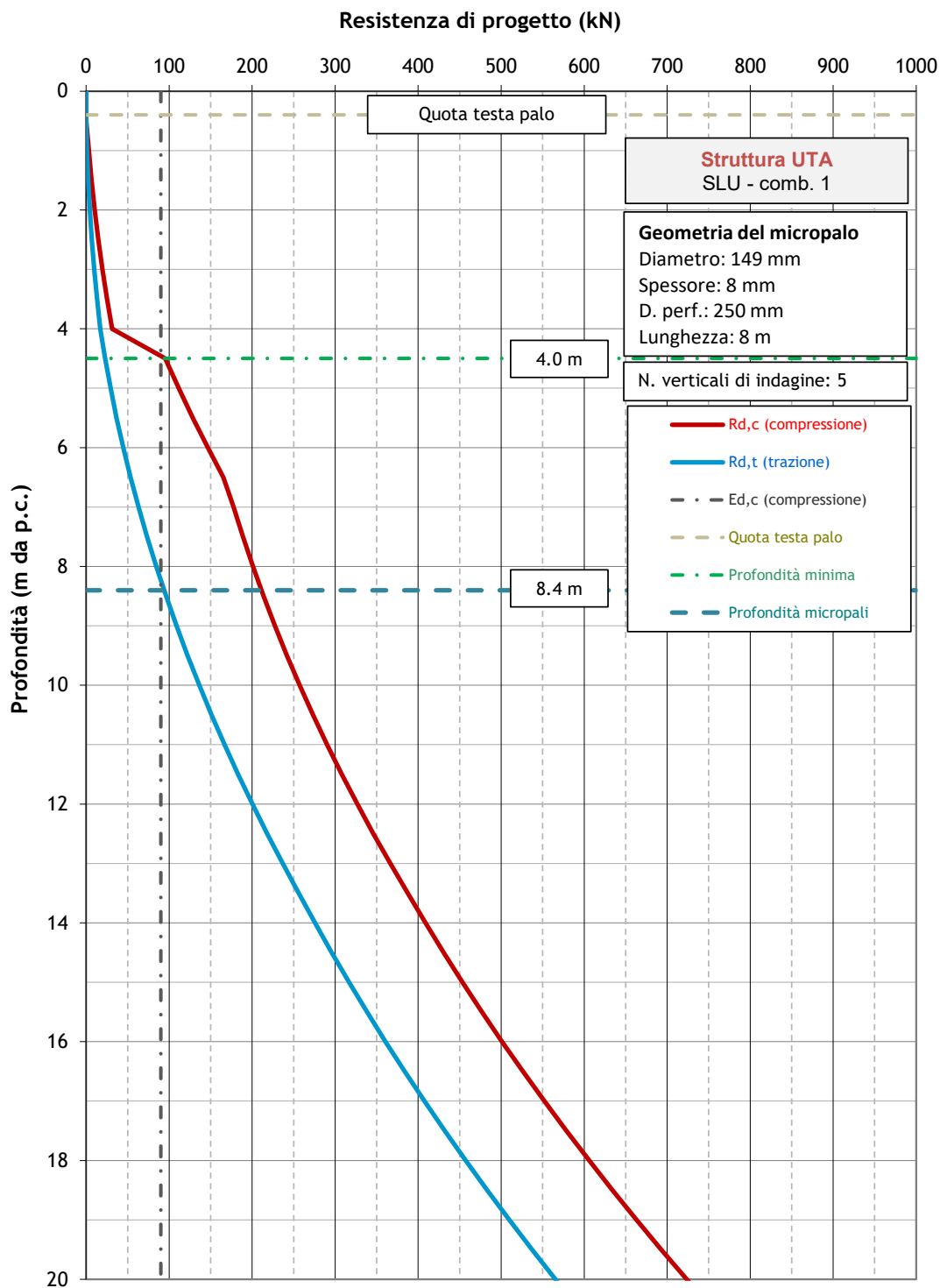


Figura 6.1 - Curve di capacità portante.

Tabella 6.1 - Curva di capacità portante.

Valori di progetto R_d					
		$R_{d,p}$	$R_{d,l,c}$	$R_{d,t,c}$	$R_{d,t}$
Profondità	Lpalo	punta	Laterale (compressione)	Totale (compressione)	Laterale (trazione)
		γ_r	γ_r	γ_r	γ_r
		1.35	1.15		1.25
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	0.00	0	0	0	0
0.50	0.00	0	0	0	0
1.00	0.50	2	1	3	1
1.50	1.00	4	3	6	2
2.00	1.50	6	5	10	4
2.50	2.00	7	7	15	7
3.00	2.50	9	11	20	10
3.50	3.00	11	14	25	13
4.00	3.50	13	19	31	17
4.50	4.00	70	25	95	23
5.00	4.50	80	32	111	29
5.50	5.00	89	40	129	37
6.00	5.50	98	49	147	45
6.50	6.00	107	58	165	54
7.00	6.50	109	69	178	63
7.50	7.00	109	80	189	73
8.00	7.50	109	92	201	84
8.50	8.00	109	105	214	96
9.00	8.50	109	118	227	109
9.50	9.00	109	133	242	122
10.00	9.50	109	148	257	136
10.50	10.00	109	164	273	151
11.00	10.50	109	181	290	167
11.50	11.00	109	199	308	183
12.00	11.50	109	218	327	200
12.50	12.00	109	237	346	218
13.00	12.50	109	257	366	237
13.50	13.00	109	278	387	256
14.00	13.50	109	300	409	276
14.50	14.00	109	322	431	296
15.00	14.50	109	344	453	317
15.50	15.00	109	368	477	338
16.00	15.50	109	392	501	361
16.50	16.00	109	417	526	384
17.00	16.50	109	443	552	408
17.50	17.00	109	470	579	432
18.00	17.50	109	497	606	457
18.50	18.00	109	525	634	483
19.00	18.50	109	554	663	510
19.50	19.00	109	584	693	537
20.00	19.50	109	614	723	565
20.50	20.00	109	646	755	594
21.00	20.50	109	678	787	623
21.50	21.00	109	710	820	654
22.00	21.50	109	744	853	685
22.50	22.00	109	778	887	716
23.00	22.50	109	812	921	747
23.50	23.00	109	847	956	779
24.00	23.50	109	881	990	810
24.50	24.00	109	915	1024	842
25.00	24.50	109	949	1058	873
25.50	25.00	109	983	1092	904
26.00	25.50	109	1017	1126	936
26.50	26.00	109	1051	1160	967
27.00	26.50	109	1086	1195	999
27.50	27.00	109	1120	1229	1030
28.00	27.50	109	1154	1263	1062
28.50	28.00	109	1188	1297	1093
29.00	28.50	109	1222	1331	1124
29.50	29.00	109	1256	1365	1156
30.00	29.50	109	1290	1400	1187

6.2 Verifica a carico orizzontale

La verifica geotecnica nei confronti dell'azione di carico trasversale viene condotta confrontando la massima azione di taglio $T_{\max}$ lungo il micropalo con il valore resistente di progetto del terreno $R_{tr,d}$.

Ai fini dell'analisi, si farà riferimento alla curva carico-spostamento, valutata mediante il software LPILE e descritta nella relazione di calcolo sulle fondazioni dei corpi scala (rif. [2.2.1]),

A tal riguardo, si osserva come già per uno spostamento pari a 0.1 m, il terreno sia in grado di sviluppare una resistenza di progetto pari a 66.7 kN, ben maggiore delle azioni orizzontali massime riportate in Tabella 5.1, peraltro ampiamente trascurabili.

La verifica dei setti si può, pertanto, ritenere soddisfatta.

6.3 Verifica strutturale dei tubolari

La verifica strutturale dell'armatura è condotta confrontando le massime tensioni agenti sul tubolare ($\varnothing_e = 149$ mm, spessore $s = 8$ mm), indotte dalle risultanti di taglio e momento lungo il micropalo, con la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio (classe S355).

Tali verifiche sono riassunte in Figura 6.2 e, come si può osservare, risultano ampiamente soddisfatte.

Struttura UTA				CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)			
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare - MICROPALI</u>				tensione di snervamento normalizzata	ϵ	0.81	[-]
					ϵ^2	0.66	[-]
				rapporto diametro/spessore	d/t	18.6	[-]
				classe della sezione	CLASSE	1	
<u>DATI GEOMETRICI:</u>				<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>			
diametro esterno del tubolare	d	149	[mm]	momento flettente di calcolo	M_{Ed}	5	[kNm/ml]
spessore del tubolare	t	8.0	[mm]	taglio di calcolo	T_{Ed}	5	[kN/ml]
diametro interno del tubolare	d_{int}	133	[mm]	sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	75	[kN/ml]
area della sezione del tubolare	A	3543.7	[mm ²]	interasse tubolari	i	1	[m]
momento inerzia tubolare	I	883.5	[cm ⁴]	momento flettente agente	M_{Ed}	5	[kNm]
modulo resistenza elastico	W	118.6	[cm ³]	taglio agente	T_{Ed}	5	[kN]
momento statico di metà sezione	$S_{A/2}$	79.6	[cm ³]	sforzo normale agente	N_{Ed}	75	[kN]
				<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:</u>			
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]	tensione normale	$\sigma_{x,Ed}$	63.3	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05	[-]	tensione tangenziale	τ_{Ed}	2.8	[MPa]
tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338.1	[MPa]	sigma ideale	σ_{id}	63.5	[MPa]
				fattore di sicurezza	FS	5.323	VERIFICATO

Figura 6.2 - Curve di capacità portante.

7. Software di calcolo utilizzati e loro licenze

Ai fini dell'analisi delle fondazioni è stato impiegato il programma di calcolo Group e LPile, sviluppati dalla Ensoft Inc. Si riporta di seguito la licenza d'uso degli applicativi.

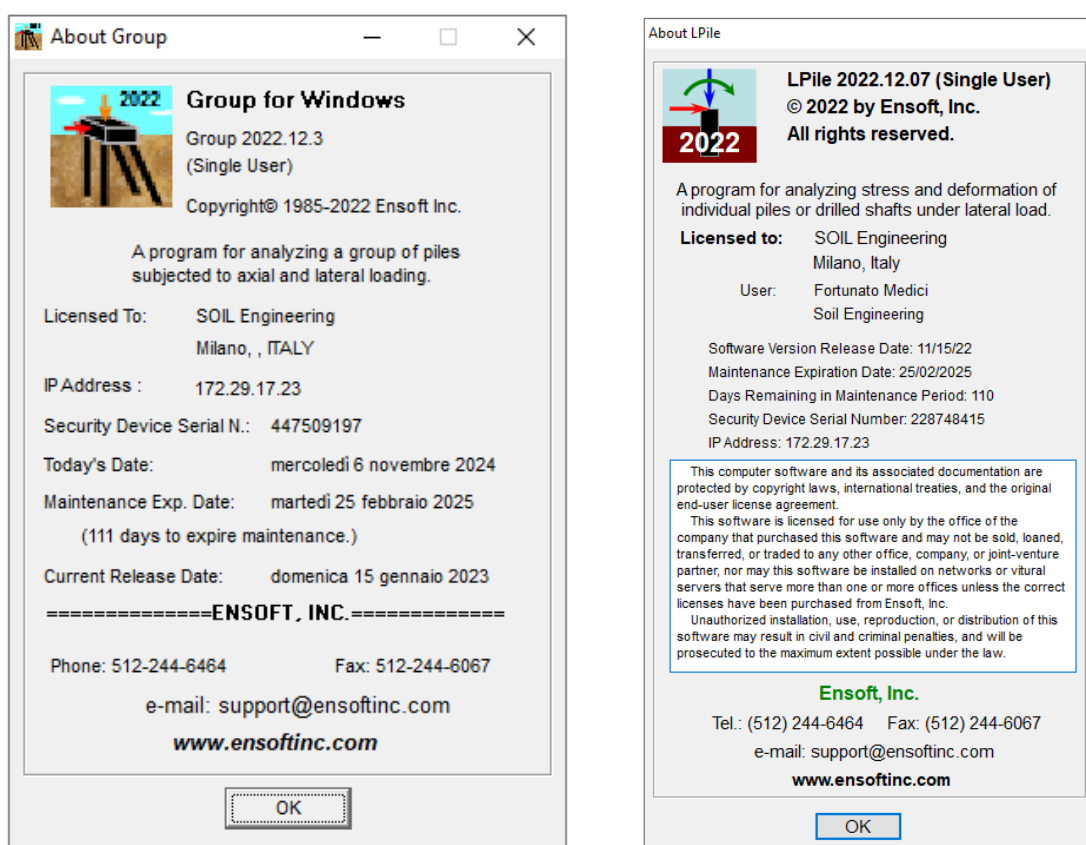


Figura 7.1 - Licenze d'uso di Group e LPile.

8. Conclusioni

La presente relazione ha trattato il dimensionamento geotecnico delle fondazioni dei setti di supporto della nuova struttura UTA, in analogia a quanto visto per le fondazioni dei corpi scala (rif. [2.2.1]).

Le nuove fondazioni saranno costituite da platee su micropali trivellati, costituiti da un tubolare metallico in acciaio S355, con diametro esterno di 149 mm e spessore di 8 mm, a fronte di un diametro di perforazione di 250 mm. Questi saranno rivestiti con una guaina in malta o boiacca cementizia, con funzione di protezione dall'ambiente esterno, iniettata con getto a gravità.

A partire dagli scarichi delle nuove strutture sono state valutate la risposta di gruppo della palificata e, da qui, le azioni risultanti sui singoli micropali per le diverse combinazioni di calcolo. Con riferimento alla condizione più critica, sono state quindi condotte le verifiche geotecniche e strutturali indicate dalle NTC18.

Ciò ha consentito di definire la disposizione di progetto per le nuove strutture di fondazione, consentendo una discreta riduzione del numero di micropali rispetto a quanto originariamente previsto dal Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica.

SOIL ENGINEERING SRL