

UFFICIO OPERATIVO DI MILANO

Via Taramelli 12, 20124 Milano

**MB-E-3 PROGETTAZIONE DEFINITIVA
 E REDAZIONE DEL PIANO OPERATIVO DI BONIFICA
 PER LA REALIZZAZIONE DI UN'AREA DI LAMINAZIONE
 PER LE PIENE DEL TORRENTE SEVESO
 NEI COMUNI DI PADERNO DUGNANO (MI) E VAREDO (MB)
 C.I.G.: 6574175CD2 C.U.P.: B57B15000390003**

PROGETTO DEFINITIVO

**RELAZIONE GEOTECNICA – ANALISI DELL'INTERFERENZA
 CON IL RILEVATO FERROVIARIO**

RESPONSABILE PROGETTAZIONE GENERALE:
 DOTT. ING. FULVIO BERNABEI

PROGETTAZIONE IDRAULICA E STRUTTURALE:
 DOTT. ING. FULVIO BERNABEI
 DOTT. ING. STEFANO ADAMI
COORD. DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
 DOTT. ING. LAURA GRILLI

GEOLOGIA E PROGETTAZIONE GEOTECNICA:
 PROF. GEOL. LAMBERTO LUCIANO GRIFFINI
 DOTT. ING. STEFANO GRIFFINI

PROGETTAZIONE PAESAGGISTICA E AMBIENTALE:
 DOTT. ING. MASSIMO SARTORELLI
 DOTT. MARIO PUZZI
 DOTT. STEFANIA TRASFORINI
 DOTT. CHIARA LUVIÈ
 DOTT. ANDREA SIBILIA

CONSULENZE SPECIALISTICHE
 ASPETTI PAESAGGISTICI E AMBIENTALI:
 PROF. ANGELO DAL SASSO
 PROF. GIUSEPPE CROSA

PIANO DI BONIFICA:
 PROF. GEOL. GIOVANNI PIETRO BERETTA
 DOTT. GEOL. MAURIZIO NESPOLI
 DOTT. ING. ADELIO PAGOTTO
 DOTT. GEOL. MONICA AVANZINI

DOTT. ING. PAOLO SANAVIA

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
 DOTT. ING. LUIGI MILLE

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



MANDANTE:



MANDANTE:



MANDANTE:



MANDANTE: Ing. Paolo Sanavia

ELAB. N°

7

DATA **GIUGNO 2017**

COMMESSA N° 017/2016	REDATTO SM
CODICE COMMESSA DEFAIPOVAREDO	CONTROLLATO GS
NOME FILE	APPROVATO GL

Mod.7.3 F - Rev.01

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.
01	FEBB. 2019	REVISIONE A SEGUITO RAPPORTO DI VERIFICA			

INDICE

1	Premessa	2
2	Riferimenti	3
2.1	Leggi e normative	3
2.2	Elaborati di progetto	3
2.3	Bibliografia	3
2.4	Codici di calcolo	4
3	Descrizione opere in progetto	5
3.1	Descrizione generale	5
3.2	Carichi di progetto	6
4	Caratteristiche materiali	7
4.1	Baggioli in C.A.	7
4.2	Barre d'armatura per C.A.	7
4.3	Micropali di fondazione	7
5	Caratterizzazione geotecnica e sismica	8
6	Analisi e verifiche geotecniche delle opere	9
6.1	Approccio metodologico	9
6.2	Collasso per carico limite assiale	9
6.3	Collasso per carico trasversale	14
6.4	Raggiungimento della resistenza dei micropali	17
	Figure	21

1 Premessa

Nell'ambito dell'appalto *"progettazione definitiva, nonché della redazione del Piano operativo di Bonifica per la realizzazione di un'area di laminazione per le piene del torrente Seveso nei Comuni di Paderno Dugnano (MI) e Varedo (MB)"* è prevista la realizzazione di tre canali che sottopassano il rilevato della linea ferroviaria Milano-Seveso, gestita da FerrovieNord, che corre parallelamente al Seveso.

I canali hanno la funzione di collegare il manufatto di imbocco e sollevamento, lato Seveso, con le vasche di laminazione.

Per limitare al minimo l'interferenza con l'esercizio ferroviario in fase di realizzazione dei manufatti di collegamento, si prevede di utilizzare la tecnica ormai consolidata di installazione di un ponte provvisorio di sostegno dei binari ferroviari. Il ponte consente di svincolare l'operatività della ferroviaria dai cedimenti indotti in superficie dalle operazioni di spinta degli scatolari.

A tale scopo è stato sviluppato con il supporto della società Essen Italia S.r.l., in possesso del brevetto del sistema, il predimensionamento del sistema di sostegno dei binari.

Forma scopo di questa relazione la descrizione del sistema scelto e la verifica geotecnica delle opere di fondazione del ponte.

2 Riferimenti

2.1 Leggi e normative

- (1) Decreto Ministeriale 14.01.2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni
- (2) Circolare 02.02.2009 n. 617 del Consiglio Sup. LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- (3) UNI EN 1998-5 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5 – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- (4) UNI EN 1992-1-1 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici
- (5) American Petroleum Institute - "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms" – RP 2A 21st edition, October 2007.

2.2 Elaborati di progetto

- (6) Elab.N.3 - Relazione geologica, geotecnica e sismica
- (7) Elab.N.5 – Relazione sulle strutture
- (8) Tav.N.6.1 – Manufatto di imbocco e sollevamento: piante
- (9) Tav.N.6.2.1 – Manufatto di imbocco e sollevamento: sezioni longitudinali
- (10) Tav.N.6.2.2 – Manufatto di imbocco e sollevamento: sezioni trasversali
- (11) Tav.N.11 - Planimetria di ubicazione indagini geognostiche
- (12) Tav.N.12 - Sezioni geologiche
- (13) Tav.N.13 - Sezioni geotecniche

2.3 Bibliografia

- (14) Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce – Raccomandazioni AGI-AICAP 2012
- (15) Bustamante M. & Doix B. (1985) – "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bull. Liason Lab Ponts et Chaussées, 140, pp. 75÷95
- (16) Bowles J.E. – Foundation Analysis and Design, 4th Ed.
- (17) Cox, W.R., Reese, L.C., and Grubbs, B.R. – "Field testing of laterally loaded Piles in Sand" – Proc. 6th Offshore technology Conference, Vol. II, pp. 459-472
- (18) Matlock H.- "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay" - Proc. 2nd Offshore Technology Conference - Houston, Texas - Vol. 1, pp. 577-594 (1970).
- (19) O'Neill M.W. and Murchison J.M. - "An Evaluation of p-y Relationships in Sands", a report to the American Petroleum Institute - PRAC 82-41-1 - The University of Houston-University Park, Houston, Texas (1983).
- (20) Reese L. C., Cox W. R. and Koop F. D. - "Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay" - Proc. 7th Offshore Technology Conference - Houston, Texas, Vol. 1, pp. 671-690 (1975).

- (21) Reese L. C. – “Analysis of Piles in Weak Rock” – Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE, pp. 1010÷1017

2.4 Codici di calcolo

- (22) LPILE 2012 V. 6.37 – Copyright Ensoft Inc.

3 Descrizione opere in progetto

3.1 Descrizione generale

Il progetto prevede la realizzazione di tre scatolari che sottopassano la linea ferroviaria: due con dimensioni 4.50×3.50 m e quota di imposta a 163.0 m s.m. (circa 12.0 m da p.c.) e uno con dimensioni 3.25×3.25 m e quota di imposta a 158.5 m s.m. (circa 17 m da p.c.).

Gli scatolari saranno in parte realizzati con tecnologia a spinta, a partire dal manufatto di imbocco e sollevamento lato Seveso e in parte gettati in opera, a partire dall'area ex SNIA dove saranno ricavate le vasche di laminazione.

L'intervento interessa una tratta di 17.0 m della linea ferroviaria (dagli estremi degli scatolari più esterni) con una copertura minima di circa 8.0 m.

Per ridurre al minimo l'interferenza della realizzazione dei tre scatolari sull'operatività della linea ferroviaria, si è deciso di adottare la soluzione ormai consolidata di realizzazione di un ponte di sostegno provvisorio dei binari, mediante tecnologia brevettata Essen, che consente di svincolare la funzionalità dell'infrastruttura dalle operazioni di scavo/spinta dei manufatti di sottopassaggio.

Il progetto prevede la realizzazione di due ponti gemellati in acciaio, con luce di 17.64 m, sostenuti ognuno da due travi maestre in acciaio - travi gemelle - aventi sezioni di altezza variabile e disposte parallelamente ai binari. Le travi di sostegno poggiano a loro volta su sei baggioli in C.A. fondati su micropali.

I plinti centrali, comuni ai due ponti, hanno dimensioni di $140 \times 150 \times 70$ cm e poggiano ognuno su 6 micropali, quelli laterali hanno invece dimensioni $100 \times 100 \times 70$ cm e poggiano ognuno su 4 micropali.

I micropali hanno diametro di perforazione $\varnothing 220$ mm, armatura tubolare $\varnothing 168.3$ sp. 10 mm in acciaio S355, valvolata nel tratto da 9.0 a 21.0 m da p.c. in modo da poter realizzare iniezioni tipo I.R.S.

In **Figura 3.1** sono riportate due foto di un'applicazione tipica con ponte gemellato.



Figura 3.1 – Foto applicazione tipologica ponte gemellato

In **Figura 3.2**, **Figura 3.3** e **Figura 3.4** sono riportate rispettivamente la planimetria generale dell'intervento e le sezioni tipo longitudinale e trasversale al rilevato ferroviario.

Le verifiche riportate nel presente documento sono relative alle opere di fondazione dei ponti gemellati, sulla base dei carichi di progetto trasmessi dalla ditta che fornisce il sistema.

Resta a carico dell'impresa che si occuperà della fornitura e dell'installazione del sistema il dimensionamento dei due ponti in acciaio e l'eventuale aggiornamento dei carichi di progetto da considerare per i baggioli di fondazione.

Sulla base dei nuovi carichi di progetto saranno aggiornate ed affinate le verifiche di sicurezza e funzionalità dei micropali di fondazione.

Il dimensionamento dei micropali di fondazione dovrà essere verificato in sito mediante la realizzazione di prove di carico su almeno n.2 pali pilota (uno per carichi assiali e uno per carichi trasversali).

3.2 Carichi di progetto

Si considerano i seguenti carichi di progetto trasmessi da ciascun appoggio del ponte:

- | | |
|--|-------------------------|
| - Azione verticale massima | $N_{ed}=726 \text{ kN}$ |
| - Azione orizzontale trasversale massima | $T_{ed}=93 \text{ kN}$ |
| - Azione orizzontale assiale massima | $A_{ed}=76 \text{ kN}$ |

4 Caratteristiche materiali

4.1 Baggioli in C.A.

Classe di resistenza minima 32/40 ($R_{ck} \geq 40$ MPa)

Classe di esposizione XC4-XF3

4.2 Barre d'armatura per C.A.

Acciaio ordinario B450C

4.3 Micropali di fondazione

Perforazione \varnothing 220 mm

Armature tubolari \varnothing 168.3 sp.10 mm L=21.0 m acciaio S355

Iniezioni tipo I.R.S. (tratto valvolato 9÷21 m da testa palo)

5 Caratterizzazione geotecnica e sismica

Viene riportata di seguito la stratigrafia ed i parametri geotecnici di progetto per l'area in esame, come riportati nella relazione di caratterizzazione geotecnica (rif.(6)).

Varedo - Lotto 1 - Caratterizzazione geotecnica									
Unità	Descrizione	Quota	Densità relativa	Angolo Resistenza al taglio	Coesione efficace	Modulo elastico piccole deformazioni	Modulo elastico operativo	Peso di Volume Naturale	Peso di Volume Saturo
		[m da p.c.]	Dr [%]	$\phi_k [^\circ]$	c'_k [kPa]	E_{01} [MPa]	E_{25} [MPa]	γ_N [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]
TV	Terreno Vegetale	0.0÷2.0	-	30	0	-	5	18	20
GS	Ghiaia Sabbiosa	2.0÷7.5	60	35	0	70-100	15-30	18	20
SGL	Sabbia Ghiaiosa Limosa	7.5÷26.0	60-85	39.5	0	100-200	30-60	19.5	20.9
SL	Sabbia Limosa	26.0÷40.0	85-90	41	0	200	60	20	21.2

Il livello di falda non è interferente con gli scavi dal momento che si trova a una quota di 152.5 m s.m con possibile escursione massima di 5.0 m.

Dal momento che si tratta di opera provvisoria, con durata prevista inferiore ai due anni, ai sensi del §2.4.1 delle NTC2008 i carichi sismici non sono considerati.

6 Analisi e verifiche geotecniche delle opere

6.1 Approccio metodologico

Vengono di seguito riportate le verifiche di sicurezza e funzionalità dei micropali di fondazione dei baggioli che sostengono le travi principali dei due ponti gemellati.

Le verifiche sono state eseguite ai sensi delle NTC2008 (rif.(1)), che prevedono l'utilizzo dell'approccio agli Stati Limite per la progettazione delle strutture.

Sono stati verificati:

Stati Limite Ultimo di tipo geotecnico (GEO):

- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

Stati Limite Ultimo di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza dei micropali

Le verifiche sono state effettuate considerando la configurazione geometrica più sfavorevole, vale a dire quella dei baggioli centrali, che poggiano ciascuno su 6 micropali di fondazione e che sorreggono due travi di sostegno ciascuno.

Le verifiche dei micropali sono state effettuate determinando l'azione agente su ciascun micropalo nell'ipotesi di comportamento rigido del baggiolo.

I carichi di progetto assiali e orizzontali considerati per ciascun micropalo sono i seguenti:

$$N_{ed_mp} = 2 \times N_{ed} / (n) = 2 \times 726 / (6) = 242 \text{ kN/micropalo}$$

$$V_{ed_mp} = (T_{ed}^2 + A_{ed}^2)^{0.5} / (n) = 93^2 + 76^2)^{0.5} / (6) = 20.0 \text{ kN/micropalo}$$

Dal momento che sui baggioli centrali poggiano due travi di sostegno, il carico assiale trasmesso è stato raddoppiato nell'ipotesi di passaggio contemporaneo di due convogli.

Inoltre, in considerazione del limitato interasse tra i micropali (50cm, pari a circa 2.3 diametri), nella definizione dei carichi agenti su ciascun micropalo si è tenuto conto dei seguenti coefficienti di efficienza del gruppo di pali:

$$\text{Coefficiente di efficienza per carichi verticali} \quad \eta_v = 0.8$$

$$\text{Coefficiente di efficienza per carichi orizzontali} \quad \eta_h = 0.5$$

6.2 Collasso per carico limite assiale

La valutazione del carico limite assiale per rottura del terreno è stata effettuata sulla base delle prescrizioni contenute al §6.4.3.1.1 delle NTC2008.

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed R_d è il valore di progetto della resistenza totale del sistema palo-terreno.

Il valore caratteristico della resistenza al carico assiale $R_{c,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione ξ_3, ξ_4 riportati nella tabella 6.4.IV delle NTC2008 alle resistenze limite R_{cal} , calcolate, secondo la seguente relazione:

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

La resistenza di progetto ($R_{c,d}$) si otterrà applicando alla resistenza caratteristica i coefficienti parziali riduttivi delle resistenze γ_R , assunti in accordo con la tabella 6.4.II delle NTC2008.

Il carico limite assiale del palo è espressa in genere come:

$$R_{c,cal} = Q_L + Q_B = \sum_i A_{si} \times f_i + A_b \times q_b$$

in cui:

$R_{c,cal}$ carico verticale limite di compressione del palo

Q_L portata limite della superficie laterale del palo

Q_B portata limite della base del palo

A_{si} area della superficie laterale del palo relativa al tronco i-esimo in cui si è suddiviso il palo ai fini del calcolo

f_i aderenza limite media nel tratto i-esimo del palo

A_b area di base del palo

q_b pressione limite alla base del palo

Nel caso in esame, di micropali di fondazione in terreni granulari omogenei, il contributo al carico verticale limite dato dalla resistenza sulla superficie laterale del palo è preponderante, per cui il contributo dato dalla capacità portante di punta viene trascurato.

La capacità portante laterale è invece calcolata secondo l'approccio classico di Bustamante e Doix (rif.(15)):

$$Q_L = \pi \times \alpha \times d \times L \times q_s$$

in cui:

α è un coefficiente empirico che consente di tenere conto dell'incremento del diametro dei bulbi di ancoraggio nel caso di iniezioni ad alta pressione. Il coefficiente dipende dalla tipologia di iniezione adottata e dalla tipologia di materiale in cui questa viene effettuata;

d è il diametro della perforazione in cui l'ancoraggio viene realizzato;

L è la lunghezza del bulbo di ancoraggio;

q_s è lo sforzo tangenziale limite che può essere mobilizzato al contatto tra bulbo di ancoraggio e terreno/roccia circostante

In considerazione della stratigrafia di progetto e delle modalità di realizzazione degli scatolari (che influenzeranno, almeno nella parte superficiale lo stato di addensamento dei depositi e quindi l'adesione laterale sviluppabile sul fusto dei pali) sono stati considerati i seguenti valori di aderenza laterale media:

Unità	Descrizione	Quota	Aderenza laterale limite	Note
		[m da p.c.]	f_i [kPa]	
TV	Terreno Vegetale	0.0÷2.0	0	Strati influenzati dalle operazioni di spinta il cui contributo alla capacità portante verticale dei pali viene trascurato
GS	Ghiaia Sabbiosa	2.0÷7.5	0	
SGL	Sabbia Ghiaiosa Limosa	7.5÷10.0	25	
SGL	Sabbia Ghiaiosa Limosa	10.0÷26.0	100	
SL	Sabbia Limosa	26.0÷40.0	150	

I valori in tabella sono stati ridotti per il coefficiente parziale γ_R riduttivo della resistenza laterale per pali trivellati, pari a 1.0 per la combinazione 1 e pari a 1.45 per la combinazione 2.

Essendo disponibili nella zona 2 sondaggi geognostici appositamente eseguiti a supporto del progetto definitivo, si assumono i seguenti fattori di correlazione:

$$\xi_3 = 1.65$$

$$\xi_4 = 1.55$$

In **Figura 6.1** e **Figura 6.2** sono riportate le curve che definiscono il carico limite assiale di progetto dei micropali ($N_{r,d}$) in funzione della loro lunghezza, per le due combinazioni previste per l'approccio 1 della normativa. Negli stessi diagrammi sono riportati i carichi massimi di progetto ($N_{e,d}$) e la lunghezza minima dei pali necessaria per soddisfare le verifiche per carichi assiali.

I diagrammi tengono già conto del fattore di efficienza $\eta_v = 0.8$ per pali in gruppo.

A tale scopo, per le verifiche in combinazione 1, i carichi di progetto riportati al §6.1 sono stati amplificati mediante il coefficiente parziale $\gamma_q = 1.5$.

Si ottiene:

$$N_{e,d} = \gamma_Q \times N_{ed_mp} = 1.5 \times 242 = 363 \text{ kN/micropalo (A1+M1+R1)}$$

$$N_{e,d} = \gamma_Q \times N_{ed_mp} = 1.0 \times 242 = 242 \text{ kN/micropalo (A2+M1+R2)}$$

La lunghezza minima necessaria dei micropali risulta 20.5 m per le verifiche in combinazione 1 e 20.0 m per quelle in combinazione 2.

Viene quindi scelta una lunghezza di progetto di 21.0 m.

Il dimensionamento sarà verificato ed eventualmente aggiornato sulla base dei risultati di apposita prova di carico eseguita su un micropalo pilota.

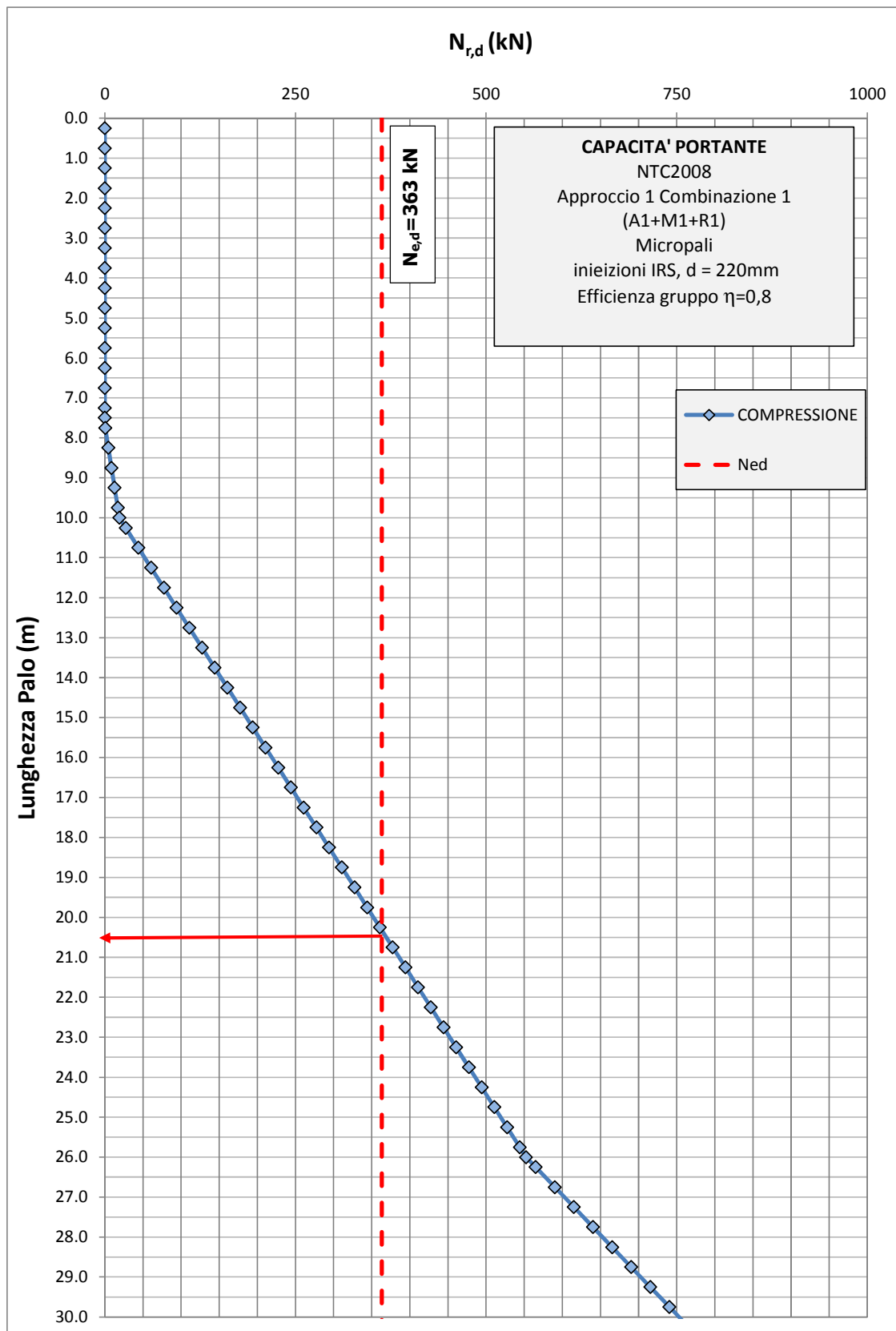


Figura 6.1 – Curva capacità portante micropali di fondazione – Approccio 1 Combinazione 1

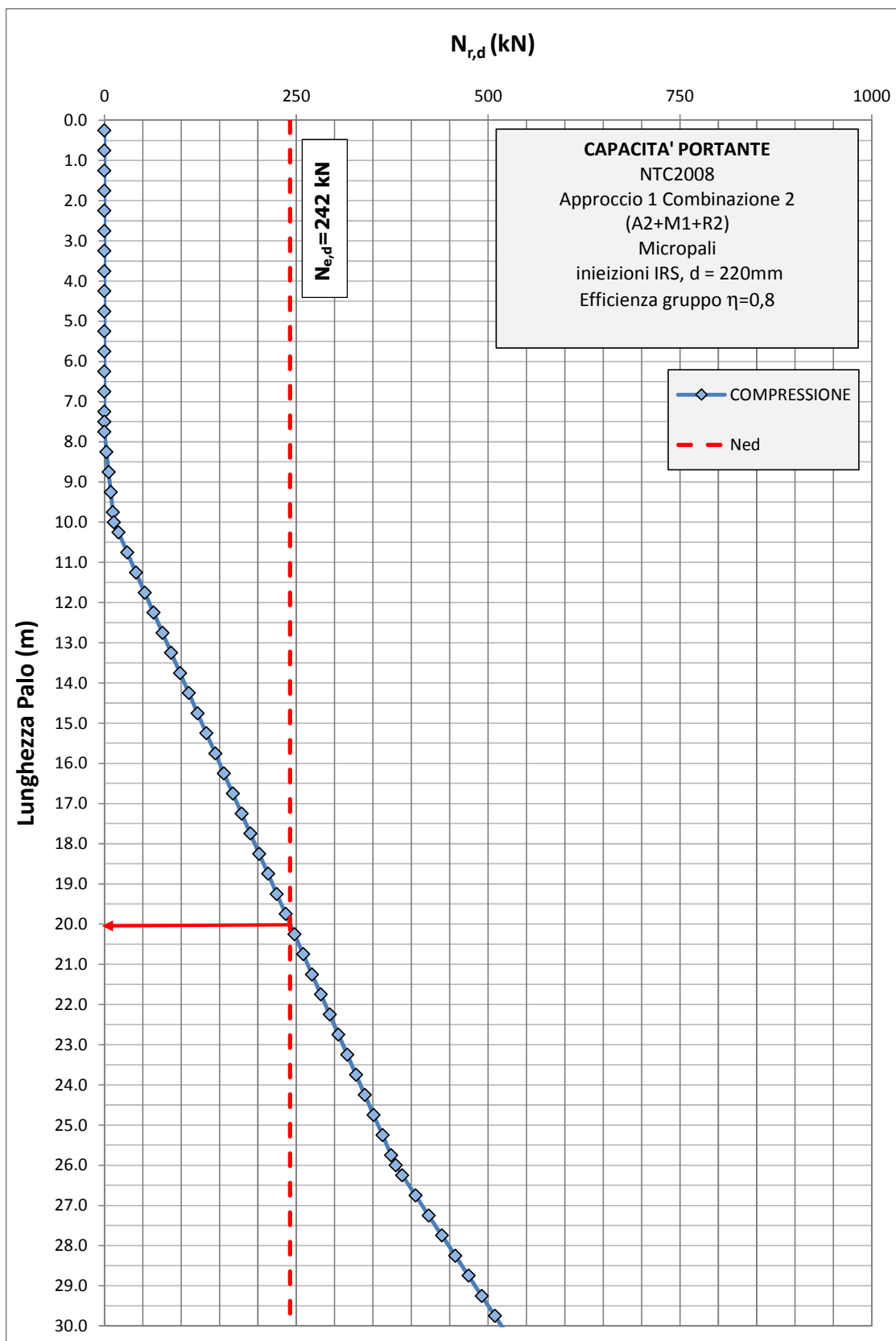


Figura 6.2 – Curva capacità portante micropali di fondazione – Approccio 1 Combinazione 2

6.3 Collasso per carico trasversale

La valutazione del carico limite trasversale per rottura del terreno è stata effettuata sulla base delle prescrizioni contenute al §6.4.3.1.1 delle NTC2008.

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed R_d è il valore di progetto della resistenza totale del sistema palo-terreno.

Il valore caratteristico della resistenza al carico trasversale $R_{tr,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione ξ_3 , ξ_4 riportati nella tabella 6.4.IV delle NTC2008 alle resistenze limite R_{cal} , calcolate, secondo la seguente relazione:

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

La resistenza di progetto ($R_{tr,d}$) si otterrà applicando alla resistenza caratteristica i coefficienti parziali riduttivi delle resistenze γ_R , assunti in accordo con la tabella 6.4.VI delle NTC2008 pari a 1.0 per la combinazione 1 e pari a 1.6 per la combinazione 2.

La definizione del carico trasversale limite di pali di fondazione è un problema complesso, che coinvolge un elemento strutturale semi-rigido (a seconda che si tratti di elementi snelli o tozzi) ed il terreno, che in parte si deforma in campo elastico e in parte in campo plastico.

Per quanto sopra si è deciso di utilizzare un codice di calcolo ad elementi finiti specifico (LPILE 6.0, rif.(22)) che consente di tenere conto sia della rigidezza e resistenza del palo, sia del comportamento non lineare del terreno circostante mediante l'approccio delle curve p-y.

Il metodo, previsto nelle raccomandazioni API-RP-2A-WSD (rif.(5)), è basato su curve di trasferimento p-y che dipendono dalla stratigrafia, dalla geometria del palo di fondazione e dalla tipologia di terreno.

Le stesse raccomandazioni API riportano alcune delle tipiche curve di trasferimento utili per le tipologie di terreno più comuni e fanno riferimento agli studi disponibili nella bibliografia tecnica internazionale per gli altri casi.

In generale le curve p-y sono definite sulla base degli studi riportati nei seguenti riferimenti bibliografici:

- Per Argille soffici Matlock et al. (rif.(18))
- Per Argille compatte Reese et al. (rif.(20))
- Per Sabbie API Sand o Reese et al (riff. (5) e (17))
- Per Ammassi rocciosi deboli Reese et al. (rif.(21))

Se necessario, in funzione delle specifiche condizioni geotecniche locali, possono essere introdotte altre formulazioni specifiche per particolari tipologie di terreni o ammassi rocciosi o modifiche locali delle curve p-y.

Nel caso in esame si è assunta la definizione di Reese per depositi granulari.

La formulazione dipende, oltre che dalla geometria del palo di fondazione dal peso di volume del terreno, da suo angolo di resistenza al taglio e dall'eventuale presenza di falda. I dati necessari sono quelli già riportati al §5.

Il codice di calcolo è stato utilizzato per impostare il modello numerico di un palo singolo sottoposto a carico trasversale crescente fino al raggiungimento della condizione di collasso (minimo tra raggiungimento della resistenza laterale fornita dal terreno e la resistenza flessionale del micropalo).

In **Figura 6.3** è riportata la curva carico orizzontale-spostamento orizzontale, sulla base della quale è stato definito il carico orizzontale limite per il micropalo singolo.

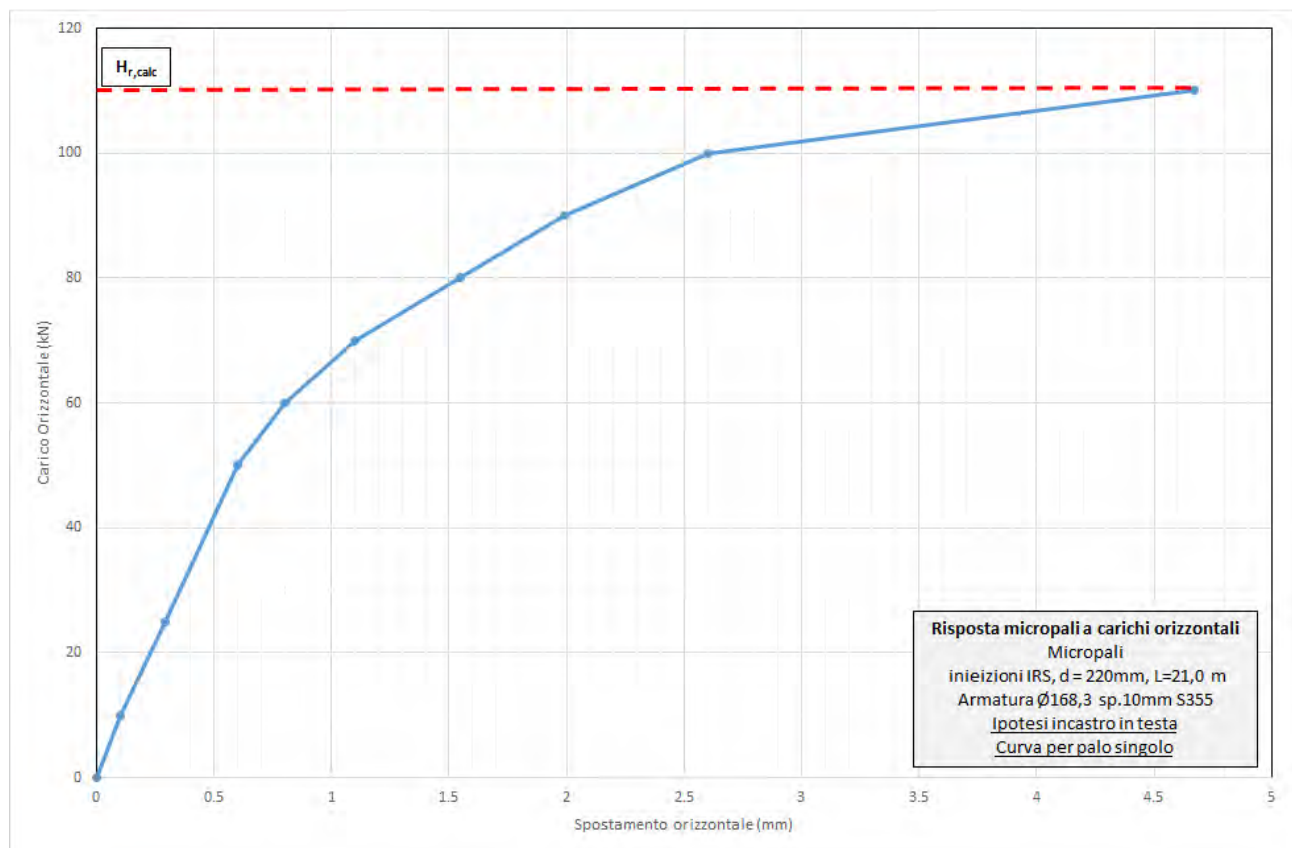


Figura 6.3 – Curva di risposta micropali ai carichi orizzontali

Nel caso in esame si è ottenuto $R_{tr,calc}=110$ kN. Il cinematismo ottenuto è quello tipico per pali snelli, con formazione di una cerniera plastica nell'armatura del micropalo.

Il valore così ottenuto di resistenza a carichi orizzontali è ridotto per il fattore di correlazione $\xi_3=1.65$ per ottenere il valore di resistenza caratteristica, e per il coefficiente riduttivo delle resistenze γ_R (1.0 in combinazione A1+M1+R1 e 1.6 in combinazione A2+M1+R2) per ottenere la resistenza di progetto del palo singolo.

Infine, per tenere conto della presenza di un gruppo di pali, la resistenza di progetto è ulteriormente ridotta applicando il coefficiente riduttivo $\eta_h = 0.5$.

In definitiva la resistenza di progetto del singolo micropalo in gruppo risulta:

$$H_{r,d} = 0.5 \times 110 / (1.65 \times 1.0) = 33.3 \text{ kN/micropalo (A1+M1+R1)}$$

$$H_{r,d} = 0.5 \times 110 / (1.65 \times 1.6) = 20.8 \text{ kN/micropalo (A2+M1+R2)}$$

I carichi orizzontali di progetto agenti sul singolo micropalo sono pari a:

$$H_{e,d} = \gamma_Q \times V_{ed_mp} = 1.5 \times 20 = 30 \text{ kN/micropalo (A1+M1+R1)}$$

$$H_{e,d} = \gamma_Q \times V_{ed_mp} = 1.0 \times 20 = 20 \text{ kN/micropalo (A2+M1+R2)}$$

La condizione $H_{e,d} \leq H_{r,d}$ è sempre verificata, per cui le verifiche di capacità portante per carichi trasversali sono soddisfatte.

Il dimensionamento sarà verificato ed eventualmente aggiornato sulla base dei risultati di apposita prova di carico eseguita su un micropalo pilota.

6.4 Raggiungimento della resistenza dei micropali

Le verifiche strutturali dei micropali sono state eseguite con riferimento al §4 delle NTC (Rif. (1)), considerando cautelativamente il solo contributo resistente fornito dall'armatura metallica secondo le formulazioni previste al §4.2.4.1.2.

La verifica di resistenza del micropalo, sottoposto a presso-flessione, è stata eseguita in campo elastico confrontando la tensione massima agente con la resistenza di progetto:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

La verifica è estesa sull'intera lunghezza del micropalo, utilizzando il modello ad elementi finiti già sviluppato per l'analisi della risposta dei carichi a carichi orizzontali (si veda §6.3) e inserendo una nuova condizione di carico che considera agenti in testa al micropalo i massimi carichi di progetto per la combinazione 1 dell'approccio 1 previsto dalle NTC2008:

$$N_{ed} = 242 \times 1.5 = 363 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 20 \times 1.5 = 30 \text{ kN}$$

Il modello numerico consente infatti di ricostruire l'interazione reciproca tra micropalo e terreno circostante tenendo conto della risposta non-lineare del terreno.

In **Figura 6.4** e **Figura 6.5** sono riportati gli andamenti del momento flettente e azione di taglio lungo lo sviluppo del micropalo, così come ottenuti dalla modellazione numerica.

In **Figura 6.6** è invece riportato l'andamento degli sforzi totali di progetto nella sola sezione d'acciaio (trascurando quindi il contributo resistente del calcestruzzo). Nella stessa figura è riportato anche lo sforzo limite di progetto, pari a $f_{yk}/\gamma_{M0} = 355/1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$.

Lo sforzo totale agente risulta sempre inferiore a quello resistente, per cui la verifica è soddisfatta.

Le tensioni massime si hanno nella sezione di incastro in testa al micropalo, l'incastro è realizzato per mezzo di appoggio 800x800x20 zancate ai plinti in c.a. previsti in testa al micropalo.

Milano, giugno 2017

Responsabile Progettazione Generale

Dott. Ing. Fulvio Bernabei

Responsabili geologia e progettazione geotecnica

Prof. Geol. Lamberto Luciano Griffini

Dott. Ing. Stefano Griffini

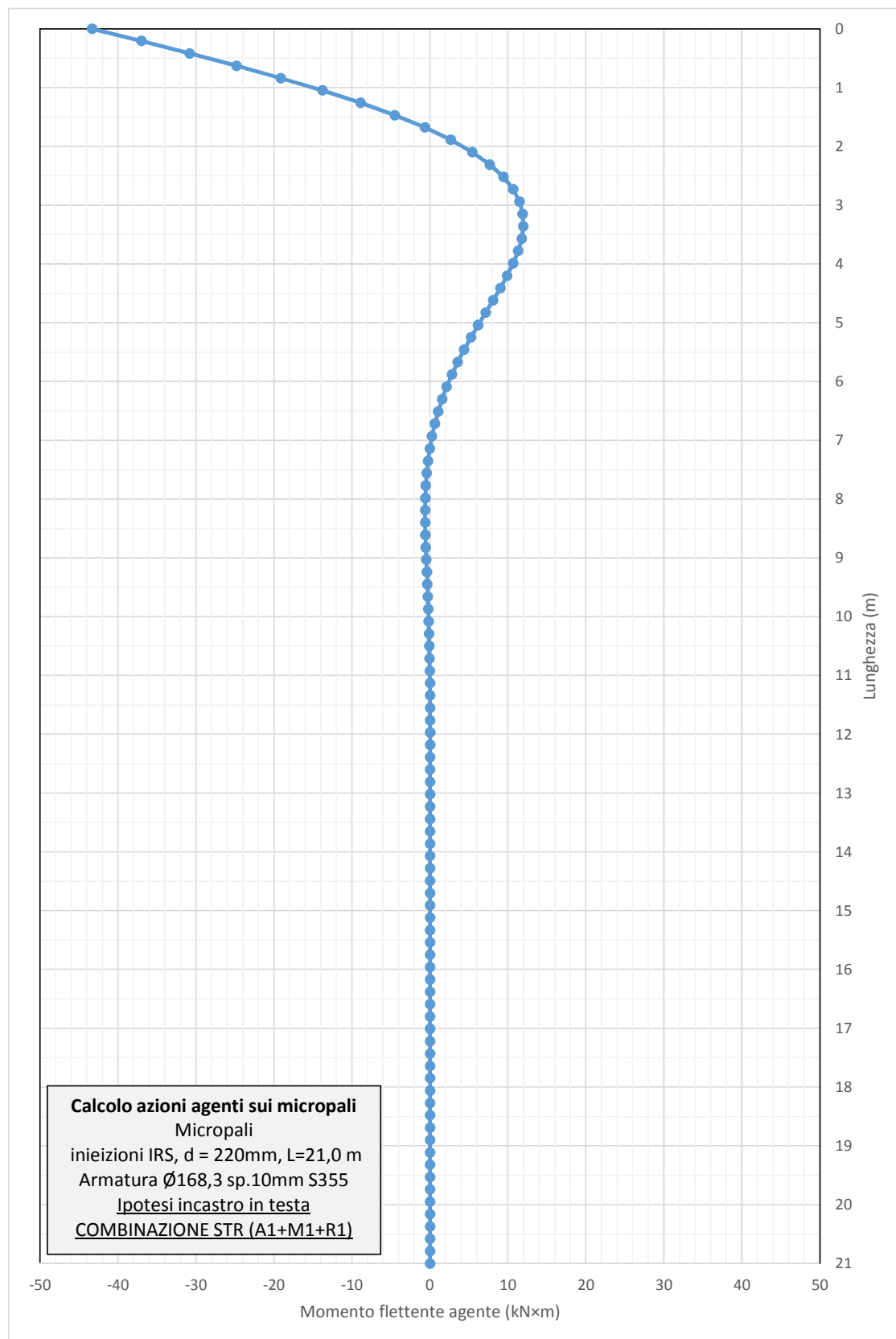


Figura 6.4 – Andamento momento flettente lungo lo sviluppo del singolo micropalo – Combinazione STR (A1+M1+R1)

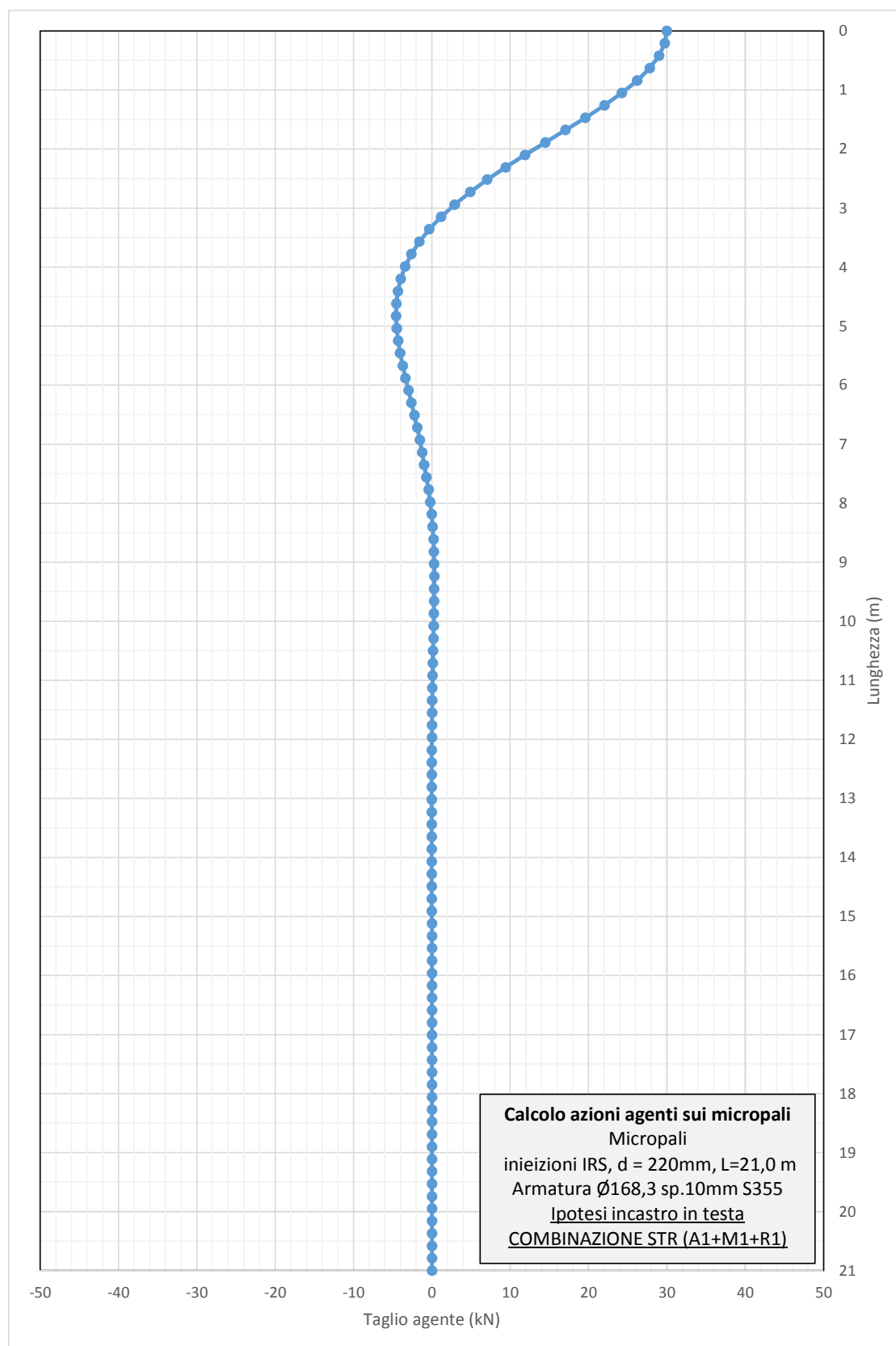


Figura 6.5 – Andamento taglio lungo lo sviluppo del singolo micropalo – Combinazione STR (A1+M1+R1)

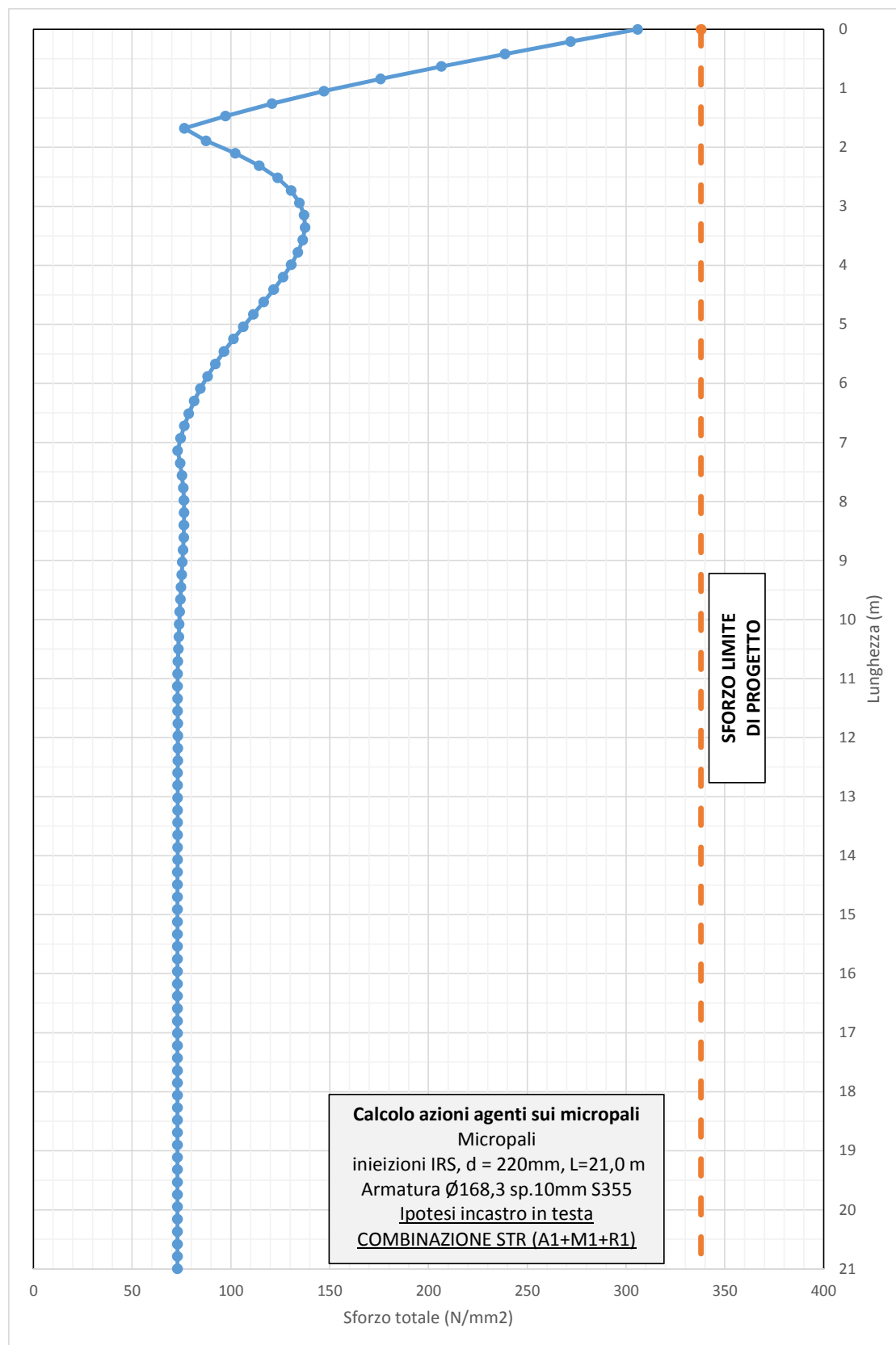


Figura 6.6 – Andamento sforzo totale lungo lo sviluppo del singolo micropalo – Combinazione STR (A1+M1+R1)

Figure

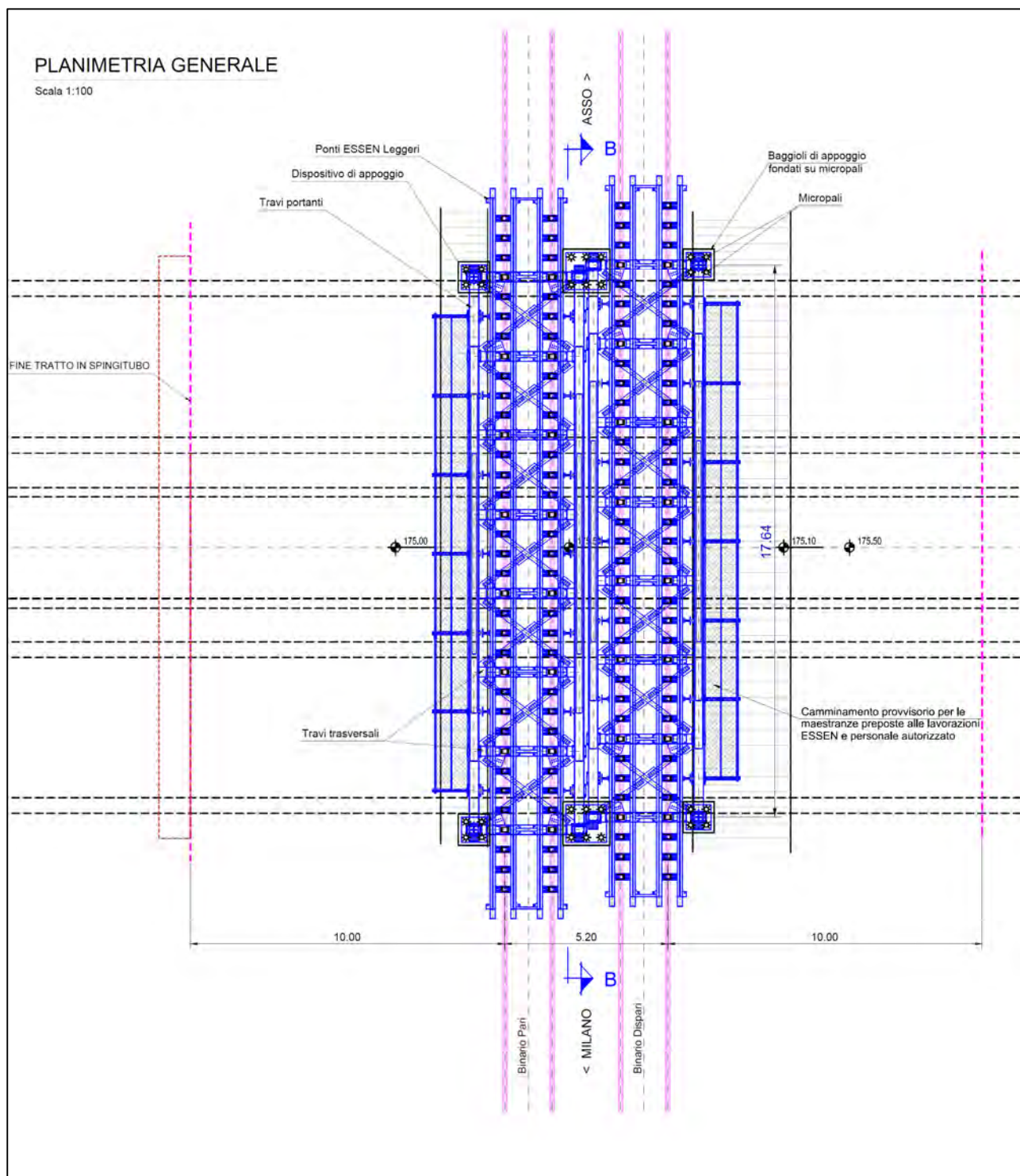


Figura 3.2 – Planimetria generale intervento di sostegno con ponte gemellato Essen

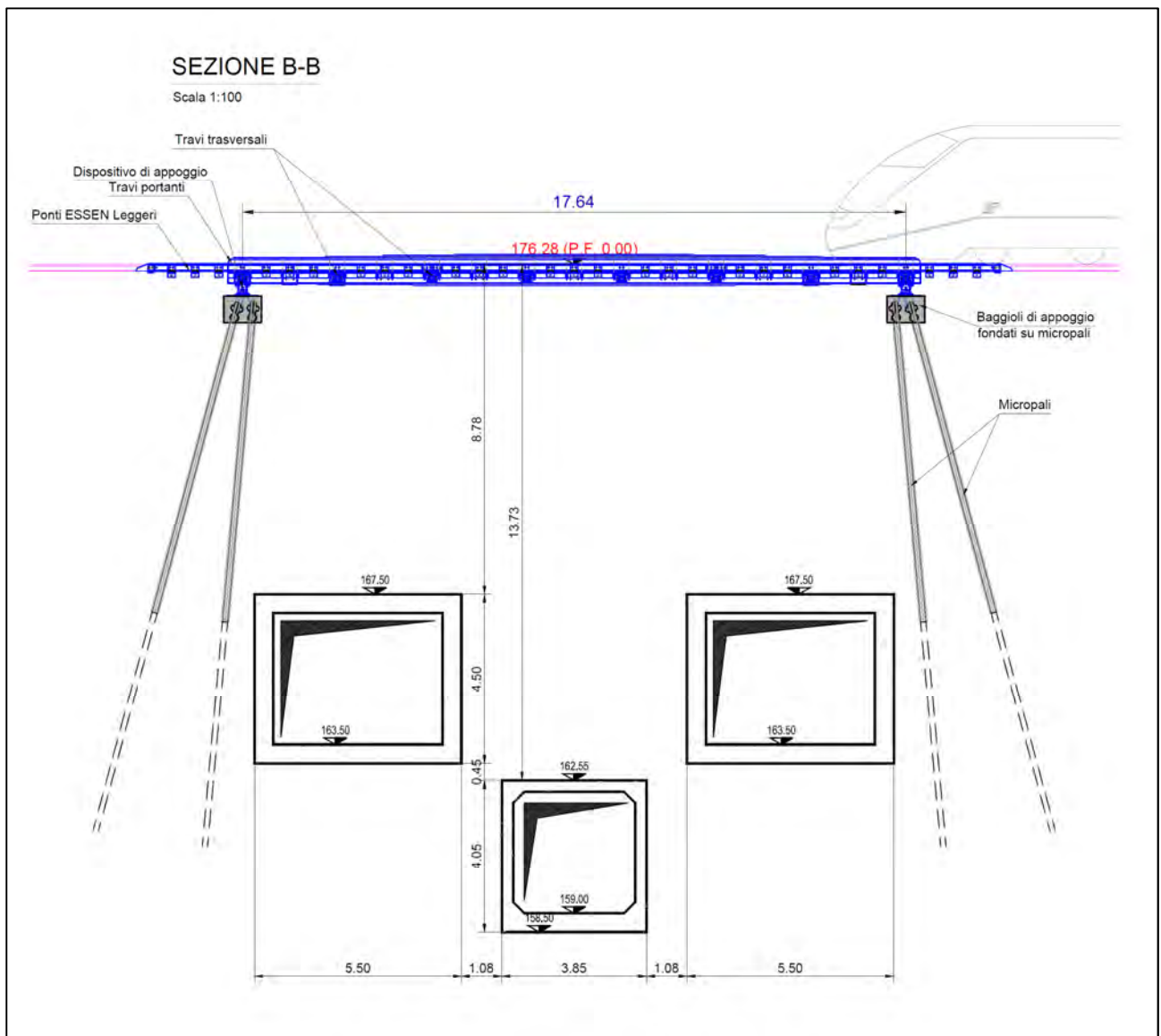


Figura 3.3 – Sezione longitudinale del ponte gemellato Essen

Progettazione definitiva e redazione del piano operativo di bonifica per la realizzazione di un'area di laminazione per le piene del torrente Seveso nei comuni di Paderno Dugnano (MI) e Varedo (MB)

Risposte ai quesiti di FERROVIENORD

Cedimenti e monitoraggio sistema ponte Essen

Elaborato	Rev.	Data
171-NT-001	A1	05.02.2019

Committente



AIPo – Agenzia Interregionale per
il fiume Po

I Professionisti

Dott. Geol. Lamberto Griffini

Ordine dei Geologi
della Lombardia



Dott. Ing. Stefano Griffini

Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Milano



Cronologia delle revisioni

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
A1	05.02.2019	Emissione per Commenti	SM	GL	GL

1 Osservazioni progetto definitivo

In fase di esame del progetto definitivo il gruppo FERROVIENORD SPA ha richiesto un approfondimento riguardante il sistema Essen previsto a supporto dei binari durante la fase di spinta dei manufatti prefabbricati in progetto. In particolare nel "Registro ufficiale 0005041-13/07/2018 – Uscita" vengono indicate al punto 7 le seguenti osservazioni:

" 7. In merito alla spinta dei tre manufatti scatolari di cui sopra e al sistema Essen utilizzato per il sostegno dei binari, si chiede un approfondimento progettuale finalizzato a verificare che non ci siano cedimenti dei binari durante le fasi di spinta. Si prescrive inoltre un monitoraggio del binario durante l'esecuzione dei lavori. "

La presente nota tecnica costituisce aggiornamento del progetto definitivo volto a dare risposta alla richiesta di integrazione sopra riportata.

2 Calcolo cedimenti attesi

2.1 Configurazione di progetto

Il progetto delle vasche di laminazione nei comuni di Paderno Dugnano (MI) e Varedo (MB) prevede la realizzazione al di sotto della linea ferroviaria di tre manufatti scatolari in c.a. messi in opera mediante la tecnica di infissione oleodinamica. La linea ferrovia dovrà mantenere le condizioni esercizio durante tutta la fase di realizzazione delle opere.

A tale scopo è prevista la realizzazione di un sostegno provvisorio tramite Ponte Essen gemellato, luce 17.64m, come mostrato in **Figura 2.1**.

Il ponte è dimensionato dal produttore/installatore per consentire una velocità di transitò di 30 km/h per carico D4.

Durante le fasi di realizzazione dei manufatti idraulici il carico ferroviario verrà trasferito ai baggioli in c.a. e dunque ai rispettivi micropali di fondazione.

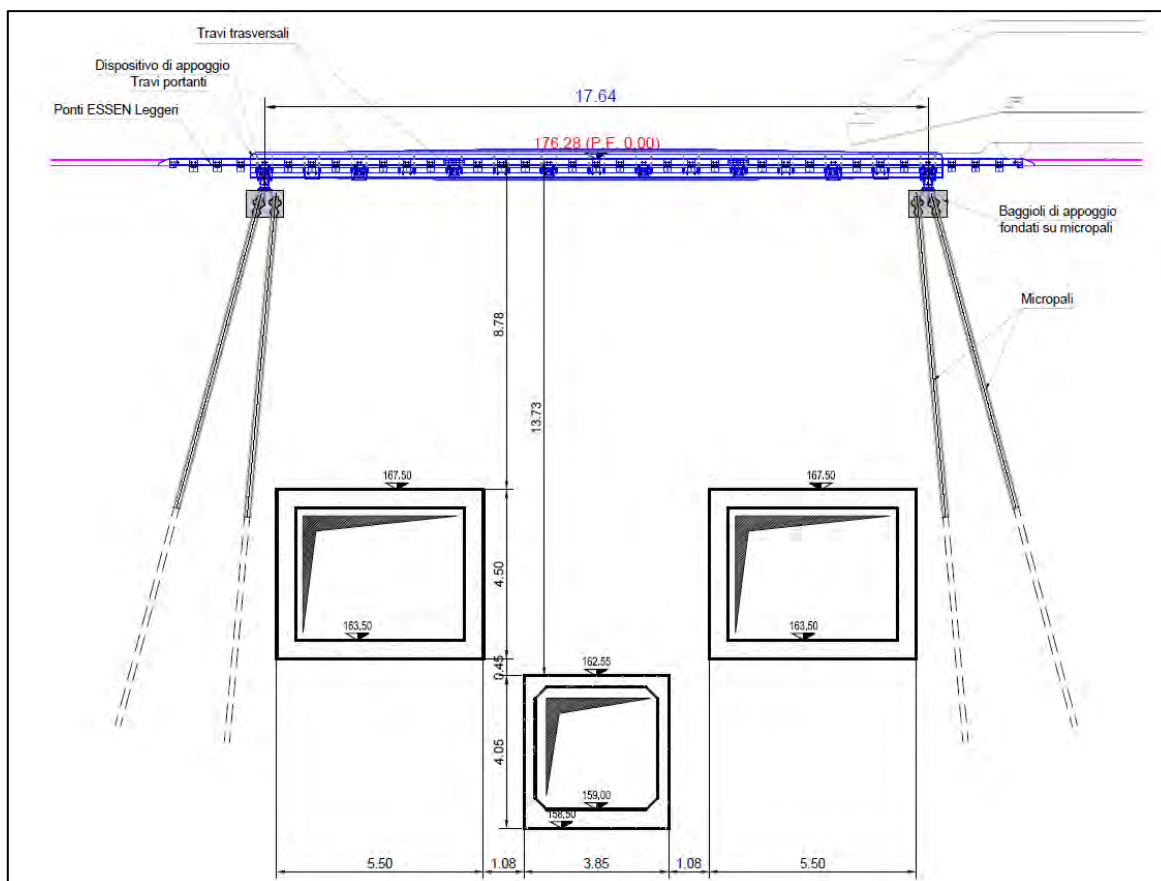


Figura 2.1

Sezione trasversale del sistema Essen ponte gemellato impiegato nel progetto.

Si considerano i seguenti carichi di progetto trasmessi da ciascun appoggio del ponte:

- Azione verticale massima $N_{ed} = 726$ kN
- Azione orizzontale trasversale massima $T_{ed} = 93$ kN

Le verifiche di capacità portante sono state inoltre eseguite trascurando la resistenza di punta del palo, considerando quindi il solo contributo dell'adesione laterale, in modo da limitare il più possibile i cedimenti attesi in esercizio.

I carichi di progetto agenti sul singolo palo di fondazione sono:

- Carico di progetto verticale: $N_{e,d} = 363$ kN/micropalo
- Carico di progetto orizzontale: $H_{e,d} = 30$ kN/micropalo

Il calcolo dei cedimenti attesi per i micropali è stato effettuato in accordo con le linee guida dell'*American Petroleum Institute* che, sulla base di una serie di dati sperimentali, forniscono i valori di spostamento necessari per attivare le diverse componenti di resistenza dei pali di fondazione in funzione della tipologia di materiale attraversato (**Figura 2.3**).

Nel calcolo del cedimento totale atteso si è anche considerata la deformazione assiale del micropalo per i carichi di progetto.

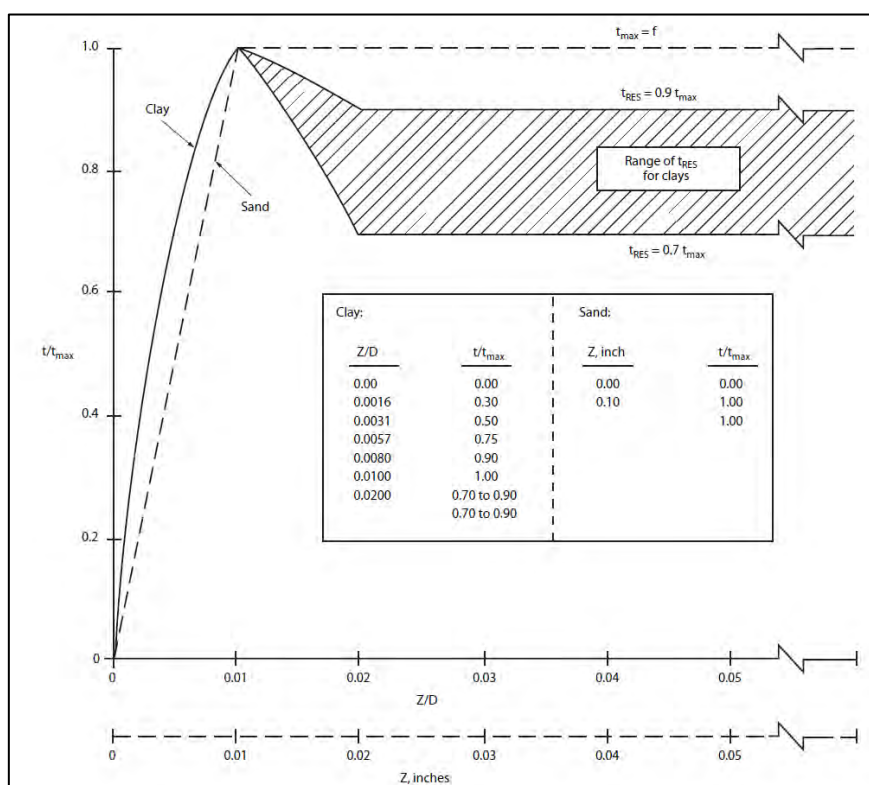


Figura 2.3

Curva caratteristica azione assiale-spostamento (API – Recommended practice 2A-WSD).

I dati progettuali dei micropali di fondazione impiegati per la verifiche dei cedimenti sono:

- Tipologia di terreno: sabbia
- Diametro totale micropalo = 220 mm (diametro perforazione: micropalo + cemento iniettato)
- Rigidezza media micropalo: $E = 35000$ MPa (Modulo di Young del calcestruzzo)
- Lunghezza micropalo = 21 m
- Adesione laterale in funzione delle stratigrafia: vedi **Tabella 2.1**

Unità	Descrizione	Quota	Aderenza laterale limite	Note
		[m da p.c.]	f_i [kPa]	
TV	Terreno Vegetale	0.0÷2.0	0	Strati influenzati dalle operazioni di spinta il cui contributo alla capacità portante verticale dei pali viene trascurato
GS	Ghiaia Sabbiosa	2.0÷7.5	0	
SGL	Sabbia Ghiaiosa Limosa	7.5÷10.0	25	
SGL	Sabbia Ghiaiosa Limosa	10.0÷26.0	100	
SL	Sabbia Limosa	26.0÷40.0	150	

Tabella 2.1

Adesione laterale limite in funzione della stratigrafia.

E' stata ricostruita la curva carico assiale-cedimento per il micropalo di fondazione in progetto. I risultati sono mostrati in **Figura 2.4**.

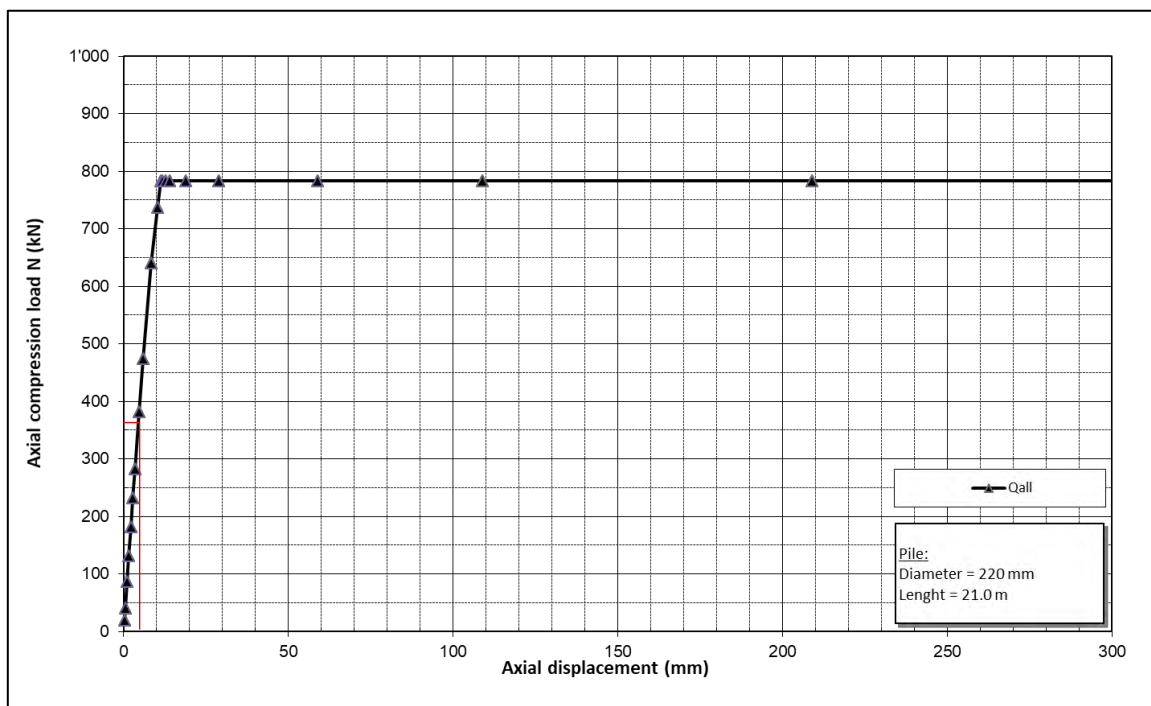


Figura 2.4

Curva carico assiale-cedimento ottenuta per i micropali in progetto.

Interpolando i valori della curva considerando l'azione assiale di progetto ($N_{e,d} = 363$ kN), il cedimento massimo atteso corrispondente a 4.52 mm.

Tale cedimento corrisponde, su una luce di 17.64 m, a una deformazione massima di 1/3900.

2.3 Calcolo interferenza fasi di spinta

Per tenere conto della possibile interferenza delle fasi di spinta sui cedimenti dei micropali, si è considerato uno schema analitico che consente di verificare l'entità dei sovraccarichi che possono interessare i micropali durante la spinta dei manufatti.

Le operazioni di spinta avverranno non in maniera simultanea, attraverso un prescavo di avanzamento al fronte seguito da una successiva infissione dell'elemento strutturale. Tali operazioni potrebbero generare dei cedimenti locali del terreno al di sotto del ponte Essen che potrebbero comportare un sovraccarico sui micropali a causa di fenomeni di attrito negativo sul micropalo di fondazione.

Il sovraccarico da considerare su ciascun micropalo è stato valutato cautelativamente attraverso procedura analitica considerando la massima adesione laterale che si può sviluppare lungo il fusto del micropalo.

Lo sforzo verticale medio agente al piede della porzione di terreno interessata dal cedimento (profondità scatolare a 8 metri) è dato da:

$$\sigma_V = \frac{\gamma_{sat} \times h^2}{2} = \frac{20 \frac{kN}{m^3} \times (8 m)^2}{2} = 640 kPa$$

Il terreno, cedendo, si troverà in condizioni di spinta attiva con coefficiente di spinta calcolato come:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

Lo sforzo orizzontale medio agente lungo il fusto dei micropali in condizione di spinta attiva è pari a:

$$\sigma_H = \frac{\sigma_V \times K_a}{2} = \frac{640 kPa \times 0.33}{2} = 105 kPa$$

Lo sforzo tangenziale negativo massimo che si può sviluppare mediamente lungo il fusto è calcolato come:

$$q_s = \sigma_H \times \tan \phi = 105 kPa \times \tan 30 = 61 kPa$$

L'azione assiale negativa generata dal cedimento del terreno viene calcolata considerando che essa agisca sulla metà della superficie esterna del micropalo, lato scatolare::

$$\Delta N = q_s \times \frac{A}{2} \times h = 61 kPa \times 0.35 m \times 8 m = 168 kN$$

Il carico assiale massimo agente sul micropalo è dato dalla somma del carico di progetto dato dal passaggio dei convogli e dal carico dato per possibili fenomeni di attrito negativo in fase di spinta:

$$N_{TOT} = N_{Ed} + \Delta N = 363 kN + 168 kN = 531 kN$$

Per il calcolo dei cedimenti si procede all'interpolazione dei dati nella curva carico assiale-deformazioni precedentemente ottenuta. Come mostrato in **Figura 2.5** le deformazioni corrispondenti al carico totale sono pari a 6.8 mm, con incremento in fase di spinta di 2.28 mm rispetto alla previsione del precedente §2.2.

Il cedimento totale corrisponde, su una luce di 17.64m, a una deformazione massima di 1/2940.

I valori di cedimento attesi saranno verificati preliminarmente mediante l'esecuzione delle prove di carico su pali pilota descritte al successivo §3.

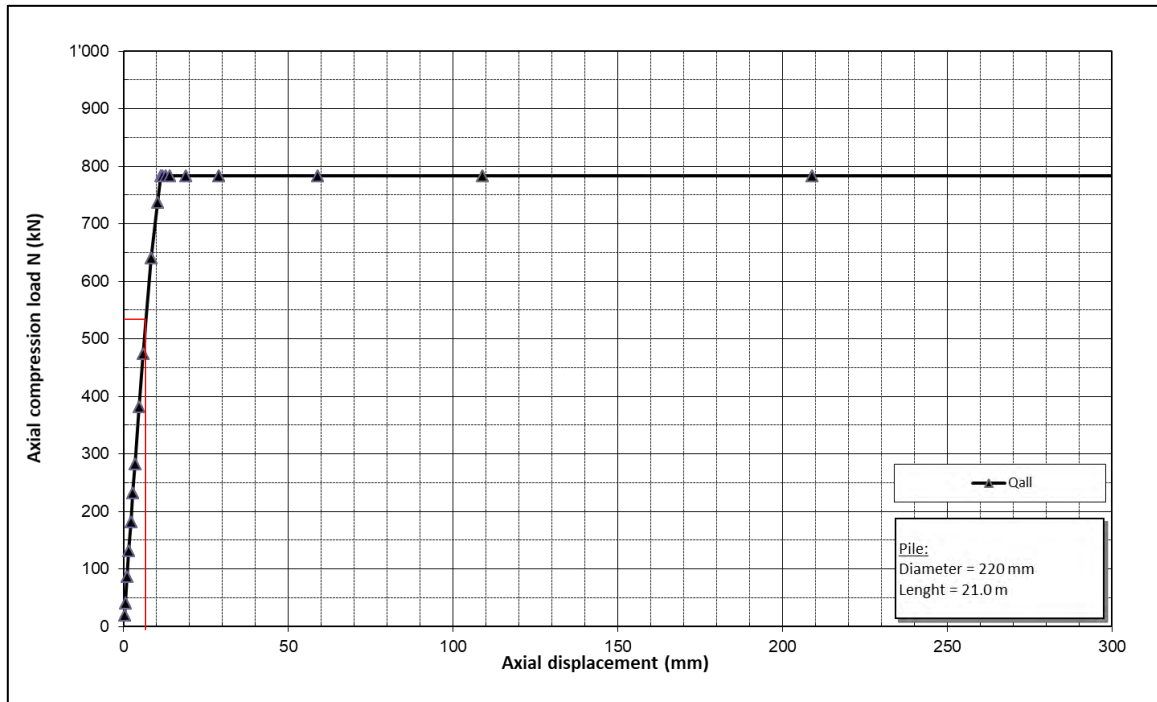


Figura 2.5

Curva carico assiale-cedimento ottenuta per i micropali in progetto. In rosso il carico agente e la relativa deformazione durante le operazioni di infissione degli scatolari.

3 Prove di carico su pali pilota

Saranno eseguite 2 prove di carico su pali pilota, una con applicazione del carico in direzione verticale ed una con applicazione del carico in direzione orizzontale.

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi, significativi ai fini della valutazione della resistenza.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche agli SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80$ cm). Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzii un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Il programma esecutivo della prova, sia per quanto riguarda lo schema di applicazione del carico (numero degli step e tempi di mantenimento a carico assiale costante, numero e caratteristiche dei cicli di carico-scarico, ...), sia per quanto riguarda la lettura dei cedimenti (frequenza delle letture, criteri per individuare l'avvenuta stabilizzazione del cedimento), dovrà di norma essere conforme alle prescrizioni fornite dalla Direzione Lavori in ragione delle specifiche condizioni stratigrafiche e natura dei terreni.

3.1 Modalità esecutive

Il carico sarà applicato mediante un martinetto, contrastato mediante un'adeguata zavorra o pali di reazione, il cui manometro o cella di carico dovrà essere corredato da un certificato di taratura.

Le misure dei cedimenti dovranno essere rilevate mediante tre micrometri centesimali, disposti a 120° attorno al palo, interposti al terreno in punti sufficientemente distanti dal palo di prova e dal sistema di contrasto, così da evitare l'influenza delle operazioni di carico e scarico.

I supporti della struttura porta micrometri dovranno distare non meno di 3.0 m e non meno di 3 diametri dal palo di prova, e infine non meno di 2.0 m dalla impronta della zavorra o da eventuali pali di reazione. La struttura porta micrometri dovrà essere protetta da vibrazioni e urti accidentali e schermata dai raggi solari per minimizzare le deformazioni di natura termica.

Di ciascuna prova dovrà essere redatto apposito verbale, controfirmato dalle parti, nel quale saranno riportati tra l'altro: data e ora di ogni variazione di carico, entità del carico, letture ai micrometri, diagramma carichi-cedimenti. Al verbale verranno allegati i certificati di taratura del manometro (o cella di carico).

4 Monitoraggio cedimenti

Le misure di assestamento verranno effettuate mediante misurazioni topografiche da una serie di stazioni per mezzo di strumenti ottici. Per riferimento si utilizzano caposaldi fissi posti ad una certa distanza dalla zona di monitoraggio.

4.1 Caposaldi topografici

I punti di rilevamento degli assestamenti saranno costituiti da mire topografiche fissate su superfici solide (**Figura 4.1**). Essi dovranno essere installati in modo tale che non si possano avere movimenti dovuti alla loro non corretta installazione ovvero ad assestamenti accidentali non dovuti alla costruzione dell'opera. Inoltre facili accessi ai punti di monitoraggio e buona visibilità sono requisiti necessari per effettuare misurazioni corrette.

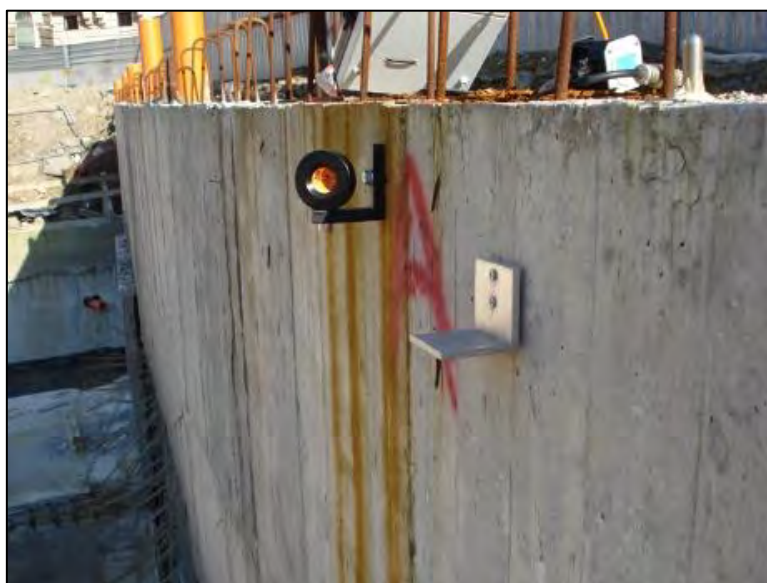


Figura 4.1

Esempio posizionamento mira topografica.

Il numero dei punti di stazionamento e dei caposaldi necessari dipende in generale dal tipo di struttura da monitorare e dalle sue dimensioni. Al fine di monitorare i cedimenti differenziali, è necessario installare 10 mire topografiche posizionate rispettivamente:

- In 4 punti esterni all'area, ad una distanza tale da non subire deformazioni indotte dalle lavorazioni in corso;
- In 4 punti coincidenti con i baggioli di fondazione;
- In 2 punti posti in mezzera del ponte Essen.

Il posizionamento indicativo dei punti di monitoraggio topografico è mostrato in **Figura 4.2**.

